

I S T E E M

**COMPORTEMENT  
ET MODÉLISATION  
HYDRAULIQUE DES ZONES  
BÂTIES EN SITUATION  
D'INONDATION :**  
le cas des zones cloisonnées  
d'habitat individuel  
de Ouagadougou

~

Benoît HINGRAY

1999

N° 13

**COMPORTEMENT  
ET  
MODÉLISATION HYDRAULIQUE  
DES ZONES BÂTIES  
EN SITUATION D'INONDATION :**  
**Le cas des zones cloisonnées  
d'habitat individuel de Ouagadougou.**

~

**Benoît HINGRAY**

**1999**



ACADEMIE DE MONTPELLIER

UNIVERSITE DE MONTPELLIER II - ORSTOM

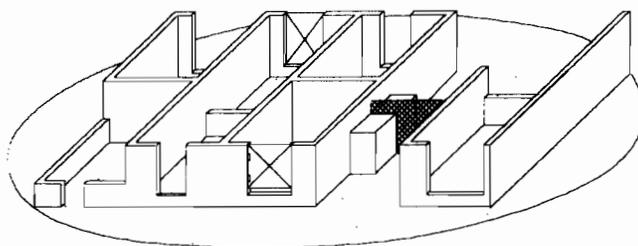
**THESE**

présentée à l'Université des "Sciences et Techniques du Languedoc"  
pour obtenir le diplôme de DOCTORAT

**Spécialité :** Mécanique, génie mécanique, génie civil  
**Formation doctorale :** Sciences de l'Eau dans l'Environnement Continental  
**Ecole doctorale :** Géosciences

**COMPORTEMENT ET MODELISATION HYDRAULIQUE  
DES ZONES BATIES EN SITUATION D'INONDATION :  
le cas des zones cloisonnées d'habitat individuel de Ouagadougou.**

par **Benoît HINGRAY**



Soutenu le 15 Janvier 1999, devant le jury composé de :

M. Michel DESBORDES	Professeur, Université Montpellier II	Président
M. Bernard CHOCAT	Professeur, INSA Lyon	Rapporteur
M. Pierre RIBSTEIN	Directeur de Recherche, ORSTOM	Rapporteur
M. Christophe BOUVIER	Chargé de Recherche, ORSTOM	Examineur
M. Jean CUNGE	Ingénieur, SOGREAH	Examineur

---

# Résumé

Ce travail s'inscrit dans la problématique de la modélisation des inondations par ruissellement pluvial d'un secteur urbanisé. La caractérisation des champs d'inondation résultant d'un aléa climatique donné nécessite de modéliser différents phénomènes : la transformation des précipitations en ruissellements, la propagation des écoulements qui en résultent dans le réseau d'assainissement du secteur étudié et la circulation des flux de débordement dans le tissu urbain lorsque ce réseau est défaillant. Le travail présenté dans ce mémoire concerne la dernière de ces diverses étapes. Ses objectifs sont d'une part, de montrer dans quelle mesure il peut être nécessaire d'intégrer dans une telle modélisation le comportement hydraulique des zones bâties et, d'autre part, d'étudier la pertinence d'une modélisation hydraulique simplifiée des zones bâties cloisonnées.

Pour évaluer le rôle des zones bâties sur le contrôle d'une inondation, nous comparons d'abord, en étudiant l'ouverture de différents quartiers potentiellement inondés, la transmissivité hydraulique de leur réseau de drainage principal (voirie) à celle de leur partie bâtie. Nous estimons ensuite l'influence du volume stocké par la partie bâtie inondée sur le laminage de la crue. Pour ces deux aspects, transfert et stockage, nous identifions les caractéristiques du milieu (et celles de l'aléa à l'origine de l'inondation pour l'aspect stockage) qui conditionnent l'importance des zones bâties dans le contrôle d'une inondation. Nous montrons enfin comment le rôle des zones bâties peut varier en étudiant différents types de quartiers de Ouagadougou (Burkina Faso).

La modélisation des zones bâties, lorsqu'elle est nécessaire, est envisagée dans le cas particulier des zones d'habitat individuel de la ville. En situation d'inondation, les différentes propriétés qui permettent d'en modéliser le comportement hydraulique, leur stockabilité et leur pénétrabilité, sont d'abord explicitées à l'échelle de l'objet bâti élémentaire, la concession africaine. Elles permettent de définir la vulnérabilité hydraulique de la concession qui dépend aussi des caractéristiques principales de la crue dans la rue inondée adjacente. La possibilité de modéliser le comportement d'une zone bâtie cloisonnée à une échelle plus large est enfin discutée. La pénétrabilité et la stockabilité du milieu sont alors redéfinies à l'échelle du bloc de concessions. L'étude s'appuie principalement sur le relevé de pénétrabilité de différentes bandes de bâti appartenant à trois quartiers lotis ou d'habitat spontané observés en 1996 à Ouagadougou.

**Mots clés :** Hydrologie urbaine - Inondation pluviale - Inondabilité urbaine - Modélisation conceptuelle - Changement d'échelle - Comportement hydraulique des zones bâties - Ouagadougou - Afrique.

## **Hydraulic behaviour and modelling of built-up areas in flooding situation : the case of the populated sub-partitioned areas of Ouagadougou.**

This work deals with the modelling of urban flooding events caused by important runoff. It first aims at evaluating the need to take into account in such a modelling the hydraulic behaviour of the built-up areas. It aims afterwards to study the consistency of a conceptual hydraulic model of the built-up areas which are highly sub-partitioned into closed-up properties.

Thanks to the study of the aperture of the flooded urban sector, the hydraulic transmissivity of its principal drainage network (roads) is compared at a first step to the transmissivity of its built-up part. Then, it is estimated how the stored volume in the flooded built-up areas affects the flood dynamics. The importance of the role played by the built-up areas in the control of the flood is initially identified by the rainfall characteristics (in terms on storage) and secondly by the medium characteristics (in terms of storage and transfer). It is finally shown how this role vary by studying different district types observed in Ouagadougou (Burkina Faso).

In a second part, the possibility to model the hydraulic behaviour of the built-up areas is studied. The perviousness and the storativity of each independent hydraulic urban cell (the african concession) are first highlighted. These two physical properties are essential and sufficient to model the cell hydraulic behaviour. These properties combined with the characteristics of the flood outside the cell allow us to define the cell hydraulic vulnerability. The possibility to model the built-up areas behaviour at a larger scale is finally discussed. The perviousness and the storativity are therefore redefined at the block of concessions scale.

This study is essentially based on perviousness surveys made at Ouagadougou during the 1996 rainy season in two traditional districts and one self-developing district.



# Table des matières

AVANT PROPOS .....	14
INTRODUCTION .....	17
<b>PARTIE I : INONDATIONS PLUVIALES ET MILIEU URBAIN</b>	
<b>I. LE RISQUE PLUVIAL .....</b>	<b>23</b>
I-A. L'ALÉA .....	23
I-A.1. Paramètres utilisés pour caractériser l'aléa .....	23
I-A.2. Facteurs influençant l'intensité de l'aléa hydraulique .....	25
I-B. LA VULNÉRABILITÉ .....	27
I-B.1. Facteurs explicatifs de la vulnérabilité d'un site .....	27
I-B.2. Estimation des dommages : .....	29
<b>II- MODELES ET HYDROLOGIE URBAINE .....</b>	<b>31</b>
II-A. LES MODELES DE RUISSELLEMENT URBAIN .....	31
II-A.1. Introduction .....	33
II-A.2. Les modèles de ruissellement globaux : .....	35
II-A.3. Les modèles spatialisés : .....	36
II-A.4. Difficultés rencontrées par les modèles hydrologiques spatialisés en milieu urbain .....	40
II-A.5. Exemples de modèles de ruissellement pour le calcul des inondations en milieu urbain : .....	45
II-A.6. Conclusion .....	46
II-B. LA MODELISATION DES ECOULEMENTS EN RESEAU D'ASSAINISSEMENT .....	47
II-B.1. Des logiciels d'écoulement en réseau d'assainissement .....	47
II-B.2. Les différentes modélisations existantes : .....	48
II-B.3. Informations et données requises pour l'utilisation des modèles mécanistes : .....	51
II-B.4. Limites des modèles mécanistes : .....	51
II-B.5. Exemples de modèles d'écoulement en réseau traitant les débordements .....	54
II-B.6. Conclusion .....	55

II-C. MODELES D'INONDATION EN MILIEU NATUREL.....	55
II-C.1. Introduction : .....	56
II-C.2. Les différents types de modèles d'écoulement.....	57
II-C.3. Informations requises pour les modèles d'écoulements en milieu naturel : .....	63
II-C.4. Validité des modèles pour les inondations en milieu urbain : .....	63
II-C.5. Les modèles hydrauliques d'inondation en milieu urbain existants : .....	64
II-D. CONCLUSION : QUEL MODELE POUR LES INONDATIONS EN MILIEU URBAIN ?.....	66
II-D.1. En Résumé : Des modèles actuels inadaptés aux inondations pluviales en milieu urbain. ....	66
II-D.2. Contraintes pour l'élaboration ou le choix d'un modèle : .....	68
II-D.3. Les implications pour une approche scientifique des inondations en milieu urbain : .....	69
<b>III- LE MILIEU URBAIN VU PAR L'EAU .....</b>	<b>73</b>
III-A. LES OBJETS HYDRAULIQUES URBAINS ELEMENTAIRES.....	73
III-A.1. Les obstacles.....	73
III-A.2. Les éléments drainants .....	73
III-A.3. Les éléments de stockage : .....	75
III-B. DES OBJETS ELEMENTAIRES HIERARCHISES.....	75
III-B.1. Une hiérarchie fonction de l'échelle d'observation.....	75
III-B.2. Une hiérarchie différente du point de vue des écoulements.....	76
III-C. SIMPLIFICATIONS POSSIBLES POUR LA DESCRIPTION DU MILIEU ET DES PHENOMENES.....	77
III-C.1. Des constantes dans le paysage urbain.....	77
III-C.2. Des simplifications possibles dans la modélisation des phénomènes.....	79
III-C.3. Conclusion.....	82
<b>IV- MILIEU URBAIN ET MILIEU ROCHEUX FRACTURE .....</b>	<b>85</b>
IV-A. ANALOGIE GEOMETRIQUE ENTRE MASSIF ROCHEUX ET MILIEU URBAIN.....	87
IV-A.1. Les discontinuités.....	87
IV-A.2. Les blocs.....	90
IV-B. LA MODELISATION DES ECOULEMENTS EN MILIEU FRACTURE.....	93
IV-B.1. L'approche milieu continu.....	94
IV-B.2. Modélisation discrète : Les modèles à chenaux.....	95
IV-B.3. Modélisation couplée d'un réseau de fractures et d'un milieu poreux équivalent.....	95
IV-B.4. Utilité des modèles précédents pour le milieu urbain.....	96
IV-C. LES QUESTIONS QUI DECOULENT DE CETTE ANALYSE.....	97
<b>V- LA MODELISATION DES ZONES D'OBSTACLES .....</b>	<b>99</b>
V-A. RELATION ENTRE CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET CARACTERISTIQUES STRUCTURALES.....	100

V-B. ACCES AUX CARACTERISTIQUES HYDRODYNAMIQUES DES ZONES BATIES :	
LIMITES DES APPROCHES CLASSIQUES.....	100
<i>V-B.1. Approche expérimentale.</i> .....	101
<i>V-B.2. Approche rationnelle ou théorique</i> .....	101
<i>V-B.3. Approche conceptuelle</i> .....	102
V-C. LES APPROCHES CONCEPTUELLES. ....	103
<i>V-C.1. L'équation de continuité.</i> .....	103
<i>V-C.2. Les modèles d'écoulement</i> .....	104
<i>V-C.3. Le cas particulier des discontinuités importantes du milieu.</i> .....	113
V-D. CONCLUSION :	
trois propriétés hydrauliques importantes des zones d'obstacles.....	114

## **PARTIE II : INFLUENCE DES ZONES BATIES SUR LA DYNAMIQUE DE CRUE**

<b>VI- LE MILIEU ETUDIE : OUAGADOUGOU.</b> .....	<b>119</b>
VI-A. CONTEXTE HYDRO-GEOGRAPHIQUE. ....	120
<i>VI-A.1. Géomorphologie.</i> .....	120
<i>VI-A.2. Pluviométrie.</i> .....	120
<i>VI-A.3. Ouagadougou et les inondations.</i> .....	120
VI-B. URBANISATION ET ORGANISATION SPATIALE DE LA VILLE.....	122
<i>VI-B.1. Urbanisation.</i> .....	122
<i>VI-B.2. Types de quartiers urbains.</i> .....	123
VI-C. LE TISSU URBAIN CORRESPONDANT A L'HABITAT INDIVIDUEL.....	124
<i>VI-C.1. Organisation du tissu urbain.</i> .....	124
VI-D. DONNEES UTILISEES ET QUARTIERS ETUDIES. ....	126
<i>VI-D.1. Les relevés de pénétrabilité.</i> .....	126
<i>VI-D.2. Autres données utilisées.</i> .....	130
<i>VI-D.3. Les quartiers étudiés.</i> .....	130
<b>VII- TRANSMISSIVITE DES ZONES BATIES</b> .....	<b>137</b>
VII-A. CRITERES DE COMPARAISON UTILISES. ....	138
<i>VII-A.1. Différentes échelles d'observation du milieu.</i> .....	138
<i>VII-A.2. Perméabilités partielles de bloc ou de rue.</i> .....	139
<i>VII-A.3. Densités de chemins hydrauliques.</i> .....	143
<i>VII-A.4. Largeurs moyennes des chemins hydrauliques.</i> .....	143
VII-B. ACCES AUX CRITERES DE COMPARAISON DE LA TRANSMISSIVITE.....	144
<i>VII-B.1. Détermination de la perméabilité de bande.</i> .....	144
<i>VII-B.2. Densité et largeur moyenne des chemins hydrauliques.</i> .....	145
VII-C. PERMEABILITE DU MILIEU : RESULTATS DES ENQUETES. ....	145

<i>VII-C.1. Perméabilité totale / perméabilités partielles</i> .....	145
<i>VII-C.2. Chemins hydrauliques : densité et largeur moyenne</i> .....	149
<i>VII-C.3. Représentation spatiale de la perméabilité</i> .....	150
<i>VII-C.4. Evolution de la perméabilité en fonction de la hauteur</i> .....	154
<b>VII-D. CONCLUSION</b> .....	155
<i>VII-D.1. La perméabilité des quartiers</i> .....	155
<i>VII-D.2. Implications pour les modélisations de ces différents types de quartiers</i> .....	156
<i>VII-D.3. Avenir des relevés de pénétrabilité et solutions alternatives</i> .....	156
<b>VIII- LAMINAGE DES CRUES PAR LES ZONES BATIES</b> .....	<b>159</b>
<b>VIII-A. LES GRANDEURS COMPAREES</b> .....	161
<i>VIII-A.1. Le modèle hydrologique</i> .....	163
<i>VIII-A.2. Le modèle hydraulique</i> .....	164
<i>VIII-A.3. Le modèle d'inondation</i> .....	166
<b>VIII-B. INFLUENCE DE LA VALEUR DES PARAMETRES SUR LA VALEUR DU RAPPORT <math>R_v</math></b> .....	168
<i>VIII-B.1. Sensibilité des grandeurs <math>V_{ip}</math> et <math>V_s</math> aux différents paramètres</i> .....	168
<i>VIII-B.2. Expression analytique du rapport <math>R_v</math> pour une configuration très simplifiée</i> .....	170
<i>VIII-B.3. Variabilité du rapport <math>R_v</math> en fonction des caractéristiques de la pluie</i> .....	174
<i>VIII-B.4. Sensibilité du rapport <math>R_v</math> aux caractéristiques du bassin</i> .....	177
<b>VIII-C. LIMITES DES MODELES</b> .....	179
<i>VIII-C.1. Le modèle de l'hydrogramme unitaire</i> .....	179
<i>VIII-C.2. Le modèle hydraulique</i> .....	180
<i>VIII-C.3. Le modèle d'inondation</i> .....	181
<b>VIII-D. RAPPORT <math>R_v</math> DANS DIFFERENTES CONFIGURATIONS TYPES DE BASSIN VERSANT</b> .....	184
<i>VIII-D.1. Les configurations types de bassins étudiées</i> .....	184
<i>VIII-D.2. Les pluies simulées</i> .....	187
<i>VIII-D.3. Variabilité du rapport <math>R_v</math> pour les différents bassins fictifs</i> .....	188
<b>VIII-E. INFLUENCE D'UN SYSTEME DE DRAINAGE SUR LE RAPPORT <math>R_v</math></b> .....	190
<b>VIII-F. CONCLUSION</b> .....	191
<i>VIII-F.1. Variabilité du rapport <math>R_v</math> importante</i> .....	191
<i>VIII-F.2. Implications pour une modélisation de l'inondation par ruissellement pluvial d'un quartier donné</i> .....	192
<i>VIII-F.3. Limites de l'approche et perspectives de recherche</i> .....	193

## **PARTIE III : COMPORTEMENT ET MODELISATION**

### **HYDRAULIQUE DES ZONES BATIES**

<b>IX- VULNERABILITE HYDRAULIQUE D'UNE CELLULE URBAINE ELEMENTAIRE</b> .....	199
<b>IX-A. COMPORTEMENT HYDRAULIQUE D'UNE CELLULE URBAINE</b> .....	200

IX-A.1. Remarques préliminaires sur les caractéristiques du milieu.....	200
IX-A.2. Etude qualitative du comportement hydraulique de la cellule.....	202
IX-A.3. Modélisation du comportement hydraulique d'une cellule.....	204
IX-B. VULNERABILITE HYDRAULIQUE.....	208
IX-B.1. Vulnérabilité hydraulique - index de vulnérabilité hydraulique.....	208
IX-B.2. Expression analytique de l'index de vulnérabilité hydraulique.....	209
IX-B.3. Cas d'une ouverture de type orifice.....	212
IX-B.4. Variabilité de l'index de Vulnérabilité hydraulique $\phi$ ou $\phi'$ .....	213
IX-B.5. Relation entre le coefficient d'atténuation $\varpi$ et l'index $\phi$ ou $\phi'$ .....	216
IX-C. VULNERABILITE HYDRAULIQUE DE 3 QUARTIERS DE OUAGADOUGOU.....	218
IX-C.1. Stockabilité et pénétrabilité des cellules sur les trois quartiers.....	218
IX-C.2. Caractéristiques des crues inondantes.....	219
IX-C.3. Index de vulnérabilité $\phi$ .....	221
IX-C.4. Coefficient d'atténuation en fonction du quartier.....	223
IX-D. CONCLUSION : .....	227
<b>X- REPRESENTATION AGREGEE DES ZONES BATIES CLOISONNEES .....</b>	<b>229</b>
X-A. COMPORTEMENT ET MODELISATION D'UNE CELLULE ELEMENTAIRE. CAS GENERAL.....	231
X-A.1. Equation de continuité et débit échangé.....	231
X-A.2. Simplification de l'écriture du débit d'échange.....	232
X-A.3. Remarques sur l'expression obtenue du débit d'échange.....	236
X-A.4. Conclusion.....	238
X-B. PERTINENCE GEOMETRIQUE DE L'HISTOSEUIL.....	240
X-B.1. Quartiers étudiés et objets bâtis comparés : .....	240
X-B.2. Mode de présentation des indicateurs synthétiques.....	241
X-B.3. Variabilité intra-quartier de l'indicateur « HistoSeuil ».....	242
X-B.4. Variabilité inter quartiers de l'indicateur : .....	245
X-C. PERTINENCE HYDRAULIQUE DE L'INDICATEUR.....	246
X-C.1. Méthodologie.....	246
X-C.2. Les combinaisons (événement, bloc) étudiées.....	258
X-D. PERTINENCE HYDRAULIQUE : RESULTATS DES SIMULATIONS.....	262
X-D.1. Méthode de présentation des résultats : .....	262
X-D.2. Les résultats.....	266
X-E. CONCLUSION.....	279
X-E.1. Pertinence géométrique de l'indicateur synthétique de la pénétrabilité du milieu.....	279
X-E.2. Pertinence hydraulique de l'indicateur : les difficultés rencontrées.....	279
X-E.3. Solution alternative plus viable : .....	280
X-E.4. Remarques sur le domaine de validité de l'étude précédente.....	281
<b>CONCLUSIONS.....</b>	<b>283</b>
EN RESUME.....	285
PERSPECTIVES.....	289

---

## **GLOSSAIRE - NOTATIONS - TABLES**

### **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

Glossaire.....	293
Sigles et Abréviations.....	295
Notations.....	296
Table des tableaux.....	298
Table des Illustrations.....	300
Références Bibliographiques.....	306

## **ANNEXES**

<b>ANNEXE 1 : MODÉLISATIONS SIMPLES DE L'INONDATION DU MILIEU URBAIN.....</b>	<b>3</b>
<b>ANNEXE 2 : FORMULATION DES MODÈLES DE DÉBIT POUR LES ORIFICES .....</b>	<b>6</b>
<b>ANNEXE 3 : MILIEUX ROCHEUX FRACTURÉS .....</b>	<b>12</b>
<b>ANNEXE 4 : CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU MILIEU URBAIN OUAGALAIS ...</b>	<b>15</b>
I. ANISOTROPIE DU MILIEU URBAIN ET VARIABILITÉ DE LA PERMÉABILITÉ SUIVANT LES QUARTIERS... 16	
II. ETUDE STATISTIQUE DE LA PERMÉABILITÉ LE LONG D'UN CEP. ....	19
III. ETUDE DES CARACTÉRISTIQUES DES OUVERTURES SUR DIFFÉRENTS QUARTIERS. ....	24
<b>ANNEXE 5 : LES RELEVÉS DE PÉNÉTRABILITÉ .....</b>	<b>29</b>
I. L'ENQUÊTE DE TERRAIN : PRINCIPE ET FORMULAIRE D'ENQUÊTE.....	30
II. EXEMPLE DE PROFILS DE PÉNÉTRABILITÉ.....	34
III. ACCÈS AUX CRITÈRES DE COMPARAISON DE LA TRANSMISSIVITÉ. ....	38
IV. POSITIONNEMENT DES BANDES ET DES FAÇADES RELEVÉES.....	42
<b>ANNEXE 6 : PLAN D'INONDATION DU QUARTIER PATTE D'OIE.....</b>	<b>47</b>
<b>ANNEXE 7 : EXPRESSION ANALYTIQUE DES PLUIES, DES HYDROGRAMMES DE CRUE.</b>	<b>49</b>
<b>ANNEXE 8 : PERMÉABILITÉ DES ZONES BÂTIES ET OCCUPATION DU SOL.....</b>	<b>52</b>
<b>ANNEXE 9 : MODÉLISATION AGRÉGÉE D'UN BLOC DE CONCESSIONS. ....</b>	<b>63</b>

---

## Avant-propos

Le travail présenté dans ce mémoire a été réalisé au sein du Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM de Montpellier, dans le cadre du programme concernant les Risques Urbains liés aux Ecoulements et aux Sols.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à Christophe Bouvier qui m'a accueilli au sein de ce programme, pour son encadrement apprécié, ses conseils et la confiance qu'il m'a accordée pour réaliser ce travail, que ce soit lorsque je faisais mes premières armes d'hydrologue urbain dans les eaux troubles des quartiers inondés de Ouagadougou, ou que ce soit ici, à Montpellier pendant la période moins exotique mais tout aussi passionnante qui suivit. C'est aussi grâce à lui que j'ai pu effectuer les travaux présentés ici.

Je remercie fortement aussi Michel Desbordes, professeur à l'Institut des Sciences pour l'Ingénieur de Montpellier, qui m'a fait bénéficier de ses nombreuses connaissances et de sa grande expérience dans le domaine de l'Hydrologie Urbaine. Ses questions constructives, ses conseils avisés, et les nombreuses heures qu'il m'a accordées pour suivre et orienter cette thèse m'ont été précieux pour mener à bien ce travail de recherche.

Je remercie vivement Bernard Cappelaere qui m'a fait partager son expérience en hydraulique à surface libre et en analyse numérique, discipline dont j'ai eu aussi besoin pour la partie de mon travail consacrée à la mise au point de programmes de simulation. J'ai amplement bénéficié de ses compétences scientifiques, de ses conseils et des réponses éclairées qu'il a données aux nombreuses questions que je n'ai cessé de lui poser.

Je remercie également Messieurs Bernard Chocat et Pierre Ribstein qui ont accepté d'être rapporteurs de ce travail et Monsieur Jean Cunge qui m'a fait l'honneur de participer au jury de cette thèse. Je les remercie vivement pour leurs critiques averties.

Mes remerciements s'adressent aussi aux nombreuses personnes avec lesquelles j'ai eu l'occasion de travailler pendant ces trois années et à celles que j'ai d'une façon ou d'une autre sollicitées pour réaliser ce travail. Je remercie en particulier Messieurs Claude Millier, Christian Puech et Michel Guinaudeau pour m'avoir, surtout au début de ce projet de recherche, éclairé de leur observations avisées.

Je remercie Jean Fages, représentant de l'ORSTOM au Burkina Faso, pour m'avoir permis de travailler sur les bassins expérimentaux étudiés dans les meilleures conditions. Je remercie aussi toute l'équipe du centre ORSTOM de Ouagadougou pour son accueil chaleureux et en particulier Robert



---

Gatelier, Jean Boené, Julien Bassolé et Michel Gautier pour m'avoir initié à l'hydrologie urbaine et m'avoir accompagné et conseillé pendant ma campagne de mesure durant la saison des pluies de 1996. Grand merci aussi à Harouna Moyenga et Adama Belem, pour leur amitié et pour le travail de terrain qu'ils ont accompli avec enthousiasme et sans ménagement pendant leur stage à l'ORSTOM pour observer et relever la géométrie de différents quartiers de Ouagadougou. Je remercie aussi Nicolas, Léonard, Ibrahim, Lassina, Issa, Jérémy, Sada, Abdoula, Gibril, Adams, Valentin, Drissa et Ousman. J'ai particulièrement apprécié l'aide efficace qu'ils m'ont apportée pour mesurer, malgré les conditions de travail difficiles et les heures indues auxquelles il nous fallait souvent travailler, les flux des inondations affectant les bas fonds de leur quartier. Je remercie enfin Issaka, pour sa joie de vivre inébranlable et pour son amitié plus qu'appréciée.

Que toute l'équipe du Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM ainsi que l'équipe Hydrologie du Laboratoire Géofluides-Bassin-Eau de Montpellier soient assurées de ma gratitude pour leur soutien et leurs encouragements et pour m'avoir permis de concilier dans des conditions de travail optimales mes activités de recherche et d'enseignement. Merci en particulier à Claudine Dieulin et à Marc Suavin pour leur aide appréciée dans la réalisation de certaines illustrations de ce document.

Merci également, pour leur patience et leurs encouragements à Isabelle, Dunia, Leonardo, Ekassit, Juan, Drissa, Geoffroy, Guillaume.. mes compagnons de labeur qui ont partagé tant de ces soirées studieuses et de ces interminables dimanches passés au bureau... Merci aussi, pour leur soutien et leur compréhension à mes amis, de Montpellier ou d'ailleurs, que je n'ai pu honorer que de visites de plus en plus épisodiques durant ces trois dernières années. Qu'ils se rassurent, je vais enfin pouvoir me rattraper, accepter leurs invitations pour une soirée ou pour un périple au Népal ...

Grand merci à mes parents, mes frères et soeurs et ma famille pour leur soutien chaleureux et pour leur aide précieuse lors des dernières journées difficiles de rédaction du mémoire.

Je te remercie enfin Cécile, pour ces nombreux schémas et figures qui illustrent ce mémoire, pour ces journées entières consacrées à corriger et à mettre en forme mon manuscrit, pour le soutien irremplaçable et l'aide précieuse que tu m'as apportés pendant ces intenses mois de rédaction et sans lesquels je n'aurais jamais pu terminer ce travail dans les délais fixés. Je te remercie parce que je t'ai rendu la vie difficile alors que toi aussi tu as une thèse à finir, et parce que, malgré tout, tu m'as si souvent aidé et écouté...

*A Cécile,*



## INTRODUCTION

L'**inondation** est de loin le risque naturel le plus répandu dans le monde. Les plus meurtrières et sans doute aussi les plus spectaculaires correspondent aux **inondations dites fluviales**, qui résultent du débordement exceptionnel de cours d'eau. Les surfaces touchées par ce type de catastrophes couvrent, dans certains des cas, des proportions importantes des territoires nationaux. Les exemples observés en 1997 et 1998 ne manquent pas, et concernent des pays situés aux quatre coins du globe : en Juillet 1997, 600 000 hectares sont inondés en Europe Centrale par les crues du Danube et de l'Oder (Le Monde du 25/07/97) ; en Août 1998, 70% du territoire du Bangladesh sont submergés par le Gange (Le Monde 24/09/98) et en Chine, 21 millions d'hectares sont noyés par les crues du fleuve Bleu et du fleuve Jaune (Le Courrier International du 27/08 au 2/09/98) ; en Octobre 1998 enfin, les inondations consécutives au passage du cyclone Mitch touchent 7 pays d'Amérique Centrale. Pour ces différents événements, les victimes se comptent en centaines voire en milliers de personnes.

Les **inondations par ruissellement pluvial** correspondent, quant à elles, à des phénomènes localisés dans l'espace et dans le temps, consécutifs à des **précipitations violentes** sur des **unités hydrologiques de faible taille** (quelques km<sup>2</sup> à quelques dizaines de km<sup>2</sup> au maximum). Ces unités hydrologiques comportent généralement un système de drainage plus ou moins apparent au fonctionnement occasionnel, voire des ruisseaux de faible importance intégrés ou non dans le système d'assainissement du secteur (Ministère de l'Environnement, 1994). Ces inondations, n'affectant fréquemment que des superficies limitées, ont longtemps été laissées en marge des programmes de recherche et des études sur les inondations en général. L'opinion publique a cependant été, lors de la décennie passée, largement sensibilisée aux risques encourus par certaines agglomérations face à ce type d'événements hydrologiques. Les effets d'un envahissement par l'eau sont en effet particulièrement ressentis **en milieu urbain** : la concentration des biens et des personnes y est importante, et la violence des événements y est accentuée du fait des modifications des processus hydrologiques et des conditions d'écoulement induites par l'urbanisation du milieu.

De fait, les exemples de catastrophes récentes ne manquent pas, que ce soit en France ( Nîmes, 1988 ; Vaison la Romaine, 1992 ) où à l'étranger ( Biescas - Espagne, 1996 ; Naples - Italie, Mai 1998 ; Niamey - Niger, Juil.1998 et Sept. 1998 ). Dans certaines régions du monde, leur **ampleur peut encore être accrue** du fait de pluies particulièrement violentes, mais aussi du fait des conséquences d'une urbanisation mal maîtrisée (défaut de conception des infrastructures, implantation de nouveaux quartiers dans des zones à risques). C'est le cas en particulier pour les villes des Pays en Voie de

---

Développement (PVD) se situant sous les tropiques. (Bouvier 1990, Maksimovic 1993, PACVU 1993, Morel A l'Huissier 1993).

Ce problème, de plus en plus préoccupant, a suscité de nombreuses réflexions et actions à différents niveaux (national, européen) à la fois dans les milieux scientifiques, techniques et législatifs. Des chercheurs en hydrologie urbaine de plus en plus nombreux suggèrent d'ailleurs qu'une proportion significative des villes du globe sujettes au risque d'inondation se situe sur des bassins versants de taille limitée plutôt que dans le lit majeur des plaines d'inondation et qu'elles sont par conséquent concernées de près par le risque d'inondation par ruissellement pluvial (Hubert et al. 1995 ; Lee 1983). Les recherches actuelles visent à améliorer la gestion du risque d'inondation. Elles visent aussi et surtout à affiner la connaissance des phénomènes afin de mieux caractériser **le risque pluvial**.

**Le risque pluvial**, ou le risque d'inondation en général, résulte de l'association d'un **aléa d'ordre climatique** (les précipitations et les ruissellements qui en résultent), et d'une **vulnérabilité des zones exposées**. La vulnérabilité peut être évaluée, pour un milieu donné, à partir de différentes informations concernant le type d'occupation des sols et divers autres facteurs d'ordre socio-économiques (Torterotot 1993). **La caractérisation de l'aléa hydraulique**, résultant d'un aléa climatique donné, consiste à décrire les caractéristiques des écoulements (trajectoires, vitesses, hauteurs d'eau) et plus particulièrement les caractéristiques des inondations (étendue, profondeur, durée...) dans le milieu étudié. Les méthodes actuelles destinées à caractériser l'aléa hydraulique en milieu urbain restent encore assez rudimentaires : elles sont essentiellement destinées au calcul des réseaux d'assainissement, pour des niveaux de protection fixés a priori et empiriquement en fonction des types d'urbanisation et d'activités socio-économiques.

Face aux limites des modèles classiques, les hydrologues cherchent maintenant davantage à analyser l'impact des écoulements sur le milieu, et tentent de modéliser les flux dans des situations de crise pour lesquelles les flux transités dépassent les capacités du réseau, en pouvant alors se propager dans le tissu urbain. On parle ainsi plus de modèles d'inondabilité que de ruissellement pluvial (Chastan et al. 1994 ; Dumay 1994). Ces modèles restent cependant du domaine de la recherche, et se heurtent actuellement à plusieurs types de difficultés : multiplicité des phénomènes à décrire (hydrologie de surface, hydraulique à surface libre ou en charge), irrégularité du tissu urbain (topographie contrastée, milieu hétérogène), fonctionnement du réseau de drainage complexe (réseau maillé et instationnaire) et surtout **méconnaissance du comportement du tissu urbain** qui, en cas de défaillance du réseau de drainage, va recevoir **les flux des débordements**.

### OBJECTIFS DE L'ETUDE

Les travaux que nous présentons ici s'inscrivent dans le cadre du programme RUES de l'ORSTOM consacré à l'étude des Risques Urbains liés aux Ecoulements et aux Sols. Les travaux se basent sur l'observation que la surface occupée au sein d'une ville par le bâti et par divers autres zones d'obstacles correspond souvent à plus de 75 % de sa surface totale. Cette constatation nous a amenés à nous interroger sur le rôle de ces zones d'obstacles lors de l'inondation d'une ville et sur la possibilité de modéliser leur comportement.

L'étude s'appuie sur différentes observations et mesures effectuées lors de la saison des pluies de 1996 dans la ville de Ouagadougou (Burkina Faso). Elle concerne trois quartiers d'habitat individuel situés en périphérie de la ville et sujets à des degrés divers au risque d'inondation pluvial.

Elle vise à répondre aux interrogations suivantes :

- quel est le rôle des zones bâties sur la dynamique de la crue ?
- quel type de modélisation proposer pour représenter leur comportement, étant entendu qu'une modélisation complète des différents obstacles les composant est proscrite ?
- peut-on trouver des paramètres stables du milieu se prêtant à une modélisation hydraulique de l'inondation des zones bâties et permettant d'aboutir à une simplification de la représentation du milieu ?

### METHODOLOGIE PROPOSEE

Dans une première partie, nous présentons tout d'abord la façon dont est généralement caractérisé le risque pluvial (Chapitre I). Nous dressons ensuite un état de l'art des différents types de modèles hydrauliques ou hydrologiques actuellement existants qui traitent du problème de l'eau dans la ville ou de l'inondation en général (Chapitre II). Nous précisons en particulier les objectifs pour lesquels ces modèles ont été conçus, la façon dont ils modélisent le milieu et les phénomènes, et les différentes limites qu'ils présentent pour caractériser l'inondation du milieu urbain. Nous présentons enfin différentes pistes exploitables en vue de la modélisation de l'inondation du milieu urbain : nous identifions à cet effet les objets urbains qui structurent le milieu au regard de l'eau puis nous analysons la façon dont sont modélisés les écoulements dans les milieux rocheux fracturés qui sont semblables sous différents aspects au milieu urbain (Chapitre III, IV et V).

---

Dans une deuxième partie, nous nous intéressons au rôle des zones bâties sur la dynamique d'une crue d'origine pluviale. Les quartiers de Ouagadougou et les différentes données sur lesquels s'appuient cette étude sont tout d'abord présentés (Chapitre VI). Le rôle des zones bâties de ces quartiers lors de l'inondation du milieu, est ensuite abordé sous deux aspects différents : le premier est relatif à **l'importance des flux pouvant traverser les zones bâties** en comparaison des flux transitant par le réseau de drainage extérieur au bâti (Chapitres VII). Le second concerne **les volumes d'eau que ces zones bâties peuvent soustraire par stockage à la crue** lors de l'inondation du quartier, et le laminage de crue qui en résulte (Chapitre VIII).

Dans une troisième et dernière partie, nous étudions la possibilité de modéliser le comportement des zones bâties cloisonnées, observées sur les quartiers précédents. Le comportement d'une cellule urbaine élémentaire est tout d'abord analysé en fonction en particulier de **deux propriétés hydrauliques importantes de la cellule : sa pénétrabilité et sa stockabilité**. Cette analyse nous conduit en particulier à définir la notion de vulnérabilité hydraulique d'une cellule (Chapitre IX). La modélisation du comportement des zones bâties à une échelle supérieure à l'échelle de celle de la cellule fait l'objet du dernier chapitre. Nous évaluons en particulier la pertinence d'une **modélisation conceptuelle basée sur l'utilisation d'indicateurs synthétiques** qui décrivent la pénétrabilité et la stockabilité d'un objet urbain constitué de différentes cellules élémentaires (Chapitre X).

**PARTIE I**

**INONDATIONS PLUVIALES ET MILIEU URBAIN**





## I. Caractérisation du Risque Pluvial

Le risque pluvial résulte de l'association d'un aléa d'ordre climatique, les précipitations et les ruissellements qui en résultent, et de la vulnérabilité des zones exposées. La caractérisation du risque pluvial nécessite donc d'une part la caractérisation de l'aléa, et d'autre part, la caractérisation de la vulnérabilité du milieu. Le premier paragraphe de ce chapitre est consacré à l'aléa. Nous présentons en particulier les paramètres utilisés pour caractériser cet aléa et les différents facteurs, naturels ou artificiels, contribuant à aggraver les inondations en milieu urbain. Dans le second paragraphe, nous rappelons les différents facteurs explicatifs de la vulnérabilité du milieu vis à vis des inondations. La façon dont peut être évaluée cette vulnérabilité est aussi succinctement évoquée.

### I-A. L'Aléa.

#### I-A.1. Paramètres utilisés pour caractériser l'aléa.

##### *I-A.1.a. L'aléa climatique à l'origine des inondations.*

La caractérisation de l'aléa climatique à l'origine des inondations se limite en général à la définition de courbes "Intensité Durée Fréquence" définies pour une surface donnée touchée par la pluie. La structure spatiale et temporelle des précipitations dont l'effet sur la dynamique de la crue est primordial, est rarement prise en compte : elle est encore méconnue et par ailleurs les modèles hydrologiques les plus simples sont souvent inadaptés pour la décrire. La détermination d'une période de retour associée à un événement spatialement et temporellement distribué n'a d'ailleurs pas de sens physique précis. En milieu urbain, et pour les superficies fréquemment envisagées, l'hypothèse est généralement faite que la variabilité du champ pluvieux est négligeable et que l'on peut se contenter

de la description d'une pluie par un **hyétogramme ponctuel unique**. Cette simplification est très discutable.

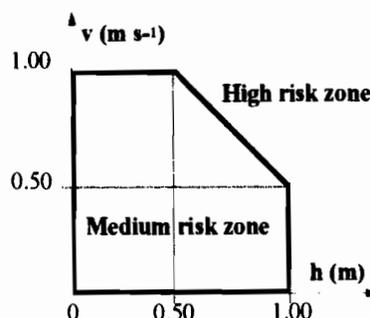
De ce fait, les travaux actuels visent à améliorer la description de l'aléa climatique en prenant en compte la structure spatiale et temporelle des précipitations. Les différents types de modèles utilisés pour caractériser l'aléa (caractérisation des précipitations à l'aide d'une pluie de projet ou à partir d'approches ponctuelles ou spatiales), se heurtent toujours aux difficultés classiques liées à la taille limitée de la série d'observations, à l'échantillonnage de la série, au choix et à l'ajustement des modèles statistiques de description (Neppel 1997).

### *I-A.1.b. Caractérisation de l'aléa hydraulique.*

En terme d'inondation, l'aléa hydraulique correspond à tout ce qui caractérise la submersion indépendamment du mode d'occupation du sol. L'aléa hydraulique résultant d'un aléa climatique donné peut donc être décrit par divers paramètres dont, en particulier, le **temps de montée de crue**, la **hauteur de submersion**, la **surface de submersion**, la **durée maximale de submersion**, la **vitesse du courant**... Ces différents paramètres sont des variables aléatoires dépendant en particulier des caractéristiques des précipitations qui leur ont donné naissance. Elles sont par ailleurs souvent indépendantes comme le temps de montée de crue et la hauteur maximum de submersion. Pour un même débit de pointe la forme de l'hydrogramme peut être très différente suivant la forme de l'événement pluvieux.

La caractérisation de l'aléa hydraulique est en fait souvent effectuée à l'aide de la seule **hauteur de submersion**, les autres paramètres étant considérés comme ayant des effets négligeables sur le milieu ou étant liés strictement à cette hauteur maximale (Torterotot 1993). Les paramètres utilisés pour caractériser l'aléa peuvent aussi être multiples et différer en fonction du type de risque à décrire et/ou du type de dommages à déterminer : ces paramètres peuvent donc varier suivant le contexte et suivant la nature de la vulnérabilité de l'objet exposé.

Lorsqu'il s'agit de cultures agricoles, le paramètre prépondérant est le temps de submersion complété éventuellement par les vitesses des écoulements qui peuvent induire une dégradation importante des sols par érosion ou par dépôt (Barozet et al. 1994). Différents auteurs proposent, de façon à identifier les zones dangereuses pour les citadins susceptibles d'être emportés par le courant, d'adjoindre la hauteur de submersion à la vitesse des écoulements (Fig. 1). Ces deux paramètres, hauteur de submersion et vitesse des écoulements, déterminent en effet la difficulté à se mouvoir dans l'eau (Ministère de l'Environnement 1994, v. diagramme de la DDE du Vaucluse (in Piney 1995), Riccardi 1997). De même, ces deux paramètres peuvent être utilisés pour définir le risque auquel sont exposés les véhicules susceptibles d'être emportés par les flots (Piney 1995).



**Fig. 1 : paramètres utilisés pour caractériser l'aléa hydraulique dans le cas où le risque à décrire est relatif à la sécurité des personnes (in Riccardi 1997).**

Pour accéder aux divers paramètres permettant de caractériser l'aléa hydraulique, la modélisation des phénomènes qui conduisent à l'inondation du milieu est nécessaire. Le chapitre II a pour objectif de présenter d'une part ces phénomènes à modéliser, et d'autre part les difficultés rencontrées par différents modèles actuellement utilisés à cet effet.

### **I-A.2. Facteurs influençant l'intensité de l'aléa hydraulique.**

L'intensité de l'aléa hydraulique est déterminée tout d'abord par les caractéristiques de l'aléa climatique à l'origine des inondations. En milieu urbain, elle est conditionnée aussi par les modifications du cycle hydrologique et des écoulements, induites par l'urbanisation (Ostrowski 1993 ; Chocat 1997a).

#### **I-A.2.a. Les précipitations.**

Le facteur essentiel caractérisant les précipitations et conditionnant les crues qui en résultent est la hauteur précipitée. Cependant, la structure spatiale et temporelle de la pluie sont des facteurs susceptibles de modifier les différentes caractéristiques d'une crue (débits de pointe, temps de submersion...). Par exemple, les pluies uniformes, les plus pénalisantes pour un bassin versant donné, sont celles dont la durée correspond au temps de concentration du bassin versant. De même, des pluies telles que les intensités maximum se situent en fin de pluie induiront des débits de pointe plus importants que si ces intensités se situent en début de pluie...

#### **I-A.2.b. Facteurs artificiels en milieu urbain :**

L'évolution démographique de la population mondiale s'accompagne d'une urbanisation difficile à maîtriser (plus de 50% de la population vivra en ville en l'an 2000 et plus de 300 villes comprendront alors un million d'habitants et plus (Banque Mondiale in I.A.U.R.I.F 1997)). Or l'urbanisation induit des modifications des processus hydrologiques et des conditions d'écoulement sur les bassins versants

urbains et s'accompagne d'aménagements importants du milieu, susceptibles de générer des crues violentes (Maksimovic et Todorovic 1993 ; Wong 1993 ; Desbordes 1994).

### **Impacts de l'urbanisation sur les processus hydrologiques :**

L'imperméabilisation des sols induit une augmentation des volumes d'eau de ruissellement qui est significative pour des événements pluvieux courants. Les petites crues de période de retour inférieure à un an peuvent voir leur débit multiplié par 10 (Hollis 1975). Cette imperméabilisation conduit par ailleurs à une **accélération des ruissellements**, accélération qui est aussi fortement accrue du fait :

- du remplacement du réseau hydrographique naturel par un réseau d'assainissement souvent en maçonnerie, au tracé direct pour des raisons économiques et doté de pentes souvent confortables pour diminuer son diamètre et son ensablement (Chocat, 1997a),
- du recalibrage des ruisseaux et des fossés, et du drainage des sols dans les zones périurbaines.

L'accélération des écoulements induit une **concentration de l'hydrogramme de crue**, i.e., une augmentation du débit de pointe, mais aussi une diminution du temps de concentration des bassins. De ce fait, les bassins sont sensibles à des événements pluvieux de durée plus courte, donc plus intenses et produisant des débits spécifiques plus importants. Au total, cette réduction des temps de réponse peut induire une augmentation du débit de pointe spécifique d'un facteur allant de cinq à cinquante (Desbordes 1994).

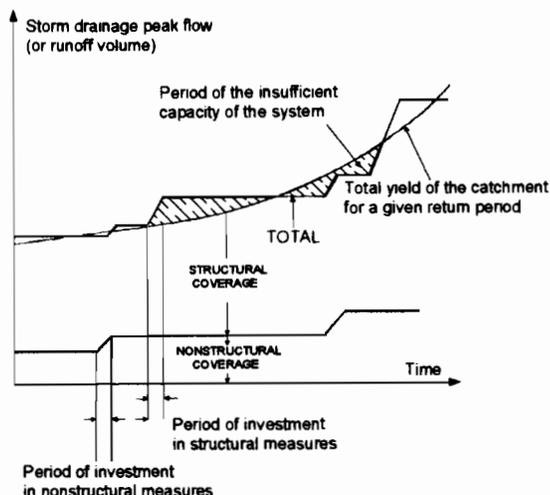
### **Insuffisance ou défaillance des ouvrages d'assainissement :**

Les ouvrages d'évacuation des eaux de pluies sont généralement dimensionnés pour permettre l'évacuation des ruissellements de période de retour 10 ans. Le dimensionnement correspond par ailleurs à une configuration d'urbanisation donnée. Les ouvrages sont donc naturellement sous dimensionnés pour des événements plus rares mais le deviennent aussi petit à petit avec l'urbanisation progressive du site (Maksimovic 1993). (Fig. 2).

Différentes perturbations du fonctionnement des réseaux d'assainissement, accidentelles ou résultant d'un défaut d'entretien, aboutissent aussi fréquemment à des défaillances générales ou localisées de ces réseaux (obstruction par des objets encombrants lors de la crue, ensablement).

### **Influences des obstacles à l'écoulement**

Les inondations sont enfin souvent aggravées du fait de différents obstacles artificiels à l'écoulement tels que les diverses voies de circulation fréquemment surélevées (voies ferrées, routes...) ou les ouvrages de franchissement des cours d'eau (ponts) parfois sous dimensionnés...



**Fig. 2 : Evolution type dans le temps de l'adéquation entre capacité d'évacuation des réseaux d'assainissement et besoins (in Maksimovic 1993).**

## **I-B. La Vulnérabilité.**

### **I-B.1. Facteurs explicatifs de la vulnérabilité d'un site.**

Les facteurs explicatifs de la vulnérabilité d'un site vis à vis des inondations sont multiples, mais on peut en distinguer deux types : les facteurs naturels et les facteurs d'ordre socioéconomique.

#### **I-B.1.a. Facteurs naturels :**

Ces facteurs sont liés aux caractéristiques morphologiques et physiographiques du bassin versant à l'amont du secteur inondable. Ainsi, les fortes pentes induisent des vitesses de ruissellement élevées qui augmentent le pouvoir de destruction de l'eau (effondrement de constructions) et sa capacité de charriage d'objets encombrants et d'entraînement de personnes ; la topographie d'un bassin versant détermine aussi son temps de réponse qui sera d'autant plus court que la pente du bassin est forte ; ...

#### **I-B.1.b. Facteurs socio-économiques :**

Divers auteurs relient la vulnérabilité d'un site à sa valeur économique d'une part et aux dommages potentiels que peuvent subir les personnes d'autre part (Torterotot 1993, Faucher et Sotty 1994, Hubert 1995).

### **Dommages sur les personnes :**

Les dommages sur les personnes sont essentiellement liés aux possibilités d'alerte et d'évacuation. L'alerte et l'évacuation sont déterminées par la possibilité de prévoir les précipitations et les crues correspondantes, et par la possibilité d'informer les populations concernées et d'organiser l'intervention des secours. Ces différentes actions sont cependant d'autant plus difficiles à mettre en œuvre que les événements sont rapides, et qu'il s'agit d'inondations pluviales résultant de précipitations importantes dont la prévision est relativement incertaine.

### **Dommages potentiels liés à l'occupation du sol :**

Les dommages reliés à l'occupation du sol dépendent de nombreux paramètres. On distingue fréquemment les dommages directs concernant les dégâts matériels et les pertes d'exploitation, des dommages indirects supportés par exemple par la collectivité. Ces derniers peuvent être la conséquence des ruptures de voies de communication, des dommages directs subis par les entreprises, les différents services publics...

#### **I-B.1.c. Accroissement de la vulnérabilité en milieu urbain :**

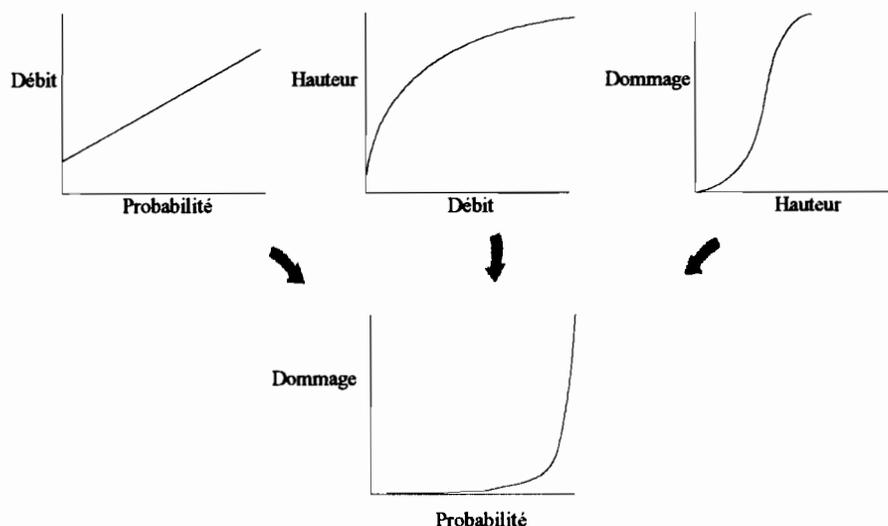
La vulnérabilité d'un site est souvent accrue en milieu urbain par différents facteurs relevant de l'aménagement du milieu. La pression foncière existant en ville, associée à la négligence ou l'ignorance de certains urbanistes et promoteurs immobiliers, conduit souvent à l'implantation d'habitat ou de zones d'activités dans des zones à risques (des zones de dépression, zones plates sans ruissellement préférentiel, installation sur un couloir de ruissellement)... Dans certains pays, la non priorité des problèmes liés aux inondations conduit même parfois les autorités à lotir certains quartiers dans le lit majeur de cours d'eau temporaires (Morel A l'Huisser 1997).

L'enterrement progressif de l'eau dans les villes par le busage et la canalisation des rivières contribue aussi efficacement à cette perte de la mémoire des risques liés à l'eau en ville. La vulnérabilité des sites s'accroît alors au fur et à mesure que la culture locale du risque disparaît (installations sensibles telles que des standards téléphoniques ou des armoires électriques situées en sous-sol, parkings souterrains, stocks de marchandises fragiles situés en rez-de-chaussée et surtout inexpérience croissante des citoyens devant un envahissement de leur milieu par l'eau) (Deutsch 1997, Chocat 1997b).

De ce fait, l'accroissement, constaté ces dix dernières années, de la fréquence des dommages importants dus aux inondations pluviales en milieu urbain, est plus la conséquence de l'accroissement de la vulnérabilité du milieu que de la croissance de la fréquence de l'aléa (Desbordes 1995).

## **I-B.2. Estimation des dommages :**

La vulnérabilité d'un site est généralement difficile, voire impossible à quantifier. C'est le cas en particulier de la vulnérabilité relative aux dommages indirects subis par le site et les personnes. La vulnérabilité peut être cependant évaluée dans certains cas par le biais du calcul des dommages directs que peut subir le site. Ces dommages peuvent être estimés sur la base d'indications relatives à la nature et à la répartition des différents types de surfaces présentes sur le secteur affecté par l'inondation (Torterotot 1993). Les différentes catégories d'occupation du sol suivantes sont fréquemment distinguées : habitat aggloméré, habitat dispersé, zone artisanale et commerciale, zone industrielle, cultures agricoles, forêts et bois exploités. Pour chaque type d'occupation du sol, une fonction de coût élémentaire (à l'hectare ou au logement ) est déterminée : elle relie le coût des dommages potentiellement subis par toute surface de la zone affectée aux caractéristiques locales de l'inondation qui sont déterminantes dans l'endommagement du site (vitesse et/ou hauteur et/ou durée de submersion...). Cette fonction de coût élémentaire revêt fréquemment la forme d'une courbe d'endommagement simple lorsque les dommages peuvent être déterminés à l'aide d'un seul paramètre d'intensité de crue. Par exemple, la détermination de courbe dommages-fréquence peut être obtenue de façon simplifiée par la combinaison des courbes dommages-hauteur, hauteur-débit et débit-fréquence, lorsque ce paramètre est la hauteur de submersion (Fig. 3) (Davis 1988 ; US. Army Corps of Engineers 1996).

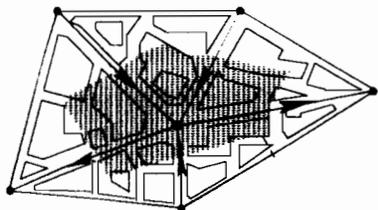


**Fig. 3 : Détermination classique d'une courbe dommage-fréquence (in US. Army Corps of Engineers 1996).**

L'estimation des dommages directs, si elle est envisageable à l'aide de l'un de ces modèles de dommage, reste cependant très incertaine. En effet, le degré de simplicité de ces derniers est nécessairement important et il est difficile d'obtenir des données fiables permettant de les caler (Torterotot 1993).



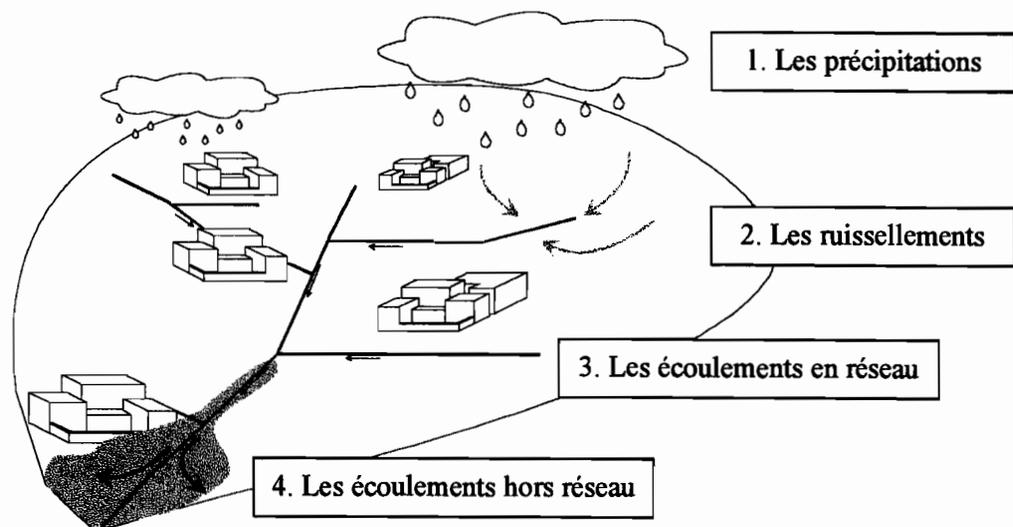
Tout ce qui est simple est faux, tout ce qui est complexe est inutilisable (P. Valery)



## II- Modèles et Hydrologie Urbaine.

Pour caractériser les inondations du milieu urbain consécutives à des défaillances du réseau d'assainissement, les modèles doivent traiter de phénomènes et de milieux différents qui concernent :

- la distribution des pluies dans le temps et dans l'espace : c'est la composante stochastique de la modélisation, qui traite de la probabilité d'occurrence d'une lame d'eau ou d'un champ de pluies sur une superficie donnée. Nous ne mentionnons ici cette étape que pour mémoire, et le lecteur intéressé pourra par exemple se référer aux travaux de Niemczycowicz et Bengtsson (1996) et de Neppel (1997);
- la transformation de la pluie en débit, à l'échelle du bassin ou du sous-bassin : c'est la composante hydrologique de la modélisation, qui implique de traiter la production et le transfert de l'écoulement dans un milieu hétérogène, à géométrie irrégulière ;
- la propagation des flux dans le réseau ou dans les ouvrages « spéciaux » (bassins de retenue, siphons, déversoirs d'orage...) : c'est la composante hydraulique de la modélisation, qui traite de la propagation des écoulements dans un milieu relativement homogène à géométrie régulière.
- le devenir des débordements en cas de saturation ou de défaillance des ouvrages, et les inondations qui en résultent : c'est la composante qui assure la lisibilité de l'aléa et de son impact sur le milieu urbain (Fig. 1).



**Fig. 1 : Les différents phénomènes à modéliser pour caractériser les inondations par ruissellement pluvial en milieu urbain.**

La plupart des modèles actuellement utilisés sont des modèles simplifiés permettant, sous des conditions particulières, d'avoir accès assez grossièrement à certaines caractéristiques de base des inondations (quelques uns de ces modèles sont présentés en Annexe 1). De nombreux autres modèles, souvent plus sophistiqués et plus précis, abordent le problème de l'eau dans la ville ou celui des inondations. Ils ont cependant été pour la plupart développés dans un cadre particulier n'ayant pas de lien direct avec la problématique des inondations pluviales en milieu urbain. Ils privilégient alors l'une ou l'autre des étapes précédemment décrites.

Les trois paragraphes de ce chapitre ont respectivement pour objectif de présenter l'une des trois grandes familles de modèles qui traitent principalement de la transformation des pluies en débits, des écoulements dans le réseau d'assainissement ou des inondations. Les deux premières relèvent de l'hydrologie urbaine. Les modèles d'inondabilité qui feront l'objet du troisième paragraphe sont quant à eux essentiellement adaptés au milieu naturel. Diverses opérations ont été entreprises pour aménager les uns et les autres au vu de la problématique des inondations pluviales en milieu urbain.

Les paragraphes suivants ont pour objectif de dresser un état de l'art en la matière en présentant les différents types de modèles actuellement disponibles sur le marché et en précisant en particulier :

- les objectifs initiaux pour lesquels ces modèles ont été conçus,
- les phénomènes et mécanismes qu'ils modélisent,
- le type de description du milieu et des phénomènes qu'ils adoptent,
- les limites qu'ils présentent dans le cadre de la problématique *inondations pluviales en milieu urbain*,
- et les éventuelles adaptations actuellement envisagées ou nécessaires pour répondre à nos préoccupations.

## **II-A. Les modèles de ruissellement urbain.**

### **II-A.1. Introduction.**

#### **II-A.1.a. Phénomènes modélisés en milieu urbain.**

Sur un bassin urbanisé, toute l'eau infiltrée est en quasi totalité perdue pour le système de drainage (Rousselle et al. 1990 ; Zech 1993). De ce fait, les modèles hydrologiques ne s'intéressent en milieu urbain qu'aux ruissellements superficiels et ne cherchent à représenter qu'une partie des processus intervenant dans le cycle de l'eau. Le phénomène de transformation de la pluie en débit modélisé est alors composé de deux mécanismes souvent considérés comme indépendants et se succédant dans le temps :

- un mécanisme de production qui détermine quelle est la part de la pluie brute qui contribuera au ruissellement,
- un mécanisme de transfert de la pluie nette précédente qui comprend des phénomènes de ruissellement et des phénomènes d'écoulement en réseau (naturel ou artificiel) à l'origine du débit observable en un site donné.

Ces simplifications ne sont cependant applicables que si l'urbanisation est effectivement le caractère dominant du bassin. Ce n'est pas forcément le cas des bassins des villes des PVD ou des bassins péri-urbains.

#### **II-A.1.b. Types de modèles.**

On peut distinguer quatre grands types de modèles : les modèles probabilistes, les modèles empiriques, les modèles conceptuels et les modèles mécanistes ou à bases physiques.

**Les modèles probabilistes** sont établis en supposant que les phénomènes étudiés sont essentiellement aléatoires. Ils sont constitués de relations entre les variables permettant de décrire les phénomènes et leurs probabilités d'atteindre ou non certaines valeurs.

**Les modèles empiriques** se déduisent de similitudes de comportement fondées sur de nombreuses observations : ils n'impliquent aucune interprétation physique des paramètres qui n'apparaissent que comme des constantes numériques ; leur extrapolation hors du domaine d'observation est toujours « source de questionnement ».

**Les modèles** sont dits à **bases physiques** ou **mécanistes** lorsque les processus hydrologiques sont modélisés, soit par des représentations aux différences finies des équations aux dérivées partielles décrivant les lois de conservations de la masse, de la quantité de mouvement et de l'énergie, soit par des « lois » empiriques dérivées de recherches scientifiques expérimentales indépendantes (Abbott et al. 1986a).

**Les modèles conceptuels** sont généralement fondés sur une schématisation des phénomènes, en les identifiant à des processus de transformations de flux entrants en flux sortants à la traversée d'une unité hydrologique considérée alors comme une unité de transformation (Desbordes 1984).

Les modèles probabilistes sont très peu utilisés en hydrologie urbaine. En milieu urbain, fortement évolutif, les modèles empiriques ont peu d'intérêt (Chocat 1997b). Les autres modèles de transformation de la pluie en débit, qu'ils soient à bases physiques ou conceptuels, se différencient :

- par la façon dont ils prennent en compte la variabilité spatiale et temporelle des précipitations,
- par la façon dont ils modélisent les différents mécanismes de production et de transfert,
- par le type de représentation spatiale du bassin versant qu'ils utilisent.

En rapport à ce dernier point, on distingue les modèles globaux des modèles distribués.

**Les modèles globaux** proviennent d'une analyse globale des phénomènes et fonctionnent à des échelles d'espace correspondant à la taille du bassin versant. Ils opèrent comme une boîte noire en utilisant une entrée connue, ici le champ de précipitations sur le bassin versant, et restituent une sortie, généralement un débit, déterminée à partir de l'entrée grâce à un opérateur mathématique généralement simple.

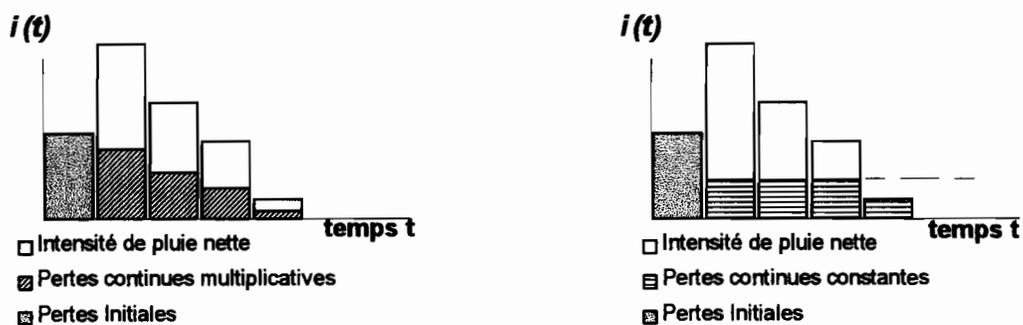
**Les modèles spatialisés** dits aussi distribués permettent d'améliorer, en principe, les résultats fournis par les modèles précédents en prenant en compte la variabilité spatiale des caractéristiques physiques du milieu et la variabilité spatiale de la pluie. Ils permettent aussi en général d'améliorer la représentation de certains mécanismes comme en particulier le transfert des ruissellements et de se rapprocher ainsi du comportement hydrologique réel du bassin versant (Maidment 1993, Bouvier 1994a).

**II-A.2. Les modèles de ruissellement globaux :**

**II-A.2.a. Modèles existants.**

Les représentations les plus simples du ruissellement urbain sont fournies par la **méthode rationnelle et ses nombreux dérivés** (par exemple formule de Caquot en France). Elles reposent principalement sur les concepts de coefficient de ruissellement et de temps de concentration. Encore très utilisée (Lee 1983, CETE Méditerranée 1994), cette méthode fournit une évaluation certes limitée, mais rapide du débit de pointe de crue. Sa principale limitation est de ne pouvoir être utilisée que pour des superficies très réduites (100 à 200 ha au plus).

Les **modèles de type hydrogramme unitaire** sont très souvent employés. Par rapport aux précédents, ils ont l'avantage de traiter des superficies plus vastes, et de fournir l'hydrogramme complet à l'exutoire du (sous-)bassin. Ils combinent généralement des schémas de production simples, basés sur la représentation de pertes initiales (stockage superficiel dans les dépressions du sol, évaporation) et continues (coefficient de ruissellement, intensité d'infiltration) (Fig. 2). Les opérateurs de transfert sont des modèles à réservoirs. Le modèle du réservoir linéaire est, de tous les modèle globaux et conceptuels, celui qui a été le plus étudié et utilisé (Desbordes 1984).



**a. Schéma avec pertes continues multiplicatives**

**b. Schéma avec pertes continues constantes**

**Fig. 2 : Différents schémas de production permettant de déterminer la pluie nette à partir de la pluie brute (in Desbordes 1984).**

Ces approches nécessitent, en plus de la connaissance du caractère aléatoire de la perturbation climatique à l'origine de l'aléa hydrologique, la connaissance des différents paramètres importants du modèle de transformation des pluies en débits nécessaires à la modélisation des mécanismes de production et de transfert. Les paramètres de ces modèles peuvent être reliés empiriquement à certaines caractéristiques physiques des bassins versants telles que par exemple leur pente, leur superficie, leur coefficient d'imperméabilisation ou le type et la répartition des différents modes d'occupation du sol du bassin (type d'habitat), le ou les types de sol, ... (Desbordes 1984 ; Bouvier 1990 ; Vaes et Berlamont 1998).

### II-A.2.b. Limites de ces approches globales :

La limite principale de ces modèles globaux au vu du problème qui nous préoccupe est qu'ils ne fournissent qu'une information localisée sur les écoulements à l'exutoire du bassin versant modélisé. De ce fait ils ne permettent pas d'estimer la variabilité des caractéristiques de l'inondation au sein du bassin. Seuls des modèles spatialisés peuvent répondre à cette exigence.

### II-A.3. Les modèles spatialisés :

#### II-A.3.a. Les différents types de spatialisation :

On peut distinguer différents types de spatialisation du milieu (de Sède 1995). La diversité des types de spatialisation est réduite en milieu urbain du fait de l'instationnarité de ses caractéristiques qui pénalise fortement les méthodes de discrétisation manuelles.

#### **Spatialisation par zonage ou regroupement logique :**

Un (ou plusieurs) paramètre clé est dans ce cas choisi pour le découpage du milieu.

Le paramètre clé peut être lié essentiellement à la production des ruissellements (Fig. 3). Les différents types de surfaces qui peuvent alors être distingués sont présentés plus loin.

Le paramètre clé peut être lié au transfert. Un découpage de ce type se base par exemple sur la détermination des courbes isochrones du bassin versant correspondant à tous les points du bassin éloignés du même temps de transfert de l'exutoire.

Un autre type de partition du milieu consiste à distinguer différentes zones d'occupation du sol homogène conduisant à des mécanismes de production et/ou de transfert différents. Les modèles d'hydrologie urbaine distinguent ainsi souvent les zones d'habitat individuel, les zones d'habitat collectif, les zones industrielles ou les parcs d'activité, les centres villes, les zones périurbaines d'habitat peu dense et les zones correspondant au milieu naturel (Le Barbé 1982 ; Chocat 1997a).

#### **Spatialisation par maillage arbitraire:**

Il existe plusieurs types de maillage arbitraires, les plus courants étant le maillage carré régulier et le maillage triangulaire irrégulier. Ce dernier est souvent le fruit d'un algorithme de génération de Modèles Numériques de Terrain (MNT) qui crée le maillage en fonction des discontinuités du milieu et de la densité locale des courbes de niveau (Djokic et Maidment 1991). Le maillage le plus utilisé est le maillage carré régulier qui ne nécessite pas l'utilisation d'algorithmes de traitement compliqués (Elgy et al. 1993b, Bouvier 1994a) (Fig. 3).

A chaque maille sont affectées des caractéristiques physiographiques susceptibles d'être utilisées dans la modélisation, en particulier nature et usage du sol, pente et direction de drainage.

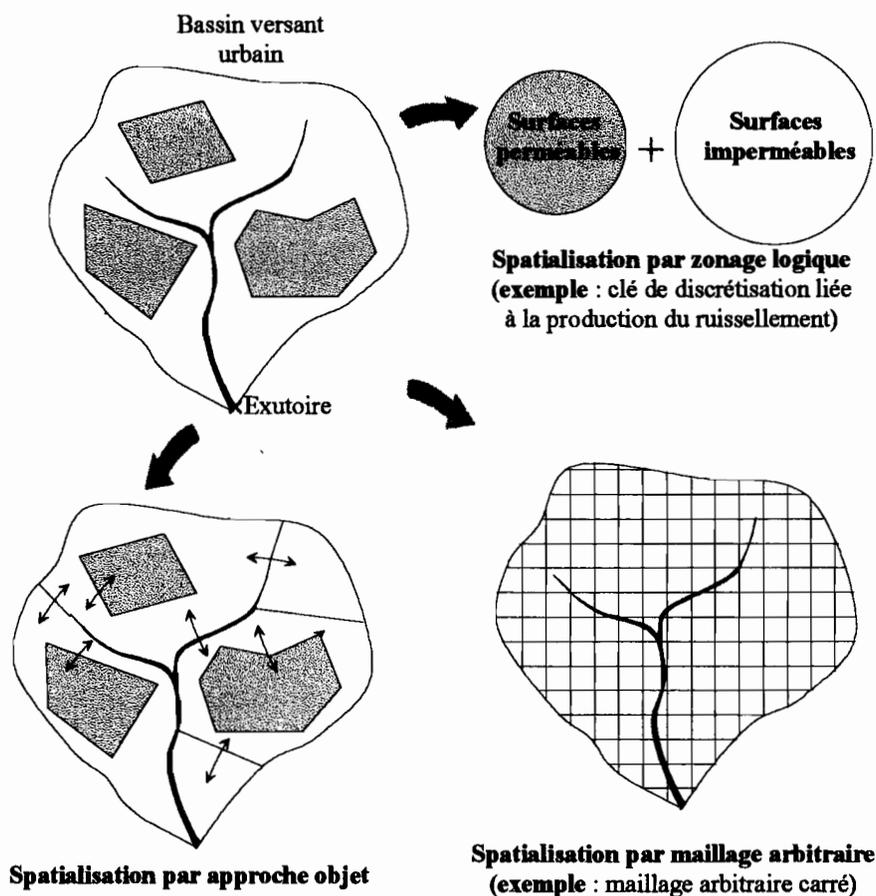


Fig. 3 : Exemples de spatialisations possibles pour la description de l'hétérogénéité des caractéristiques d'un bassin versant.

### Spatialisation par approche Objet:

Les approches objets, qui connaissent aujourd'hui un essor important (De Sèdes, 1995), se basent sur l'identification des différents objets qui composent un système réel donné. La modélisation du système consiste à établir, en plus des modèles de comportement spécifiques à chaque objet, les types de relations entre ces différents objets. En milieu urbain, un découpage simple et classique du bassin versant peut s'effectuer à l'aide de deux types d'objets hydrologiques : les éléments producteurs de ruissellement (surfaces imperméabilisées reliées au réseau (toitures, parkings, ...), versants ou sous-bassins versants suivant l'échelle de description du milieu) et les tronçons du réseau de drainage artificiels ou naturels (Abdenego et al. 1989, Djokic et Maidment 1991) (Fig. 3).

*Remarque : l'approche objet correspond en fait à l'approche usuelle que nous avons de la réalité. A chaque objet sont associés des attributs qui permettent de décrire ses différentes caractéristiques. Lors de la*

*description d'un système spatialisé, le problème fréquent de la superposition des informations correspondant aux diverses caractéristiques du milieu (occupation du sol, nature du sol et sous-sol, géomorphologie, ...) est supprimé puisque les informations se réfèrent à un objet donné et sont « encapsulées » dans l'objet. Lorsque les différents objets identifiés sont nombreux, leur gestion se fait efficacement à l'aide de classes. On introduit les notions d'héritage simple ou multiple, de « primitives »... qui donnent naissance à des modèles de complexité variée suivant le degré de conceptualisation utilisé pour définir la nature et la fonction des objets élémentaires (Meyer 1994).*

### **II-A.3.b. Les modèles de production.**

Pour la production, on peut distinguer par exemple les surfaces couvertes de végétation dont la production est nulle, les surfaces imperméables où les pertes à l'écoulement sont nulles, et les surfaces perméables non couvertes de végétation produisant des ruissellements limités. (Bouvier 1990 ; Debo 1993). On peut aussi distinguer de façon différente les surfaces contributives des surfaces non contributives. Les premières, souvent définies comme étant les surfaces directement reliées au réseau de drainage artificiel, produisent instantanément des ruissellements sans pertes significatives. Les secondes produisent des ruissellements qui sont récupérés par les surface perméables et qui peuvent, soit contribuer avec retard aux écoulements, soit être perdus (Bouvier 1990 ; Debo 1993 ; Elgy et al. 1993b ; Chocat 1997a).

On peut noter aussi que certaines tentatives ont été faites pour relier les pourcentages de ces différents types d'unités de production à une typologie socio-économique de l'urbanisation : habitat individuel, habitat collectif, zones industrielles etc.. (Le Barbé 1982 ; Chocat 1997a).

### **II-A.3.c. Les modèles de transfert et/ou de propagation.**

#### **Le réseau de drainage.**

Pour la majorité des modèles spatialisés, la description du réseau de drainage est une étape préliminaire indispensable à la définition d'un modèle de transfert des ruissellements sur le bassin. Cela consiste en pratique à décrire les chemins de l'eau sur le bassin versant, et, par suite, à décrire la disposition relative des différents éléments de discrétisation du bassin au sein du bassin. La caractéristique essentielle du milieu conditionnant ce réseau de drainage est bien entendu la topographie.

La détermination du réseau de drainage peut se faire de façon manuelle. Cependant, avec l'avènement des Modèles Numériques de Terrain obtenus à partir de la topographie du site, elle se fait de plus en plus de façon automatique : la direction de drainage sur une maille donnée du MNT est alors généralement définie de manière unique par la plus grande pente observée entre cette maille et les mailles voisines.

### La modélisation du transfert.

#### *Approche mécaniste :*

Certaines tentatives d'inspiration mécaniste modélisent le comportement des versants et des éléments du réseau à l'image de modèles hydrologiques à bases physiques conçus pour le milieu naturel (Abbott et al. 1986a ; El-Hames et al. 1998). Le modèle de l'onde cinématique ou de l'onde diffusante sur un plan est fréquemment utilisée pour les versants (Fuggaza 1993 ; Sugio et Degushi 1993). L'application de ces modèles mécanistes hors du réseau de drainage est cependant rendue délicate par le fait que les hauteurs d'eau très faibles observables sur la plupart des mailles peuvent imposer des pas de temps beaucoup trop faibles pour le calcul (Le Roux 1993).

#### *Approche conceptuelle :*

Elle consiste le plus souvent à définir une vitesse de ruissellement propre à la maille. Cette vitesse est utilisée différemment suivant les modèles. Elle permet par exemple de définir la distance parcourue par l'eau présente sur la maille N au pas de temps  $n \cdot \Delta t$  pendant le pas de temps  $\Delta t$  suivant. Elle est sinon utilisée pour déterminer le temps de parcours nécessaire à chaque fraction de la pluie tombée sur la maille N au pas de temps  $n \cdot \Delta t$  pour rejoindre l'exutoire du bassin. Dans le dernier cas, les contributions des différentes mailles du bassin supposées indépendantes sont sommées à l'exutoire en prenant en compte pour chaque contribution le décalage temporel dû au temps de parcours précédent. Cette méthode qui revient à déterminer les courbes isochrones du bassin versant, permet l'obtention d'un diagramme « aire - temps de concentration » utilisé ensuite pour la transformation pluie débit (Djokic et Maidment 1991).

L'expression de la vitesse de ruissellement est variable suivant les auteurs et dépend toujours des caractéristiques de la maille. Maidment (1993) reprend de façon simplifiée certains résultats obtenus pour les milieux naturels qui suggèrent que les différents paramètres d'un écoulement peuvent être reliés à un paramètre unique, la surface drainée du bassin versant au point considéré (Moniod 1983 et 1995, Snell et Sivapalan 1995 ; Pandey 1998). Zech et al. (1993) utilisent une expression différente de la vitesse suivant qu'il s'agit d'une « maille versant » ou d'une « maille réseau » :

$$\text{maille versant : } V_i = a_i + b_i \cdot s_i \qquad \text{maille réseau : } V_i = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{s_i}$$

avec  $V_i$  la vitesse de ruissellement sur la maille,  $a_i$  et  $b_i$  des constantes dépendant du type de sol,  $s_i$  la pente maximum sur la maille considérée,  $n$  le coefficient de rugosité de Manning, et  $R_H$  le rayon hydraulique supposé égal à la moitié du rayon du collecteur.

La vitesse de ruissellement peut enfin dépendre du débit transité pour rendre compte des phénomènes non linéaires mis en jeu lors de la transformation pluie débit (Lee 1993 ; Bouvier 1996). Une fonction

d'étalement peut aussi être adjointe à la fonction de transfert précédente pour représenter les phénomènes de stockage dans le réseau de drainage et la déformation de chaque contribution qui en résulte sur son trajet entre la maille source et l'exutoire (Bouvier 1995b).

### **II-A.4. Difficultés rencontrées par les modèles hydrologiques spatialisés en milieu urbain**

#### **II-A.4.a. Description du milieu**

##### **La discrétisation du milieu :**

Le tissu urbain est fortement discontinu (routes, bâtiments) ce qui impose des conditions sévères sur les dimensions des éléments de discrétisation de l'espace. Ainsi, si l'on choisit une discrétisation à mailles carrées régulières, la taille des mailles ne devrait pas dépasser suivant certains auteurs le  $m^2$  (Elgy et al. 1993a ; Zech et al. 1993). Un autre inconvénient majeur des maillages plus ou moins arbitraires concerne la représentativité de l'information contenue par les différentes mailles (Karsten et al. 1990 ; Beven 1989a).

##### **Le réseau de drainage :**

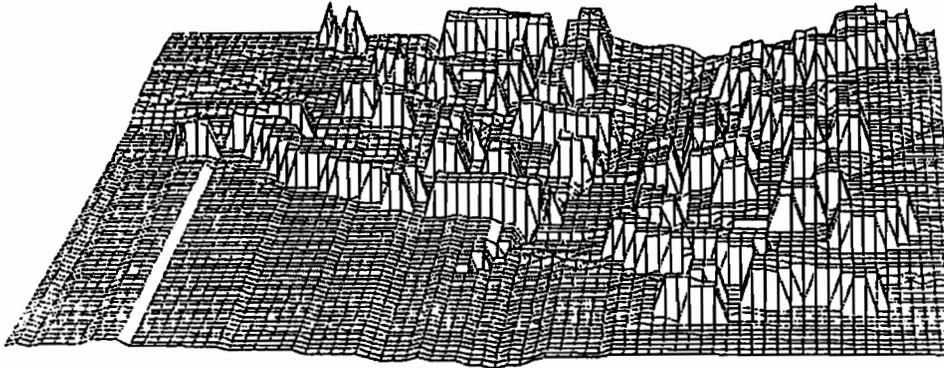
En milieu urbain, le réseau de drainage naturel est fortement modifié par les différents aménagements du milieu, en particulier par les obstacles à l'écoulement (les bâtiments) et par les éléments drainants artificiels (les voies ou les collecteurs). Certaines méthodes consistent à reconstituer artificiellement la topographie réelle du milieu en modifiant directement le MNT obtenu à l'aide des courbes de niveau du site par surélévation des mailles correspondant aux bâtiments et par abaissement des mailles correspondant aux éléments drainants artificiels (Zech 1993, Elgy 1993b) (Fig. 4).

Le réseau de voirie peut être aussi utilisé pour forcer directement le réseau de drainage naturel. Ainsi, Bouvier (1995b) extrait le réseau de drainage artificiel des plans d'occupation des sols disponibles sur les bassins étudiés (rues, collecteurs...). La superposition du squelette du réseau de voiries au MNT permet de déterminer pour chaque tronçon de voirie compris entre deux noeuds (entre deux croisements) le sens de l'écoulement sur le tronçon.

#### *Remarque :*

*Les mailles triangulaires irrégulières ont l'avantage de pouvoir facilement épouser les contours des différents objets urbains et de pouvoir prendre en compte des dénivellations importantes telles*

que celles associées à des surfaces bâties. Ceci se fait cependant au prix d'algorithmes de calculs plus complexes ce qui fait qu'elles ne sont que rarement utilisées (Djokic et Maidment, 1991).



**Fig. 4 : Modèle Numérique de terrain pour un bassin urbain.**

Altitude des mailles surélevée lorsqu'elles correspondent à des bâtiments ou des obstacles.

Altitude des mailles abaissée lorsqu'elles correspondent à des éléments drainants

### **Les surfaces productrices et les concepts de production :**

Tout d'abord les techniques habituelles permettant de déterminer les limites des bassins versants, qu'elles soient manuelles (basées sur la photo-interprétation des lignes de niveau) ou automatiques (exploitant les informations fournies par les MNT), ne sont plus valables du fait des modifications apportées dans le système de drainage par les voiries. Une correction manuelle des limites des bassins naturels, basée sur une campagne de reconnaissance terrain des limites modifiées, est souvent la seule solution possible (Djokic et Maidment 1991 ; Elgy et al. 1993b ; Hingray 1995).

D'autre part, l'identification de la nature des surfaces qui contribuent réellement aux ruissellements est encore loin d'être évidente. Les conclusions auxquelles sont parvenues différentes équipes de recherche montrent la méconnaissance que l'on a encore aujourd'hui des mécanismes de production en milieu urbain (Elgy 1993b ; Debo et Inmann 1993 ; Boyd et al. 1993 ; Ruperd et Baladès 1996 ;... ).

### **Les concepts de transfert et les paramètres hydrauliques utilisés :**

De façon générale, les fonctions de transfert et/ou de propagation utilisent des paramètres qui peuvent être relativement nombreux si l'on en juge par la variabilité des types d'éléments ou de mailles définis pour la discrétisation du milieu. Le choix des paramètres reste problématique puisque le nombre d'expérimentations sur le terrain qui permettait de décrire le comportement de ces différents éléments

est largement insuffisant. En conséquence, la description de l'hétérogénéité du milieu reste pour la plupart des modèles distribués utilisés assez sommaire et s'appuie sur une typologie se limitant souvent à la définition de quelques classes uniquement. Cette typologie est limitée non pas par les difficultés à déterminer les différents types de sols, mais par le manque d'informations sur leurs caractéristiques hydrodynamiques.

Les modèles à bases physiques permettraient en principe, de venir à bout des principales déficiences des autres modèles hydrologiques par l'utilisation de paramètres ayant un sens physique. Cependant, les « lois » de comportement du milieu sont souvent celles déterminées sous des hypothèses très strictes et dans les conditions particulières des laboratoires. Ces lois physiques locales sont globalisées ensuite à l'échelle de la maille ou du versant sans justification théorique (Karsten et al. 1990). Il y a donc un saut conceptuel qui fait que ces modèles à bases physiques ont un caractère conceptuel indéniable (Beven 1989a ; Gustafsson et al. 1996 ; De Marsily 1997). Il en va ainsi pour le paramètre de rugosité  $n$  de Manning, fréquemment utilisé pour définir une pseudo rugosité hydraulique d'un versant ou même d'un bassin complet (Djokic et Maidment 1991 ; Sugio et Degushi 1993 ; Liong et al. 1994). Cette rugosité est en fait une rugosité équivalente intégrant la rugosité pour le ruissellement superficiel et la rugosité de la partie la plus fine du réseau hydrographique (Jain et al, 1992).

### **L'accès aux données :**

Pour caractériser la géographie du milieu, notamment les coefficients d'imperméabilisation, on utilise différentes méthodes utilisant des techniques de sondage statistique de photographies aériennes parfois couplées à des campagnes d'échantillonnage au sol (STU 1986 ; Bouvier 1990). Ce travail de terrain est cependant long et fastidieux. En milieu urbain, les techniques plus pratiques utilisant l'imagerie satellitaire restent par ailleurs encore limitées par la faible résolution spatiale des images, malgré quelques tentatives intéressantes (Degushi et Sugio 1993). La numérisation de photographies aériennes dont l'échelle est inférieure ou égale au 1/5000<sup>ème</sup> peut s'avérer beaucoup plus intéressante si l'on dispose d'outils de reconnaissance de forme efficaces (Elgy et al. 1993).

Pour les caractéristiques liées au relief, l'usage des MNT est maintenant généralisé (Djokic et Maidment 1991 ; Maidment 1993 ; Elgy et al. 1993a ; Zech 1993 ; Bouvier 1994a). Du fait en particulier des remarques exposées précédemment, la qualité du MNT n'est cependant pas toujours suffisante pour restituer précisément le relief et les caractéristiques qui en dépendent (Djokic et Maidment 1991 ; Elgy 1993b ; Hingray 1995).

L'utilisation des Systèmes d'Information Géographique (SIG) semble intéressante. Ces banques de données géographiques contiennent en effet de nombreuses informations précises sur l'occupation des sols (collecteurs, voirie, habitations, espaces verts...). En métropole, ces SIG deviennent par ailleurs de plus en plus disponibles pour les villes de taille importante. La détermination de certaines caractéristiques du milieu telles que la superficie des surfaces imperméables, la longueur des

connexions entre surface imperméable et réseau, la pente, peut se faire de façon automatique (Djokic et Maidment 1991; Zech et al. 1993, Elgy et al. 1993a ; Rodriguez et al. 1998).

### **Instationnarité du milieu :**

La rapidité d'évolution du milieu urbain peut rapidement rendre caduques certaines informations concernant le milieu. Les caractéristiques utilisées pour alimenter les modèles devraient donc être fréquemment remises à jour. Des méthodes automatiques de traitement sont de ce fait fortement souhaitées. Les SIG paraissent tout indiqués. Cependant, ceux ci, rarement mis à jour de façon rapide et efficace, donnent souvent des informations elles aussi caduques (Cheylan et al. 1995).

### **II-A.4.b. Description des phénomènes**

#### **Validité des modèles pour les événements rares :**

##### ***Les conditions d'écoulement :***

Les paramètres des modèles hydrologiques ont souvent été calés à partir d'observations d'événements réels qui appartiennent en général tous à une même classe d'événements, d'importance moyenne et ne conduisant pas à des défaillances du réseau de collecte des eaux de pluies. Pour ces événements, certaines grandeurs telles que le temps de concentration du bassin, le rayon hydraulique et la rugosité de chaque section d'écoulement sont relativement peu variables. Les événements exceptionnels, qui induisent des situations de crise, conduisent eux à des conditions d'écoulement a priori complètement différentes, de sorte qu'ils échappent complètement au domaine de validité des modèles.

La majorité des modèles hydrologiques en milieu urbain correspondant aux références citées précédemment sont ainsi a priori inadaptés pour représenter les inondations du milieu urbain.

##### ***Les modifications du réseau de drainage :***

Lors d'un événement exceptionnel, le réseau de drainage ainsi que son fonctionnement sont modifiés : l'eau emprunte des chemins supplémentaires à ceux initialement décrits dans le modèle ; le sens de l'écoulement peut s'inverser dans un drain ; différentes défluences peuvent apparaître là où précisément les capacités de drainage du réseau sont insuffisantes... Ces défluences peuvent d'ailleurs modifier les limites des bassins ou conduire à l'inondation d'un secteur habituellement sec. Or, pour la majorité des modèles, le réseau de drainage défini d'après les conditions normales d'écoulement dans le bassin est immuable.

#### **Validité des modèles pour la modélisation des inondations.**

Ces différents modèles qui s'attachent à modéliser la transformation des pluies en ruissellements, constituent parfois le seul maillon de la chaîne de traitement qui permet de caractériser les inondations

d'un milieu urbain donné, résultant des débordements du réseau d'assainissement du bassin. La plupart de ces modèles hydrologiques présentent cependant, lorsqu'ils sont utilisés à cette fin, différentes limites importantes.

### *Les résultats des simulations sont valides à l'exutoire du bassin :*

Les différents paramètres du modèle sont en général déterminés par calage entre hydrogrammes observés et hydrogrammes simulés en un point particulier du bassin, ce qui ne donne aucune garantie sur la fiabilité des résultats obtenus à l'aide du même modèle en un point quelconque du bassin. En effet, les hydrogrammes observés à l'exutoire d'un bassin résultent de l'intégration d'un grand nombre de phénomènes et de comportements singuliers au sein du bassin. Or, les singularités hydrauliques a priori nombreuses en milieu urbain peuvent conduire localement à des modifications importantes des conditions d'écoulement (déversoir, ouvrage de franchissement ...)

Il en est ainsi des singularités qui induisent un rétrécissement de la section en travers du réseau de drainage et qui limitent donc localement les capacités d'évacuation du réseau (chaussées surélevées construites en travers des lits du réseau hydrographique, ouvrages de franchissement,...). Ces singularités qui induisent un contrôle aval des écoulements, seront à l'origine d'un stockage à l'amont des eaux non immédiatement évacuables et d'une montée de l'eau en conséquence.

### *Hauteurs de submersion, extension des champs d'inondation :*

La détermination des hauteurs de submersion et de l'extension spatiale des inondations est souvent, pour les modèles de ruissellement, source de difficultés. La connaissance de la géométrie du réseau de drainage et en particulier de la géométrie de ses "sections en travers" est en effet pour cela nécessaire. Ces informations sont en général déjà contenues et utilisées dans les modèles à bases physiques. Le problème se pose en revanche pour les modèles de ruissellement qui utilisent un réseau de drainage obtenu à partir d'un maillage arbitraire du milieu.

En effet, les dimensions transversales du réseau et/ou du champ d'inondation peuvent être dans ce cas supérieures à la largeur de la maille. Or, la structure souvent ramifiée du réseau de drainage adoptée pour ces modèles contraint, dans la plupart des cas, les écoulements à transiter par une maille centrale unique. Zech et al. (1993), proposent, pour palier en partie à ce problème, de considérer que le régime d'écoulement est, à chaque pas de temps, permanent. Ils proposent ensuite de définir, pour les différentes mailles du modèle, une relation de type Manning permettant de relier débit transité et hauteur d'écoulement à partir de la géométrie d'une section en travers préalablement définie. Pour les mailles supposées constituer le réseau de drainage principal, cette section en travers peut correspondre à la géométrie locale du réseau de drainage ; pour les autres mailles du réseau, elle devra être définie plus arbitrairement.

## **II-A.5. Exemples de modèles de ruissellement pour le calcul des inondations en milieu urbain :**

### **II-A.5.a. Méthodes développées pour la ville de Marseille.**

Une méthode semi manuelle a été développée par la ville de Marseille. Elle consiste à déterminer les débits de pointe en tout point du bassin versant étudié, de même que la hauteur d'inondation dans les cuvettes identifiées sur le bassin et alimentée par les ruissellements précédents. Elle est conduite avec les hypothèses suivantes :

- le réseau est saturé et la totalité des ruissellements s'écoule par les voies ;
- le débit de pointe est déterminé pour chaque voie à partir de la formule rationnelle en supposant que la voie ne draine que le bassin versant qui la domine ;
- le cheminement par les voies est interrompu à chaque fois que la topographie locale autorise l'écoulement à emprunter la ligne de plus grande pente et donc à rejoindre les axes d'écoulement naturels ;
- aux carrefours, la répartition des débits transités par les voies à l'aval ne dépend que des largeurs respectives des voies et de l'orientation des voies par rapport à l'axe d'écoulement amont.

Le stockage et/ou destockage effectué par les différentes cuvettes n'étant pas pris en compte, le risque déterminé à l'aval des cuvettes correspond au risque maximum (Desbordes 1995 ; Chocat 1997a).

Une méthode plus automatisée a aussi été mise en œuvre pour la ville de Marseille par le groupement SOGREAHSOGELERG (Desbordes 1995). Les directions d'écoulement ont été déterminées à partir d'un MNT constitué de mailles de 200\*200m<sup>2</sup>, chaque maille produisant des ruissellements déterminés par l'application de coefficients moyens de ruissellement, fonction du type d'occupation du sol. Les débits transités par les mailles ont été supposés évacués totalement par les voiries. Les débits calculés en régime permanent ont permis l'identification de voies à risque comme celles évacuant plus d'un mètre cube par seconde. Le MNT a par ailleurs été utilisé pour localiser les zones submersibles.

### **II-A.5.b. Drainage multicouches : la méthode développée par l'ORSTOM**

Des recherches sont actuellement en cours à l'ORSTOM dans le cadre du programme RUES pour modéliser de façon plus précise les phénomènes (Bouvier 1996). La modélisation retenue est fondée sur l'utilisation d'un réseau de drainage multicouches. Dans le cas de la ville de Ouagadougou, un MNT à mailles régulières de 10\*10m<sup>2</sup> déterminé à partir des courbes de niveau du milieu naturel originel est utilisé pour définir le réseau de drainage naturel. Le réseau de drainage artificiel obtenu en forçant le réseau de drainage naturel à l'aide du squelette du réseau de voiries est utilisé pour

déterminer à chaque instant, à l'aide de fonctions de transfert appropriées, les flux transitant dans le milieu. Lorsque le débit transité par un des éléments de drainage artificiel est supérieur à sa capacité de drainage fixée par ailleurs, le flux excédentaire suit la direction imposée par la topographie naturelle. Le modèle permet de décrire les dysfonctionnements du réseau et la distribution des flux dans le milieu.

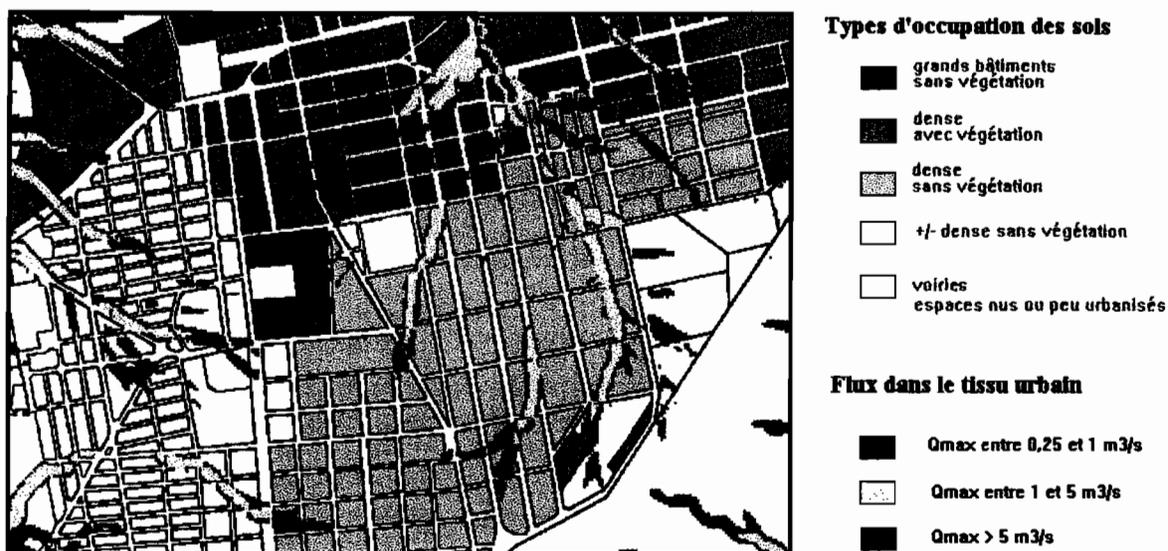


Fig. 5 : Principaux flux propagés dans le tissu urbain (Bouvier et Hingray 1995).

## II-A.6. Conclusion

En conclusion, les modèles de ruissellement utilisés pour représenter la composante hydrologique des mécanismes conduisant à l'inondation du milieu urbain sont multiples. Les modèles qui offrent les perspectives les plus intéressantes sont spatialisés car ils permettent de prendre en compte l'hétérogénéité pluviométrique ou géographique du milieu. Il devient ainsi possible de représenter au sein d'un même bassin des comportements hydrologiques différents, urbains ou non.

Ces modèles de ruissellement utilisent, pour décrire les phénomènes, différentes simplifications (parfois importantes) qui peuvent paraître rédhitoires pour la modélisation des situations de crise. La non prise en compte du rôle des singularités, qu'elles soient constitutives du réseau d'assainissement ou qu'elles en soient indépendantes, semble être la plus gênante. Les modèles seront ainsi d'autant plus fiables qu'ils opéreront à une échelle d'espace englobant plus largement les domaines d'influence des singularités. Le caractère souvent unidirectionnel du réseau de drainage peut être aussi gênant lorsque qu'apparaissent des débordements ou des défluences qui peuvent conduire à des écoulements bidimensionnels. Enfin, calés sur l'observation ponctuelle d'événements courants, ces modèles ne peuvent fournir, pour les événements rares et pour la représentation de la dynamique des écoulements à l'intérieur du bassin, que des résultats imparfaits. La modélisation hydrologique des unités de

production en situation de crise ne pourra être améliorée que par l'observation d'un nombre suffisant d'événements exceptionnels...

## **II-B. La modélisation des écoulements en réseau d'assainissement**

Le lecteur trouvera de larges développements de la plupart des informations présentées ci dessous dans l'Encyclopédie de l'Hydrologie Urbaine et de l'Assainissement de Chocat et al. (1997).

### **II-B.1. Des logiciels d'écoulement en réseau d'assainissement**

Les différents modèles d'écoulement en réseau d'assainissement ont été conçus au départ pour améliorer le calcul et le dimensionnement des réseaux qui était initialement effectué à l'aide de méthodes rudimentaires (Urbonas et al. 1993) telles que la méthode de Caquot en France. Ils ont été par la suite intégrés dans des logiciels plus complets qui permettent de répondre aux besoins liés à la saturation hydraulique des réseaux d'assainissement en cas de fortes pluies.

Les principaux objectifs de ces logiciels sont actuellement les suivants :

- aide à la conception des réseaux d'assainissement en permettant la simulation de différents scénarios de pluie sur diverses configurations projetées du réseau et en permettant l'identification des points de défaillance potentiels des réseaux existants (Fugazza 1993 ; Asada 1996 ; Angelaccio et al . 1998),
- aide à la gestion en temps réel des réseaux avec pour objectifs particuliers de limiter les inondations grâce à l'utilisation optimale des capacités hydrauliques d'évacuation et de stockage du réseau, de réduire la pollution rejetée dans le milieu naturel et d'alerter en cas de crise les autorités et les secours (Walch et al. 1998 ; Browne et al. 1998 ; Cantrell et al. 1998 ;...).

Ces logiciels intègrent fréquemment un modèle de ruissellement permettant de déterminer les ruissellements produits par les différents bassins urbains ou périurbains reliés au réseau d'assainissement (Sugio 1993 ; Koji 1993 ; Debo 1993), un modèle hydraulique privilégiant la modélisation en régime transitoire des écoulements dans le réseau, un modèle de transport solide permettant d'appréhender les problèmes d'envasement du réseau (Nalluri 1993 ; Mark 1993) et un

modèle de qualité permettant la modélisation du devenir des différents matières récoltées par le réseau et susceptibles de polluer le milieu récepteur (Zobrist et al. 1998 ; David et al. 1998) <sup>1</sup>.

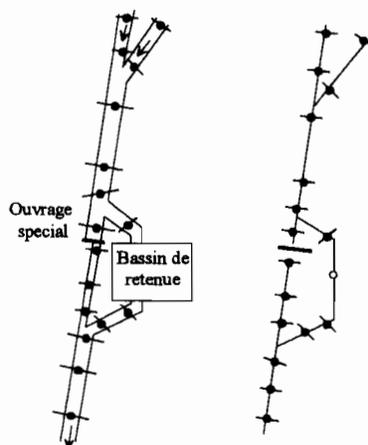
Nous ne nous intéressons par la suite qu'au seul modèle d'écoulement en réseau.

### **II-B.2. Les différentes modélisations existantes :**

Les modèles d'écoulement en réseau sont soit des modèles conceptuels, soit des modèles mécanistes basés sur l'utilisation des équations de l'hydraulique à surface libre de Barré de Saint Venant (BSV) (1871). Ces deux types de modèles présentés plus loin, sont basés sur le même principe de représentation du milieu.

#### **II-B.2.a. Représentation du milieu effectuée par les modèles d'écoulement :**

La représentation qu'ils font du réseau s'apparente aux représentations dites objets évoquées dans le chapitre II.A.3. On distingue les différents objets hydrauliques suivants : les tronçons homogènes (du point de vue de la pente du diamètre de la rugosité); les singularités (chute, changement de pente, rétrécissement, élargissement, confluence, défluence) et les ouvrages spéciaux (siphon, déversoir, bassin de retenue, déversoir d'orage, ...) (Desbordes 1995). Chaque objet hydraulique ayant un comportement spécifique nécessite une modélisation particulière (Fig. 6).



**Fig. 6 : Structure d'un réseau d'assainissement (d'après Cunge et al. 1980).**  
(à droite, système physique - à gauche, représentation topologique du réseau).

---

<sup>1</sup> Différents logiciels existent actuellement sur le marché. On mentionnera les plus connus : MOUSE (Danish Institute of Hydraulics); CANOE (INSA Lyon - SOGREAH); HYDROWORKS (Wallingford); SWMM (Environmental Protection Agency - E.U.) ; ....

L'architecture des modèles utilisés pour le réseau d'assainissement s'articule autour du concept topologique de noeud, deux noeuds voisins isolant un des objets hydrauliques précédents. La représentation des tronçons est unidimensionnelle et la représentation des singularités et des ouvrages spéciaux est ponctuelle. Le réseau d'assainissement est donc modélisé par une structure maillée unidimensionnelle.

### ***II-B.2.b. Equations utilisées et schémas de résolution.***

Les deux grands types de modèles, conceptuels et mécanistes, se différencient essentiellement par leur façon de modéliser les écoulements dans les différents tronçons du réseau.

#### **La modélisation des écoulements dans le réseau.**

##### ***Les modèles conceptuels :***

Les modèles conceptuels tels que le modèle de Muskingum combinent pour chaque tronçon du réseau d'assainissement une équation de continuité traduisant la conservation de la matière par variation du stock dans le tronçon et une équation de stockage au sein du tronçon qui relie le volume stocké dans le tronçon aux débits d'entrée et de sortie [modèle de Muskingum (Cunge 1969 ; Gonzalez et al. 1998), modèle STOCK (Motiée 1996)].

Ces modèles relevant d'une analyse macroscopique du fonctionnement d'un bief sont très faciles d'emploi et ne nécessitent pas beaucoup de données. Ils restent cependant inadaptes pour représenter certains phénomènes hydrauliques comme l'effet des singularités hydrauliques provoquant des remontées de lignes d'eau et dont le rôle est déterminant dans le fonctionnement de ces réseaux.

##### ***Les modèles mécanistes :***

Pour modéliser les écoulements dans les différents tronçons du réseau, les modèles mécanistes utilisent les équations aux dérivées partielles non linéaires de Barré de Saint Venant déterminées pour des écoulements unidimensionnels à surface libre.

Ces équations sont obtenues par l'intégration sur une section d'écoulement des équations fondamentales de la mécanique des fluides (équations de Navier-Stokes) (v. par exemple Pochat 1994). Elles sont constituées d'une équation de conservation de la masse (Eq. 1) et d'une équation de conservation de la quantité de mouvement qui traduit la loi fondamentale de la dynamique (Eq. 2).

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \text{Eq. 1}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) + (k - 1) \cdot q \cdot \frac{V}{S} \quad \text{Eq. 2}$$

(a)    (b)    (c)    (d) (e)    (f)

où  $S$  est la section mouillée de l'écoulement, où  $Q$  et  $V$  sont respectivement le débit et la vitesse moyenne dans cette section ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) et ( $\text{m}/\text{s}$ ), où  $q$  est l'éventuel débit latéral d'apport par unité de longueur ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ), où  $h$  est la hauteur d'eau (m), où  $I$  et  $J$  sont respectivement la pente du tronçon (m/m) et la pente de la ligne d'énergie (pertes de charge linéaires) (m/m), et où  $k$  est un coefficient dépendant du sens du débit latéral d'apport ( $k = 0$  si le débit latéral est entrant et  $=1$  si il est sortant).

Les différents modèles mécanistes d'écoulement en réseau se différencient essentiellement par le degré de simplification retenu pour l'utilisation de l'équation de conservation de la quantité de mouvement (Eq. 2) et par le type de résolution du système d'équations non linéaires précédentes.

*Remarques :*

*Les différents termes de l'équation de conservation de la quantité de mouvement ont des ordres de grandeurs différents suivant les caractéristiques du signal d'entrée (en particulier sa rapidité) et suivant les caractéristiques du bief (Bocquillon 1978). Certains d'entre eux peuvent être de ce fait négligés. Les modèles généralement utilisés en hydrologie urbaine sont les modèles dits à frottements prépondérants : ils négligent souvent les termes d'inertie dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement, ce qui constitue, dans la majorité des cas de figure rencontrés, une simplification raisonnable (Yen 1993). Ils regroupent les modèles de l'onde diffusante (termes (a) et (b) négligés) et les modèles de l'onde cinématique ((termes (a) (b) et (c) négligés).*

*Les méthodes de résolution du système d'équations obtenu sont essentiellement des méthodes numériques aux différences finies permettant de linéariser le système d'équations non linéaires de départ. Elles sont explicites ou implicites, les méthodes explicites traitant avec difficulté les problèmes liés aux contrôles aval (Preissmann 1965 ; Abbott 1979 ; Cunge et al. 1980)(Annexe 2).*

**La modélisation des singularités :**

Chaque singularité est représentée par un modèle indépendant qui est, soit issu d'un modèle empirique calé sur des séries d'observation du comportement de la singularité, soit issu d'hypothèses destinées à simplifier la représentation du système. Une hypothèse d'égalité des cotes entre l'amont et l'aval d'un noeud est souvent effectuée par exemple à chaque confluence ou défluence du réseau. Pour des singularités telles que les déversoirs, les orifices et vannes, .... différents modèles de débits permettent de relier les charges hydrauliques amont et aval au débit transité par la singularité... En pratique, ce sont fréquemment les cotes de la surface libre qui sont utilisées.

Les différents paragraphes suivants concernent les modèles mécanistes utilisant les équations de BSV qui sont moins limités que les modèles conceptuels.

### **II-B.3. Informations et données requises pour l'utilisation des modèles mécanistes :**

Les différentes informations nécessaires à ce type de modèle concernent d'une part la structure du réseau et les caractéristiques des différents biefs le constituant, et d'autre part les caractéristiques des ouvrages spéciaux et leurs lois de fonctionnement propres. Les caractéristiques géométriques des collecteurs (forme, dimensions, pente) et des ouvrages spéciaux (dimensions) sont a priori facilement accessibles à partir des plans ou des bases de données informatisées disponibles dans les services techniques de la ville. Les caractéristiques hydrauliques telles que la rugosité des collecteurs ou les coefficients de débits des ouvrages spéciaux sont, elles, livrées à l'estimation des utilisateurs du modèle d'écoulement en réseau. Elles sont en général déterminées de façon empirique à l'aide des valeurs usuellement utilisées. Elles nécessitent cependant une certaine expérience hydraulique de l'utilisateur du modèle.

### **II-B.4. Limites des modèles mécanistes :**

#### **II-B.4.a. Conditions normales de fonctionnement du réseau d'assainissement :**

Les modèles d'écoulement en réseau présentent différentes limites susceptibles d'être rencontrées lors de toute utilisation du modèle visant à représenter les écoulements dans des conditions normales de fonctionnement du réseau. Les équations de BSV ont en effet été établies sous diverses hypothèses et sont valables lorsque :

- l'écoulement se fait dans une direction privilégiée, (écoulement unidimensionnel)
- l'écoulement est graduellement varié,
- la vitesse est uniforme dans une section d'écoulement
- la répartition des pressions est hydrostatique dans une section perpendiculaire à la direction de l'écoulement.

Ces différentes équations ne conviennent donc pas à des écoulements rapidement variés ce qui est le cas lorsque les hydrogrammes d'entrée dans le réseau, fournis par le modèle hydrologique sont de type impulsionnel ou lorsqu'on se situe à proximité des singularités (cf. variation rapide de la section - élargissements, confluences, défluences - , variation rapide de la direction d'écoulement, ... qui induisent des variations de vitesse ou de pression importantes). Ces modèles donnent aussi des résultats souvent erronés lorsque les réseaux sont à forte pente (difficultés des modèles à gérer le

régime d'écoulement torrentiel). La modélisation des ouvrages spéciaux et des singularités hydrauliques telles que les ressauts, les défluences est enfin une source de difficultés supplémentaire qui conditionne souvent la mauvaise précision des résultats (Chocat 1997a).

### II-B.4.b. Conditions de fonctionnement exceptionnelles du réseau d'assainissement :

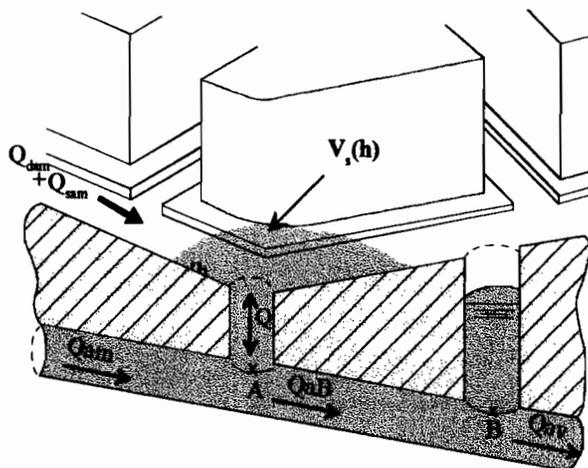
Les modèles d'écoulement en réseau présentent des limites beaucoup plus pénalisantes lorsque l'on se situe dans des situations de crise localisée ou généralisée qui induisent des débordements du réseau, ceux ci apparaissant lorsque la charge hydraulique en un point du réseau a atteint la cote du terrain.

L'identification des points de débordement qui nécessite de croiser la ligne piézométrique de l'écoulement dans la conduite en charge avec la topographie du terrain, est déjà une difficulté en soi. La modélisation du comportement des zones de débordement est cependant beaucoup plus délicate (Desbordes, 1995) (Fig. 7) :

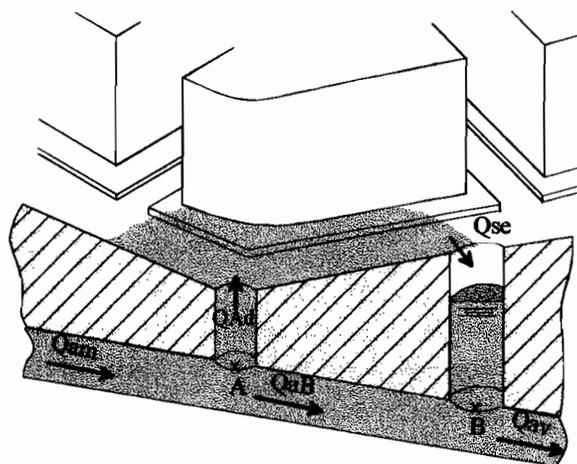
- elle nécessite la connaissance du fonctionnement du site où se situe le débordement et en particulier la loi reliant le volume stocké localement en fonction de la hauteur d'eau du débordement  $V_s(h)$ . Cela suppose que l'on soit capable de définir précisément la topographie autour du point de débordement ;
- elle nécessite aussi la connaissance des ruissellements superficiels amont  $Q_{sam}$  ou des débits des débordements amont  $Q_{dam}$  qui contribuent à accroître le volume stocké sur la zone du débordement. Cela suppose en particulier que l'on soit capable d'identifier les zones d'apport superficiel ayant la zone de débordement pour exutoire ;
- elle nécessite enfin la connaissance des débits d'évacuation vers l'aval de la zone du débordement  $Q_{se}$  et en particulier la connaissance de leur mode d'évacuation. Les flux correspondants sont régis a priori par les lois régissant les écoulements à surface libre et devraient donc faire l'objet d'une modélisation du même type que celle effectuée pour les écoulements en réseau.

Les débordements posent donc deux problèmes principaux (Desbordes 1995) :

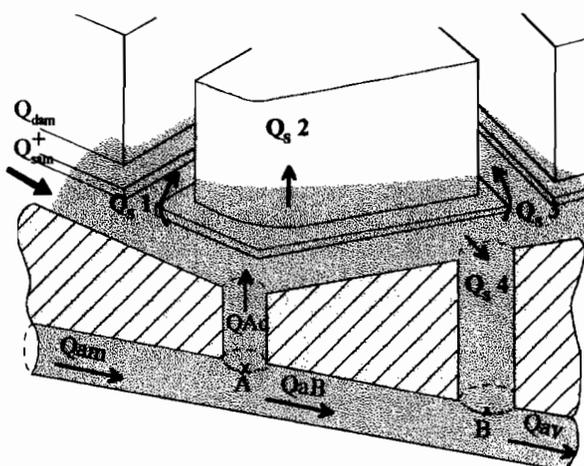
- le premier est lié à leur caractère temporaire et leur localisation qui est impossible a priori. Lors d'un épisode pluvieux donné, la prise en compte de ces débordements nécessiterait donc un logiciel capable de modifier son architecture pour intégrer et supprimer de nouveaux points de calcul en fonction de leur apparition et de leur disparition.
- le second est lié à la modélisation du devenir de ces débordements qui peut être très variable suivant les configurations topographiques et suivant les événements. Dans le cas de défaillance généralisée du réseau, une modélisation des écoulements superficiels est même indispensable.



**Fig. 7 : Débordement localisé du réseau d'assainissement.** Cas où le volume débordé réintègre le réseau d'assainissement dès que les conditions piézométriques au point de débordement le permettent.



**Fig. 8 : Débordement localisé du réseau d'assainissement.** Cas où le volume débordé réintègre le réseau en partie par un point d'entrée situé à l'aval du point de débordement.



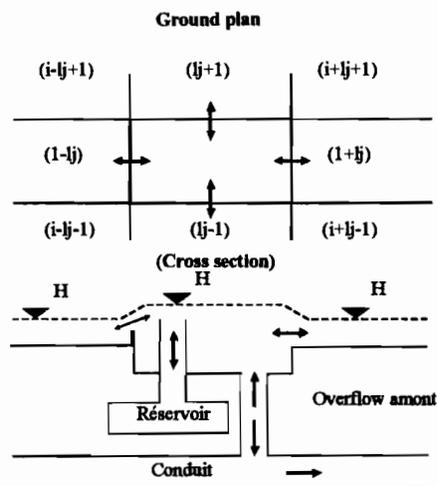
**Fig. 9 : Débordement généralisé du réseau d'assainissement.**  
Flux principaux essentiellement superficiels.

### **II-B.5. Exemples de modèles d'écoulement en réseau traitant les débordements**

Pour ces différentes raisons, la quasi totalité des modèles d'écoulement en réseau d'assainissement se contente de traiter les débordements de façon très simplifiée si toutefois traitement il y a. **La simplification de loin la plus fréquente aujourd'hui consiste à stocker temporairement le volume débordé dans un réservoir fictif attaché au point de débordement et dont la relation hauteur volume stocké aura été précisée.** Le réservoir fictif peut parfois se déverser dans un réservoir fictif aval lorsque la hauteur d'eau du débordement est supérieure à une cote donnée (Koji et Yuji 1993). Dans la majorité des modèles cependant, le volume stocké soit réintègre simplement le réseau au point de débordement lorsque les conditions piézométriques locales l'autorisent, soit est définitivement perdu, ce qui contribue à minimiser les débits à l'aval (Chocat 1997a).

**Une autre simplification consiste à supposer que les flux s'écoulant en surface sont drainés par un réseau de drains parallèles aux collecteurs souterrains (Desbordes 1995).** Ceci interdit donc de représenter les directions réellement empruntées par les flux de débordement. Ces drains superficiels artificiels sont par ailleurs obligatoirement unidimensionnels et de géométrie fixe du fait des options de modélisation adoptées par ces modèles. La simplicité de représentation du réseau, permise par la géométrie unidimensionnelle usuelle des différents collecteurs, devient donc un handicap lorsqu'il s'agit de représenter des axes d'écoulement superficiel à géométrie variable.

**La modélisation la plus intéressante du devenir des débordements est proposée par Kinoshita et al. (1996). Un modèle bidimensionnel d'écoulements à surface libre, le modèle d'inondabilité, est couplé à un classique modèle d'écoulement en réseau (Fig. 10).** Le modèle d'inondabilité est un modèle dit à casiers (cf. § II.C.2) dont les entrées sont les flux de débordements aux différents points de débordements potentiels du réseau d'assainissement. Les propriétés hydrauliques et la géométrie des casiers, tous carrés, ne sont cependant apparemment pas liées aux caractéristiques physiques du milieu ce qui limite d'autant la fiabilité du modèle. La complexité du système ainsi modélisé a conduit les auteurs à utiliser un schéma de résolution explicite du système d'équations correspondant et à adopter différents tests de contrôle sur les débits pour éviter en particulier de trouver des hauteurs d'eau négatives. Ce schéma de résolution traite donc successivement et pour chaque pas de temps, les écoulements en réseau puis les écoulements superficiels. Kinoshita et al. soulignent les difficultés liées au type de schéma de résolution utilisé (instabilité et nécessité d'un pas de temps de calcul très faible,  $\Delta t=0.1s$ , conduisant à des temps de calcul importants).



**Fig. 10 : Modèle combinant un modèle d'écoulement en réseau et un modèle d'inondation de surface (in Kinoshita et al. 1996)**

### **II-B.6. Conclusion.**

Le traitement généralement simpliste des débordements rend de ce fait la quasi-totalité des modèles d'écoulement en réseau fortement inadaptés pour la modélisation des situations de crise induisant l'inondation de quartiers urbains. On peut d'ailleurs difficilement espérer une amélioration sensible, lors des années à venir, de la modélisation de ces débordements. Les concepteurs des logiciels qui intègrent ces modèles d'écoulement sont en effet actuellement plus attachés à en améliorer les modules de qualité et de transport solide. Ces modules correspondent à une demande beaucoup plus importante de la part des services techniques des villes qui doivent gérer l'entretien du réseau d'une part (envasement en particulier) et qui doivent respecter les objectifs de qualité des rejets de plus en plus sévères imposés par diverses directives nationales ou régionales d'autre part.

### **II-C. Modèles d'inondation en milieu naturel.**

Les rares modèles permettant de modéliser le devenir des débordements en milieu urbain utilisent les concepts et les modèles mis au point pour les écoulements bidimensionnels en milieu naturel. C'est donc à ces derniers que nous nous intéressons ici.

### **II-C.1. Introduction :**

#### **II-C.1.a. Objectifs des modèles d'inondation en milieu naturel**

Les modèles d'écoulement en rivière ont été développés pour divers objectifs dont les principaux sont les suivants :

- Aider à la conception d'aménagements hydrauliques en permettant par exemple de simuler et de comparer l'effet de divers projets d'aménagements sur le comportement du système hydraulique (Marti et al. 1997).
- Aider à la gestion, parfois en temps réel, de systèmes hydrauliques plus ou moins complexes (rivières + usine hydroélectrique + aménagements hydro-agricoles + usine de production d'eau potable...) (Malaterre 1994 ; Rizzoli 1997).
- Prédire l'ampleur de catastrophes hydrauliques ou écologiques liées à la défaillance d'ouvrages hydrauliques (rupture de barrage) (Hervouet 1994), à des pollutions accidentelles (Wittembeg 1993, Tanguy et al. 1995) ou encore à des précipitations exceptionnelles conduisant à des inondations importantes (Taro 1993, SIEE 1994, de Bouard 1994).

En rapport au dernier objectif de prédiction du risque hydrologique, les modèles sont fréquemment utilisés pour définir une **carte d'inondabilité** permettant de décrire l'aléa. Cette carte d'inondabilité croisée avec une **carte de vulnérabilité** appropriée (Barozet et al. 1994) donnera les informations nécessaires pour établir une **carte du risque hydrologique**. Celle ci permettra aux décideurs et aux services techniques concernés de prendre différentes mesures structurelles (mise en place de différents aménagements de protection rapprochée, de barrages d'écrêtage de crue) et/ou non structurelles (établissement de règles de constructibilité).

#### **II-C.1.b. Des modèles mécanistes.**

Tous les logiciels correspondants sont construits autour d'un modèle hydraulique d'écoulement à surface libre permettant de déterminer les caractéristiques importantes des écoulements dans le milieu modélisé. La nécessité de pouvoir étudier l'impact d'aménagements divers du milieu sur les écoulements d'une part et de pouvoir prédire le comportement des systèmes pour des situations extrêmes non observées d'autre part implique que ces modèles soient à bases physiques. La grande majorité des modèles d'écoulement en rivière sont donc basés sur l'utilisation des équations de Barré de Saint Venant qui nécessitent la connaissance de la topographie du milieu et de ses caractéristiques hydrauliques.

Les modèles que nous présentons par la suite sont les modèles permettant de représenter le caractère bidimensionnel des écoulements observable dans les situations d'inondation. Les modélisations unidimensionnelles ou filaires ne sont donc pas abordées.

## **II-C.2. Les différents types de modèles d'écoulement**

### **II-C.2.a. Représentations bidimensionnelles des écoulements :**

Les différents modèles existants sont en général basés sur l'utilisation des équations de Barré de Saint Venant exprimées dans l'espace plan à deux dimensions  $x, y$ . Ces équations qui peuvent être retrouvées par intégration des équations de Navier Stokes (Pochat 1994, Lane 1998) ont sous forme vectorielle, au point  $M$  de coordonnées  $(x,y)$ , l'expression suivante :

$$\text{équation de la continuité} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \text{div}(h \cdot \mathbf{V}) = q \quad \text{Eq. 3}$$

$$\text{équation de la dynamique :} \quad \frac{\partial \mathbf{V}}{\partial t} + (\nabla \mathbf{V}) \cdot \mathbf{V} = -g \cdot (\mathbf{grad}(Z) + \mathbf{J}) \quad \text{Eq. 4}$$

où  $h$  est la hauteur d'eau,  $Z$  la cote de la surface libre de l'écoulement,  $q$  les éventuels apports ou pertes au  $m^2$ ,  $g$  la pesanteur,  $\mathbf{V}$  le vecteur vitesse de composantes  $V_x$  et  $V_y$ , et où  $\mathbf{J}$  est le gradient de charge hydraulique de composantes  $J_x$  et  $J_y$ . Le vecteur vitesse est supposé ne pas avoir de composante verticale et ses composantes horizontales  $V_x$  et  $V_y$  correspondent par ailleurs à la vitesse moyenne sur la verticale de l'écoulement respectivement dans les directions  $x$  et  $y$ .

#### **Remarque importante : Notations :**

*Les variables ou les opérateurs dont les caractères sont **graisés et droits** correspondent à des variables vectorielles et à des opérateurs définissant un champ vectoriel tels que l'opérateur gradient (**grad**).<sup>2</sup> Nous utiliserons cette convention tout au long de cet ouvrage, dans le texte, et dans les équations.*

*Les tenseurs ou les variables matricielles seront aussi en **surimpression** et seront surmontés d'un double surlignement (ex. :  $\overline{\overline{\mathbf{K}}}$ ).*

---

<sup>2</sup> L'opérateur gradient est un opérateur de dérivation d'un scalaire  $\phi(x,y,z)$  qui définit le champ vectoriel  $(\partial\phi/\partial x, \partial\phi/\partial y, \partial\phi/\partial z)$ .

*Les schémas de résolution du système d'équations sont des schémas numériques qui nécessitent une représentation discrétisée dans l'espace et ceci avec un certain pas de temps de chacune des variables décrivant l'écoulement :  $h$ ,  $V_x$ ,  $V_y$ , ... On distingue les méthodes des différences finies, des méthodes aux éléments finis. Les premières sont majoritairement utilisées. Des méthodes de résolution aux éléments finis telles que la méthode de Galerkin sont parfois mises en oeuvre (Taro 1993, Hervouet 1994). Elles sont plus efficaces que celles aux différences finies en terme de précision des calculs mais leur programmation plus délicate en limite l'accessibilité*

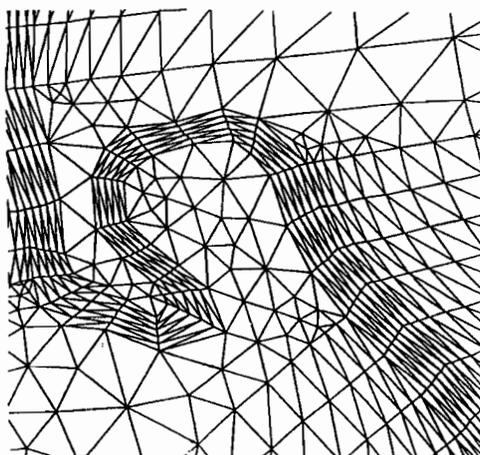
Indépendamment du type de résolution numérique du système d'équations obtenu, il existe deux types de modèles d'écoulements bidimensionnels se distinguant par leur façon de discrétiser le milieu, par les hypothèses simplificatrices utilisées pour la description du champ vectoriel des vitesses et par les simplifications qui en découlent : ce sont les modèles réellement bidimensionnels et les modèles quasi-bidimensionnels.

### II-C.2.b. Les « vrais » modèles 2D :

#### **La discrétisation du milieu.**

Les modèles réellement bidimensionnels ne font aucune hypothèse importante sur le champ des vitesses ce qui permet un maillage arbitraire de la zone à décrire. Les composantes  $V_x$  et  $V_y$  du vecteur vitesse sont déterminées en tout point du maillage par l'une des méthodes de résolution précédentes, les plus fréquemment utilisées étant les méthodes aux éléments finis.

Ces modèles sont souvent équipés de pré-processeur permettant d'optimiser le maillage du milieu en déterminant une densité de maillage différente suivant le degré de variabilité du milieu (topographie, rugosité) (Fig. 11).



**Fig. 11 : Exemple de discrétisation du lit mineur et du lit majeur d'un cours d'eau conditionnée par les caractéristiques du milieu (in Hervouet 1994).**

### **Le problème de la modélisation des singularités.**

Outre les problèmes classiques liés à la stabilité et à la convergence des schémas numériques de résolutions d'un système d'équations non linéaires, la méthode aux éléments finis de Galerkin généralement utilisée pour résoudre ces systèmes nécessite une reformulation préalable des différentes équations régissant les écoulements (intégration des équations sur les différentes mailles du domaine discrétisé). Ceci peut s'avérer très lourd, voire ingérable, lorsque le système à modéliser comporte de nombreuses singularités hydrauliques telles que des déversoirs, des orifices, des ouvrages spéciaux... nécessitant chacune une modélisation propre, pouvant de surcroît varier en fonction du régime hydraulique. D'autre part, on ne sait pas forcément modéliser le comportement des différentes singularités présentes dans le milieu quand l'orientation des filets liquides au dessus de la singularité est quelconque et a fortiori lorsqu'elle est variable dans le temps. Enfin, le traitement des zones découvrantes ou sèches observées lors de crues ou d'inondations, est souvent source d'instabilité des schémas de résolution numérique (Hervouet 1994, Tchamen 1998).

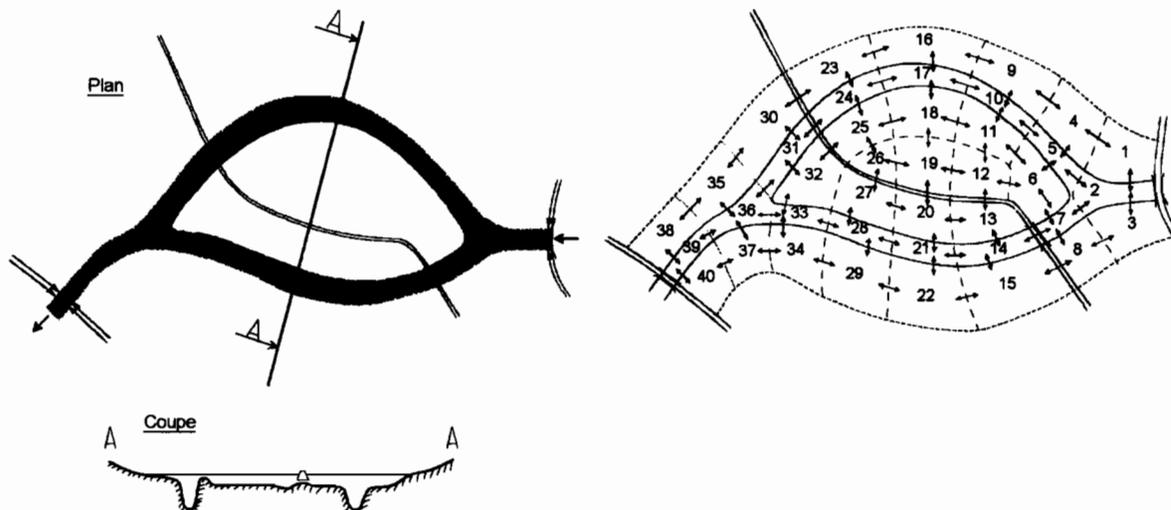
De ce fait, les modèles « vrais » 2D sont essentiellement utilisés en courantologie (estuaires, plans d'eau), pour des simulations de rupture de digue ou de barrage, ou pour des écoulements en rivière ne nécessitant pas la modélisation de singularités particulières.

### **II-C.2.c. Les modèles quasi 2D :**

#### **Principe de découpage du milieu.**

Les modèles quasi-bidimensionnels effectuent une **discrétisation du système adaptée au milieu** permettant de limiter les points de calcul et le nombre de variables à calculer. Le découpage est déterminé en ajustant la taille et la forme des mailles aux ordres de grandeurs relatifs des gradients hydrauliques (cotes et vitesses) et aux orientations principales des écoulements. La prise en compte des axes et obstacles principaux structurant les flux tels que les digues, les ouvrages de franchissement, les déversoirs, les chenaux est indispensable.

L'intérêt d'un tel découpage est qu'il permet d'intégrer sur chacune des interfaces entre mailles contiguës la formulation bidimensionnelle de l'équation dynamique, à la condition que le découpage ait été réalisé de telle sorte que la variation de la charge hydraulique et de l'angle d'écoulement reste faible le long de l'interface (Cappelaere 1985). L'écoulement à travers cette interface est alors considéré homogène. Ces mailles correspondant à une réalité physique du milieu sont fréquemment **dénommées casiers** et les modèles correspondant « **modèles à casier** » (Fig. 12).



**Fig. 12 : Discretisation de l'espace dans le cas d'un modèle pseudo-bidimensionnel.**  
**Les différents casiers sont numérotés (d'après Cappelaere 1985)**

**Simplifications possibles du système d'équations.**

Le système d'équations de la formulation bidimensionnelle des équations de BSV faisant initialement apparaître 3 équations (continuité + dynamique projetée sur x et sur y) peut alors être simplifié au niveau de chaque interface en projetant l'équation de la dynamique sur la normale à l'interface. Par ailleurs, dans le cas des écoulements en rivière, le terme de frottement de l'équation dynamique est généralement largement prépondérant par rapport aux termes d'inertie (Bocquillon 1978) ce qui conduit souvent à négliger ces derniers.

La formulation du système d'équations est alors simple et permet de n'avoir comme inconnues que les seules hauteurs d'eau au centre des différents casiers. Le système se résume à l'écriture des  $N$  équations de continuité (Eq. 5), correspondant aux  $N$  casiers (Cunge 1980, Braschi 1991a), et complétées par les conditions initiales du système et les conditions aux limites appropriées :

$$A_{s_i} \cdot \frac{dz_i}{dt} = q_i(t) + \sum_k Q_{i,k}^n(z_i, z_k) \tag{Eq. 5}$$

où  $z_i$  est la cote de l'eau au centre du casier,  $A_{s_i}$  la surface au miroir de la nappe d'eau dans le casier,  $q_i(t)$  les apports par  $m^2$  au sein du casier (positif quand l'eau rentre, négatif quand l'eau sort) et où le débit  $Q_{i,k}^n$  entre le casier  $i$  et le casier  $k$  est relié à chaque pas de temps  $n \cdot \Delta t$  aux cotes de l'eau dans les casiers  $z_i$  et  $z_k$  ou aux charges hydrauliques  $z_i + \alpha_i V_i^2 / 2g$  et  $z_k + \alpha_k V_k^2 / 2g$ .

*Remarque : Dans le cas où l'on doit retenir tous les termes d'inertie de l'équation de la dynamique, le débit en un point donné dépend alors de la charge hydraulique et du débit lui-même. Le débit ne peut donc*

pas être éliminé des équations et l'on a un double jeu de variables ( $h$  et  $V$  ou  $h$  et  $Q$ ). Le système à résoudre est alors beaucoup plus complexe.

**Modèles de débits entre casiers utilisés.**

Les équations généralement utilisées pour décrire les flux  $Q_{i,k}$  entre deux casiers voisins varient suivant le type de liens entre les casiers (Cunge 1980, Riccardi 1997) (Fig. 13).

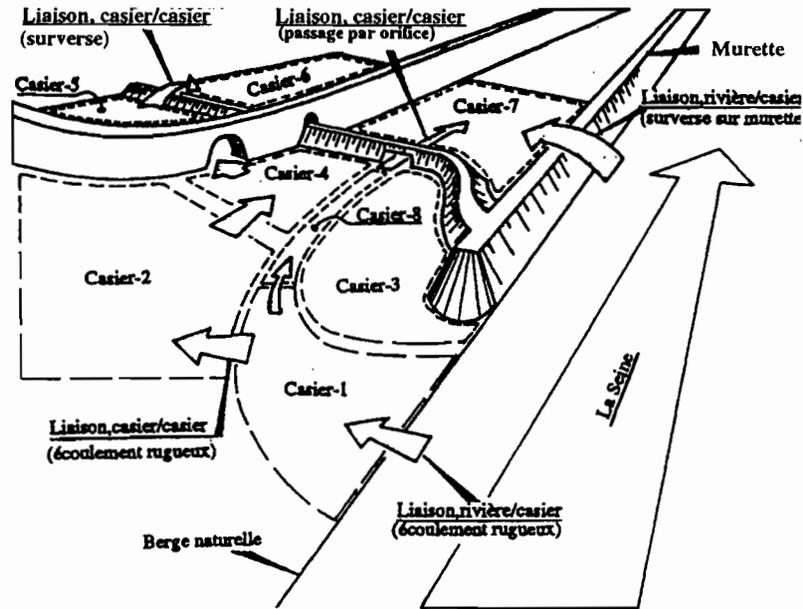


Fig. 13 : Différents types de liens définis dans un modèle à casiers (in Marty 1997).

**Lien de type rivière :** c'est le cas lorsque deux casiers voisins font partie du lit mineur ou majeur du système et qu'ils ne sont pas séparés par une discontinuité topographique ou hydraulique particulière. Cette situation induit une perte de charge linéaire entre les centres des casiers. L'expression de  $Q_{i,k}$  est déduite de la discrétisation de l'équation de la dynamique en négligeant les termes d'inertie et en utilisant un modèle de perte de charge de type Manning :

$$Q_{i,k} = \text{sign}(z_k - z_i) D \sqrt{\frac{|z_k - z_i|}{\Delta x}} \tag{Eq. 6}$$

où  $z_i$  et  $z_k$  sont les cotes du niveau de l'eau dans les casiers  $i$  et  $k$ , où  $D$  est la débitance de l'interface entre casiers définie par  $D = K.S.R_H^{2/3}$  avec  $K$  le coefficient de rugosité,  $S$  la section mouillée,  $R_H$  le rayon hydraulique de l'interface et  $\Delta x$  la distance entre les centres des casiers.

**Lien de type seuil hydraulique :** c'est le cas des casiers séparés par un ouvrage hydraulique de type déversoir, par une voie en remblais, une digue.... Un modèle souvent utilisé est celui déterminé pour les seuils à large crête. Il distingue les régimes de fonctionnement noyé et dénoyé de l'ouvrage.

$$\text{seuil noyé : } Q_{i,k} = m \cdot L \cdot (h_{av} - h_s) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_{am} - h_{av})} \quad \text{Eq. 7}$$

$$\text{seuil dénoyé : } Q_{i,k} = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot [h_{am} - h_s]^{3/2} \quad \text{Eq. 8}$$

où  $m$  est un coefficient de débit,  $L$  la longueur de l'ouvrage,  $h_s$  la hauteur du seuil, et  $h_{am}$  et  $h_{av}$  sont respectivement les hauteurs  $z_i$  et  $z_k$  si  $z_i > z_k$  ou  $z_k$  et  $z_i$  dans le cas contraire.

**Lien de type perte d'énergie locale :** c'est le cas lorsque les casiers sont séparés par des singularités induisant des changements rapides de section en travers. Le débit dans la contraction est déterminé en considérant que la proportion d'énergie cinétique perdue dans la contraction est  $k_i$ . Le débit est alors relié à  $z_i$  et  $z_k$  de la façon suivante (Riccardi 1997) :

$$Q_{i,k} = \sqrt{2g} \sqrt{\frac{z_k - z_i}{\left(\frac{1+k_i}{A_i^2} - \frac{1}{A_k^2}\right)}} \quad \text{Eq. 9}$$

**Lien de type cinématique :** ce type de lien est utilisé exclusivement lorsque l'information hydrodynamique se propage vers l'aval. Ce type de relation peut être déterminé pour les cellules amont du modèle et permettre de représenter les apports hydrologiques des bassins amont . Le débit est alors seulement fonction de la cote d'eau dans la cellule amont (Riccardi 1997) :

$$Q_{i,k} = f(z_k) \quad \text{Eq. 10}$$

**Liens entre un casier i et un casier fictif aval (Cunge 1980) :** ils permettent de déterminer les conditions aux limites du système en définissant un modèle de débit qui peut être par exemple du type :

$$Q_{i,k} = a_0 + a_1 z_i + a_2 z_i^2 + \dots \quad \text{Eq. 11}$$

Un autre modèle fréquemment utilisé est celui obtenu en considérant que la hauteur d'eau correspondant au débit sortant du système est la hauteur d'eau normale de l'écoulement.

Différents autres types de liens peuvent être définis comme par exemple des liens correspondant à des écoulements à travers un orifice ou en conduite, des liens prenant en compte en partie les termes d'inertie de l'équation de la dynamique (Riccardi 1997)... Les modèles d'échange utilisés peuvent donc être choisis de façons très diverses et rien n'empêche l'utilisateur du logiciel de définir d'autres modèles d'échange correspondant à des phénomènes ou mécanismes particuliers. Cette grande souplesse d'utilisation constitue un des intérêts principaux de ce type de modèle.

### **II-C.3. Informations requises pour les modèles d'écoulements en milieu naturel :**

Les informations nécessaires pour ces modèles concernent la topographie et les paramètres hydrauliques des zones d'écoulement (rugosité) et des ouvrages spéciaux ou singularités hydrauliques. Les valeurs des différents paramètres hydrauliques après avoir été estimées par un expert en fonction des caractéristiques du milieu sont fréquemment affinées par calage des résultats de simulations de crues sur des événements observés. Pour ce qui concerne la topographie, les modèles bidimensionnels nécessitent beaucoup de données topographiques (sections en travers pour chaque interface + topographie interne à chaque casier pour la détermination de la loi hauteur volume dans le cas des modèles quasi 2D, topographie de toute la zone modélisée pour les « vrais » modèles 2D).

### **II-C.4. Validité des modèles pour les inondations en milieu urbain :**

#### **Les limites de ces modèles pour le milieu urbain.**

Même si l'on ne souhaite s'intéresser qu'à la modélisation des écoulements superficiels résultant de la défaillance du réseau d'assainissement, les modèles bidimensionnels d'écoulement à surface libre présentent pour la modélisation des inondations en milieu urbain diverses limites.

Ces modèles, basés sur l'utilisation des équations de BSV, sont conçus pour des écoulements en rivière, graduellement variés. Or, dans le cas d'inondations de type pluvial et/ou dans le cas de quartiers pentus, l'importance des termes de vitesses et la rapidité des phénomènes rendent non valides les différentes hypothèses sous-jacentes à l'utilisation de ces équations.

En supposant que l'on puisse faire abstraction des problèmes précédents, les « vrais » modèles 2D pourraient en théorie permettre de représenter avec une précision intéressante les écoulements et en particulier les champs de vitesses dans tout type de milieu. Ceci est envisageable à la condition toutefois que l'on soit capable d'intégrer les équations des divers modèles de fonctionnement utilisés pour la représentation des singularités et que l'on puisse disposer d'informations suffisamment précises sur la topographie du site et sur les caractéristiques hydrauliques du milieu. Ces deux conditions paraissent difficilement pouvoir être satisfaites en milieu urbain. Par ailleurs, ces modèles

gèrent mal les problèmes liés aux fonds secs ; or, en cas d'inondation pluviale, la surface inondée d'un bassin versant donné a une superficie qui est très variable au fil de l'inondation et qui peut même être nulle au début de l'événement.

Les modèles pseudo-bidimensionnels ou modèles à casiers sont basés sur une discrétisation du milieu construite en fonction des différentes discontinuités (des caractéristiques topographiques ou hydrauliques) observées dans le milieu. Ils sont par ailleurs conçus pour permettre d'intégrer les modèles de comportement propres à ces singularités. Le nombre considérable des discontinuités dans le milieu urbain nécessiterait cependant, si l'on voulait toutes les prendre en compte, une discrétisation trop fine du milieu.

### **Vers une description simplifiée du milieu.**

Les contraintes d'accessibilité aux données d'une part, les contraintes liées à leur quantité (problèmes de saisie, de gestion et de traitement), ne permettent donc pas d'utiliser en l'état ces modèles bidimensionnels. Si les caractéristiques des inondations doivent être déterminées avec précision, le problème est donc insoluble, à moins que l'on ne mette en oeuvre une modélisation fastidieuse nécessitant des moyens matériels et humains considérables. Dans le cas où une perte de précision significative est acceptable sur les résultats de la modélisation, on peut envisager de décrire le milieu et son comportement d'une façon simplifiée à une échelle supérieure à l'échelle du trottoir.

Cette description simplifiée implique en particulier l'intégration de plusieurs discontinuités et singularités hydrauliques au sein d'un même élément de discrétisation. A supposer que l'on soit capable de connaître et de représenter le comportement de tels casiers, les modèles ainsi construits peuvent alors caractériser de façon grossière l'inondation du milieu. Les champs de vitesses des écoulements ne pourraient bien entendu plus être décrits correctement, puisque l'on ne pourrait avoir, entre différents casiers adjacents, que la connaissance d'une vitesse d'écoulement apparente, perpendiculaire par ailleurs à l'interface.

Ce type de modélisation s'éloigne fortement de la modélisation à bases physiques de départ. Nécessitant en effet la modélisation du comportement de divers systèmes urbains dont seul le comportement global est intéressant, une telle modélisation devient fortement conceptuelle.

## **II-C.5. Les modèles hydrauliques d'inondation en milieu urbain existants :**

### **Des modèles conceptuels.**

Différents modèles élaborés pour les écoulements à surface libre en milieu naturel ont été parfois utilisés pour modéliser les inondations d'un milieu urbain. Les modèles bidimensionnels, apparaissant progressivement dans la littérature scientifique, s'ils utilisent toujours les équations de BSV, doivent

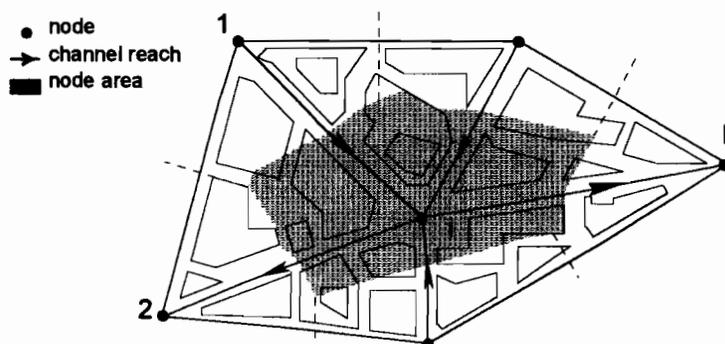
être considérés cependant comme des modèles conceptuels du fait des remarques précédentes. Les coefficients de rugosité de Manning, par exemple, utilisés pour décrire les différents types de tissus urbains (Lee et Essex 1983 ; Braschi et al. 1991b) varient en deçà des gammes de coefficients couramment utilisées pour des fonds de cours d'eau fortement encombrés (coefficients de Manning allant de 0.05 à 0.125 s.m<sup>-1/3</sup>) .....

### Modélisations proposées et limites rencontrées.

A une exception près (Kinoshita et al. 1996), les différents modèles décrits dans la littérature scientifique, modélisent les inondations résultant du débordement d'un cours d'eau ce qui permet de négliger le réseau d'assainissement en considérant que les débits mis en jeu sont beaucoup trop importants pour être influencés par un quelconque réseau de collecteurs.

Taro (1993) utilise un « vrai » modèle 2D (2323 mailles) pour modéliser l'inondation de la ville de Hamada City (Japon) suite au débordement de la rivière Kousa et de ses affluents. Il souligne les difficultés pour déterminer les coefficients de rugosité des différentes mailles urbaines du modèle.

Les modèles pseudo-bidimensionnels à casiers négligeant les termes d'inertie dans l'équation de la dynamique de BSV sont plus utilisés (Braschi et al. 1991b ; Kinoshita et al. 1996 ; Riccardi 1997). Braschi et al. déterminent pour la ville de Florence (Italie) les différents casiers à partir des noeuds définis par les intersections entre les rues principales de chaque quartier de la ville. Ces noeuds définissent les centres des casiers. A chaque noeud correspond une certaine capacité de stockage qui dépend de la surface et de la porosité urbaine du casier associé, cette dernière étant définie comme le rapport entre la surface totale non construite du casier et la surface totale du casier.



**Fig. 14 : Modélisation des inondations du milieu urbain :  
Discretisation du milieu urbain à l'aide de casiers (in Braschi et al. 1991b).**

Une étude de sensibilité du modèle, calé et validé à l'aide de laisses de crues, aboutit par ailleurs aux résultats suivants : la description de la topographie peut être relativement imprécise, les résultats étant insensibles à des erreurs altimétriques d'un pied (30cm). La porosité urbaine a une importance

insignifiante et peut être facilement estimée à partir de cartes. Le modèle est relativement sensible en revanche aux valeurs des coefficients de rugosité affectés à chaque casier.

Si la détermination des coefficients de rugosité affectés à chaque casier est un problème souvent évoqué, la détermination de la forme des casiers semble tout aussi délicate. Ainsi Kinoshita et al. (1996) effectuent arbitrairement un maillage carré de la ville, la taille des mailles étant de  $50 \times 50 \text{m}^2$ . Ce type de maillage semble pouvoir être difficilement adapté à une représentation correcte du milieu, à moins que la trame de la ville soit aussi régulière que le maillage, ce qui n'est pas mentionné dans l'article.

L'utilisation de modèles bidimensionnels pour la modélisation des inondations en milieu urbain, si elle est attrayante, pose donc le problème délicat de la discrétisation du milieu et de la détermination des caractéristiques hydrauliques des éléments de la discrétisation. Les années à venir devraient permettre une meilleure connaissance de ces dernières, du fait de l'intérêt croissant des milieux scientifiques et techniques porté aux inondations en milieu urbain et des divers programmes de recherche récemment mis sur pied. On peut par exemple citer les travaux entrepris en métropole par le Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM à Montpellier, par le Laboratoire d'Hydraulique de France à Grenoble, par le Service Central des Ports Maritimes de Voies Navigables à Compiègne ou par le CEMAGREF à Lyon ...

### **II-D. Conclusion : Quel modèle pour les inondations en milieu urbain ?**

#### **II-D.1. En Résumé : Des modèles actuels inadaptés aux inondations pluviales en milieu urbain.**

Les modèles d'inondabilité pour les inondations pluviales en milieu urbain, sont pour ainsi dire actuellement encore inexistantes et les modélisateurs se heurtent à des difficultés qui résident dans :

- la **multiplicité des phénomènes à décrire** opérant à des échelles de temps et d'espace différentes, phénomènes qui empruntent pour les uns à l'hydrologie de surface, et pour les autres à l'hydraulique à surface libre ou en charge,
- l'**irrégularité du tissu urbain** due à une topographie contrastée et à un milieu hétérogène comprenant une multitude d'objets aux comportements hydrauliques différents (diversité des obstacles, des éléments drainants, des singularités...),

- la **complexité à représenter le fonctionnement du réseau de drainage** : c'est tout d'abord un réseau multi-maillé, c'est aussi un réseau soumis à une grande instationnarité temporelle pendant et entre les épisodes pluvieux (défluences, confluences, instationnarité du milieu urbain...),
- la **méconnaissance du comportement du tissu urbain** qui, en cas de défaillance du réseau de drainage, va recevoir les flux des débordements.

Les atouts et les limites des trois grandes familles de modèles présentés ci dessus peuvent être résumés de la façon suivante :

- Les **modèles de ruissellement urbain**, sont en général élaborés à partir d'une analyse des systèmes pour décrire la production et le transfert des débits dans le milieu. La plupart des modèles spatialisés utilisent un réseau de drainage issu d'un Modèle Numérique de Terrain éventuellement forcé par les directions d'écoulement privilégiées définies par les collecteurs ou les voiries. Certains modèles permettent de représenter le dysfonctionnement du réseau d'assainissement superficiel et d'avoir une certaine idée de la répartition des flux dans le tissu urbain. Ces modèles de ruissellement ne permettent cependant pas de représenter le comportement hydraulique spécifique de certaines singularités dont l'impact peut être déterminant sur la dynamique des écoulements et qui peuvent de ce fait en en modifiant la direction ou en en limitant l'évacuation s'avérer avoir une responsabilité importante dans l'ampleur de certains désastres hydrauliques. Ce sont, par ailleurs souvent, des modèles conceptuels calés localement sur des événements courants et dont la validité pour les événements rares et/ou pour la description des écoulements à l'intérieur du bassin est incertaine.
- Les **modèles d'hydraulique urbaine** ont été développés pour modéliser les écoulements dans les réseaux d'assainissement afin d'en faciliter la conception et la gestion. Ils permettent parfois de modéliser le devenir des débordements lorsque le réseau est défaillant, à condition que ceux ci soient stockés définitivement ou non au point de débordement ou qu'ils soient récupérés en surface par un système de drainage bien canalisé (rues délimitées par le bâti). En revanche, lorsque les débordements s'échappent d'un tel réseau superficiel, et se propagent en se diffusant dans le tissu urbain, ils échappent aussi au contrôle de ces modèles uniquement conçus à l'heure actuelle pour modéliser des écoulements unidirectionnels.
- La grande majorité des **modèles d'inondabilité** enfin, qu'ils soient bidimensionnels réels ou bidimensionnels apparents, ont été développés, quant à eux, pour modéliser les écoulements dans des milieux ouverts, tels que les deltas ou les lits majeurs des cours d'eau. Or, les écoulements dans ces milieux sont conditionnés par des mécanismes moins nombreux (beaucoup moins de singularités et de changements de régimes d'écoulement) que dans les milieux urbanisés. En milieu urbain, les concepts de lit mineur et de lit majeur sont loin d'être évidents du fait de la géométrie et de la topographie du milieu particulièrement chahutée. Enfin, les modèles d'inondabilité ne sont en général pas conçus pour modéliser les inondations dites pluviales, inondations ne résultant pas du simple débordement d'un cours d'eau mais de ruissellements occasionnés par des pluies

exceptionnelles. De ce fait, ils gèrent mal les hauteurs d'eau faibles qui induisent des problèmes de résolution numérique du système.

On peut mentionner aussi les **modèles réduits** qui ont été souvent utilisés pour modéliser l'inondation de milieux naturels ou urbains dans le contexte particulier des études d'impact en cas de rupture de barrages à usage hydroélectrique ou agricole. Ces modèles réduits nécessitent de respecter certaines conditions de similitude entre le milieu naturel et le modèle physique qui reproduit le milieu réel à une échelle inférieure à 1. Ces modèles très coûteux et spécifiques à chaque cas particulier sont très rarement utilisés. Ils ont été remplacés par les modèles mathématiques d'écoulement en milieu naturel avec les imperfections que cela suppose.

### **II-D.2. Contraintes pour l'élaboration ou le choix d'un modèle :**

La mise au point ou le choix d'un modèle d'inondabilité opérationnel est soumis à différentes contraintes qui dépendent du contexte de la modélisation. Ces contraintes sont imposées par le milieu, par les phénomènes à modéliser, par le matériel et le personnel disponible et enfin par les objectifs assignés au modèle.

Les contraintes d'objectifs concernent l'étendue spatiale du secteur à modéliser (quartier, ville entière) et la précision souhaitée pour les résultats. Elles concernent aussi la finalité opérationnelle du modèle (aide à la gestion du réseau, aide à l'aménagement urbain vis à vis de l'eau, aide au dimensionnement d'ouvrages de protection, aide à l'intervention des services de protection civile en cas de crise, ...).

Les contraintes liées au milieu concernent le type de milieu à modéliser et en particulier sa géométrie, sa structure, les conditions de pente, la densité des singularités .... Elles sont complétées par les contraintes liées aux types de phénomènes observables (type d'inondation, régimes hydrauliques, rôle du réseau d'assainissement souterrain, ....)

Les contraintes d'équipement et de fonctionnement sont imposées par le parc informatique disponible ou par l'investissement en matériel informatique nécessaire, et sont imposées enfin par le degré de compétence des modélisateurs et/ou utilisateurs du modèle. Il y a enfin les contraintes liées à l'accès et à la gestion des données et en particulier à l'investissement supportable par la collectivité pour les acquérir.

### **II-D.3. Les implications pour une approche scientifique des inondations en milieu urbain :**

Au vu des nombreuses difficultés rencontrées pour la modélisation des inondations dans le milieu urbain, une simplification dans la représentation du milieu et des phénomènes apparaît clairement nécessaire.

Une approche scientifique est indispensable pour déterminer quels types de simplifications sont envisageables et quelles sont les pertes de précision associées dans la représentation des inondations. Cette approche scientifique, pour être réalisable, doit aussi nécessairement s'inscrire dans un cadre particulier qui est défini lui aussi par différentes contraintes. Elles comprennent, les précédentes exceptées, celles relatives à l'équipement, le fonctionnement et a priori celles imposées par un quelconque objectif opérationnel. Il semble cependant intéressant de définir une contrainte supplémentaire reliée à la finalité opérationnelle d'un modèle d'inondabilité, en imposant que les données utilisées par le modèle puissent être produites à partir des caractéristiques physiques du milieu. C'est à cette seule condition qu'il sera possible d'estimer sans difficulté l'impact de l'aménagement du milieu et de l'évolution de l'occupation des sols en particulier, sur son comportement en situation d'inondation.

Pour un problème donné, défini par un contexte hydrologique, par un contexte topographique, et par un contexte d'occupation de l'espace urbain, nous proposons la méthodologie suivante pour déterminer quelles sont les simplifications possibles permettant la modélisation des phénomènes et la description du milieu.

#### **II-D.3.a. Déterminer une modélisation simplifiée des phénomènes observés :**

- **déterminer l'importance relative des différents phénomènes observables :**

Cette importance relative entre les différents phénomènes observables doit être évaluée en fonction de l'extension spatiale concernée par chaque phénomène et des temps caractéristiques associés aux différents phénomènes. Elle peut être quantifiée en mesurant l'influence respective de ces différents phénomènes sur la dynamique de la crue.

De cette étude pourront être identifiées les éventuelles simplifications possibles (processus négligeables ou processus indépendants, zones à fonctionnement essentiellement hydraulique, zones à fonctionnement essentiellement hydrologique ....).

Une attention particulière doit être apportée à l'influence, sur les résultats précédents, des caractéristiques de l'aléa climatique à l'origine des désordres. Les conclusions peuvent s'avérer difficiles si la variabilité des caractéristiques de l'événement est importante.

- **déterminer les régimes hydrauliques observables :**

L'objectif est de déterminer quelles simplifications sont possibles dans la modélisation des écoulements en réseau ou hors réseau et en particulier quels sont les termes négligeables dans les équations de BSV lorsque celles-ci sont employées. La forme retenue pour ces équations conditionne en partie le degré de complexité des schémas de résolution associés.

- **déterminer les types de modèles appropriés :**

Les différents résultats précédents, phénomènes prépondérants et simplifications possibles, doivent permettre de s'orienter vers l'un des différents types de modèle présentés précédemment et de déterminer les aménagements du modèle nécessaires.

### II-D.3.b. Déterminer une description simplifiée du milieu :

- **identifier les objets urbains structurant le milieu au regard des écoulements :**

Cette identification sera relative aux différents phénomènes prépondérants déterminés précédemment, en particulier aux phénomènes relevant de l'hydrologie ou de l'hydraulique.

L'importance relative des différents objets urbains sur la dynamique de la crue sera ensuite établie pour étudier la ou les représentation(s) possible(s) des objets dont le comportement est non négligeable.

Dans le cas d'une modélisation nécessaire, les différents points suivants seront étudiés :

- ⇒ existence, limites de validité et modifications nécessaires pour les représentations traditionnelles,
- ⇒ simplifications possibles des représentations traditionnelles précédentes (simplification de la description de la géométrie, simplification de son modèle de fonctionnement)

- **déterminer la possibilité de simplifier la description du milieu :**

Décrire plus simplement le milieu peut se faire de diverses façons et en particulier en utilisant des objets représentatifs élémentaires ou en agrégeant de l'information.

#### **Utilisation d'objets élémentaires représentatifs :**

L'étude de la variabilité des caractéristiques des objets au sein du milieu peut permettre l'identification d'objets représentatifs élémentaires. Cela suppose que les paramètres utilisés pour la

description d'un objet donné soient stables sur le bassin ou sur un quartier donné d'occupation de l'espace homogène.

Dans le cas où l'utilisation d'un objet représentatif élémentaire est envisageable pour décrire tous les objets du même type au sein d'un secteur donné, l'impact d'une telle simplification sur la précision des résultats issus du modèle doit être bien entendu évalué.

### **Dégradation de la description du milieu :**

Agréger de l'information revient à dégrader la description du milieu consistant à décrire tous les objets urbains précédents. On peut adopter à ce titre une approche systémique visant à déterminer des systèmes intégrant différents objets élémentaires et pour lesquels il est possible de proposer un modèle de comportement. On pourra répondre aux différentes questions suivantes :

- quelles associations d'objets sont envisageables ? (associations d'obstacles, d'éléments drainants...)
- quelles simplifications et modélisations associées peuvent être rendues possibles et quelle en est la validité hydraulique ?
- quelle est la stabilité des caractéristiques de ces différentes associations d'objets ou systèmes urbains ainsi identifiés et est-il possible d'identifier des associations d'objets, représentatives de certaines configurations urbaines ou de certains milieux urbains ?

### **II-D.3.c. Déterminer un moyen simple d'accéder à l'information :**

Le problème de l'accès à l'information, s'il se résume juste à des problèmes de collecte de données n'est pas a priori une préoccupation scientifique. Il le devient si le souci est de proposer des méthodes d'acquisition de l'information simplifiées, permettant de déterminer avec une précision acceptable les caractéristiques nécessaires au modèle. Les hydrologues ont toujours privilégié un accès synthétique à l'information (photo aériennes et images satellitaire) pour déterminer les caractéristiques hydrodynamiques d'unités hydrologiques homogènes. Ces méthodes sont attrayantes mais ne permettent pas de déterminer certaines caractéristiques importantes du milieu, tels que la topographie de certains objets urbains importants. Les relevés topographiques traditionnels, beaucoup trop lourds, sont exclus.

La détermination d'une méthode d'acquisition de certaines de ces caractéristiques du milieu permettant d'effectuer un compromis entre précision des informations et lourdeur de la collecte et de la saisie des données semble donc constituer un dernier point de réflexion intéressant.





## **III- Le milieu urbain vu par l'eau.**

L'objet de ce chapitre est de présenter comment le milieu urbain est perçu par les écoulements. Les deux premiers paragraphes identifient les objets urbains principaux structurant le milieu au regard de l'eau et présentent la façon dont ils sont hiérarchisés. Le troisième et dernier paragraphe, montre comment, de façon plus générale, le milieu urbain est organisé. Il propose plusieurs pistes permettant d'envisager différentes simplifications concernant d'une part la description du milieu et d'autre part la description des phénomènes.

### **III-A. Les objets hydrauliques urbains élémentaires.**

On peut distinguer trois objets hydrauliques élémentaires structurant le milieu urbain au regard des écoulements : les éléments drainants, les obstacles et les éléments de stockage. Les deux premiers types d'objets sont de loin les plus nombreux et ce sont eux qui avant tout structurent le milieu. Ils conditionnent par ailleurs pour l'essentiel la dynamique des inondations extrêmes.

#### **III-A.1. Les obstacles.**

Un obstacle, au sens strict du terme, empêche le passage de tout écoulement et détourne les flux dirigés vers lui. Ses seules caractéristiques sont ses dimensions et en particulier sa topographie. La forme d'obstacle la plus courante dans un milieu urbain est la forme parallélépipédique simple.

On conçoit facilement que cette définition d'un obstacle est très restrictive et l'on propose de l'élargir à toute agrégation limitée d'obstacles au sens strict, suffisamment dense pour que les flux qui pourraient la traverser soient négligeables au vu des flux transités par les éléments drainants voisins.

On pourra donc distinguer **deux types d'obstacles** : **les obstacles purs ou imperméables et les obstacles perméables**. Au regard de l'eau, seules les dimensions extérieures des obstacles purs suffisent pour les décrire. En revanche pour les obstacles perméables, les diverses ouvertures sur l'extérieur de même que l'espace disponible au sein de l'obstacle sont nécessaires.

Ces obstacles peuvent être d'origine naturelle (relief) ou artificielle (bâtiments, voies surélevées par rapport au terrain naturel,...). Ils sont la plupart du temps permanents mais peuvent être temporaires du fait de l'obstruction des éléments drainants, obstruction qui peut être volontaire (organes de régulation des réseaux) ou subie (ensablement des canalisations, véhicules, ...). Ils ont enfin un rôle plus ou moins déterminant sur la dynamique des inondations en fonction de leur densité et surtout de leur situation topographique au sein du réseau de drainage. Ce sont eux en particulier qui modifient le réseau de drainage hydrologique naturel et en conséquence les limites mêmes des bassins versant urbains...

### III-A.2. Les éléments drainants .

On définit l'objet drainant élémentaire comme un objet permettant le transit des écoulements et par ailleurs spatialement bien délimité de sorte qu'il puisse être assimilable à un conduit.

On peut caractériser tout élément drainant par sa **capacité d'évacuation** qui est fonction de ses caractéristiques géométriques (dimensions, pente, forme) et de la nature du matériau qui le compose (rugosité).

Diverses associations d'éléments drainants conduisent à la formation d'autres objets urbains tels que les **carrefours hydrauliques**, qui peuvent être soit des défluences soit des confluences, ou tels que les goulots d'étranglement qui diminuent localement les capacités d'évacuation du système de drainage (comme par exemple les ouvrages de franchissement tels que les buses, dalots, ponts ....). Ces carrefours hydrauliques, et en particulier les **défluences**, peuvent être considérés comme des objets hydrauliques urbains à part entière et posent d'ailleurs des problèmes assez délicats à résoudre concernant la modélisation de leur comportement (Desbordes 1995, Chocat 1997a, Nania et al. 1998).

Les éléments drainants sont nombreux et comportent les différents biefs du réseau hydrographique naturel souvent canalisés, les collecteurs, et surtout les voiries, des ruelles jusqu'aux boulevards périphériques et les ouvertures correspondant aux passages d'hommes permettant l'accès aux immeubles, aux arrières cours, aux squares...

On trouve aussi dans les villes africaines peu imperméabilisées, toutes les marques de drainage spontané telles que les griffes d'érosion, les ravines et les marigots.... et des collecteurs à surface libre en maçonnerie, en briques, en banco ou en terre suivant le contexte.

### **III-A.3. Les éléments de stockage :**

On peut distinguer ceux qui opèrent un stockage définitif de ceux qui effectuent un stockage temporaire. **Les éléments de stockage définitif**, qui soustraient définitivement un certaine quantité d'eau à la crue, sont majoritairement artificiels. Ils correspondent à tous les espaces habituellement viables situés en sous sol (parking, sous sols d'habitations, franchissements souterrains, métros, ...) ou à des dépressions superficielles d'origines diverses (terrassment, carrières de banco dans les villes africaines,... ).

**Les éléments de stockage temporaire** sont nombreux : certains ont été créés précisément pour stocker une partie des ruissellements de façon à retarder l'arrivée dans le réseau des contributions de certaines surfaces. Ces ouvrages sont de plus en plus nombreux avec l'avènement des techniques d'assainissement dites alternatives (Chuzeville 1992 ; Azzout 1994). Les éléments drainants de même que les obstacles perméables sont aussi de potentiels éléments stockeurs.

## **III-B. des objets élémentaires hiérarchisés.**

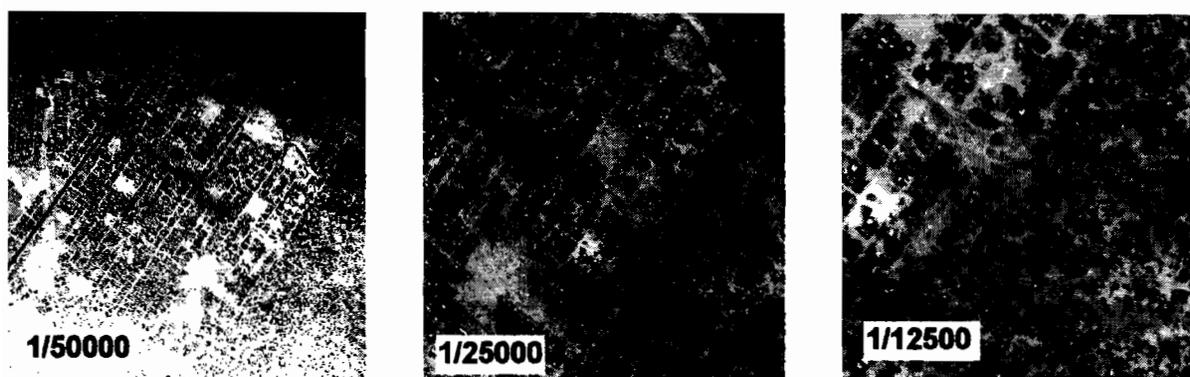
### **III-B.1. Une hiérarchie fonction de l'échelle d'observation.**

Que ce soit pour les éléments drainants ou pour les obstacles à l'écoulement, il existe une certaine hiérarchie liée à leur taille qui apparaît très clairement en fonction de l'échelle d'observation que l'on choisit pour décrire le milieu.

Cette hiérarchie est évidente pour les obstacles, que l'on peut observer à l'échelle locale (trottoir, murets, habitations, immeuble) à l'échelle d'un bassin versant (endiguement, voie de chemin de fer ou route surélevée, barrière de relief naturelle) ou à l'échelle intermédiaire (bloc d'habitations, d'immeubles, îlot urbain,...).

Elle est moins immédiate pour les éléments drainants. Elle nous est d'abord familière pour le réseau de voirie : tout individu voulant se rendre en ville en un endroit donné, utilisera d'abord les boulevards périphériques et les grands axes de pénétrations des différents quartiers, utilisera ensuite les voies de circulation secondaire puis les rues ou ruelles irriguant le quartier pour enfin emprunter

les passages piétonniers permettant l'accès à l'immeuble, le magasin, ou le square visé. Cette hiérarchie est très visible si l'on observe le milieu à l'aide de photographies aériennes à différentes échelles : seules les voies principales apparaissent sur une photographie au 1/50000<sup>ème</sup>, et il faut une échelle inférieure au 1/5000<sup>ème</sup> pour pouvoir observer les passages piétonniers.



**Fig. 1 : Un système de voiries hiérarchisé - hiérarchie visible en fonction de l'échelle d'observation du milieu (photographies aériennes de la périphérie Est de la ville de Ouagadougou - Burkina Faso)**

Cette hiérarchie existe aussi pour le réseau hydrographique naturel et pour le réseau d'assainissement : les tributaires d'un système hydrographique sont souvent classés en fonction de leur superficie drainée. Ces différents éléments sont par ailleurs **organisés spatialement en fonction de leur niveau hiérarchique** pour constituer le réseau de drainage ramifié. De même, on peut effectuer ce genre de hiérarchisation pour les différents collecteurs constituant un réseau d'assainissement dont la taille augmente en général avec la surface desservie.

Dans le milieu urbain et au regard des écoulements pour des événements extrêmes, les hiérarchies respectives de ces différents objets peuvent être profondément modifiées.

### **III-B.2. Une hiérarchie différente du point de vue des écoulements.**

L'importance du rôle que joue un obstacle donné dans l'organisation des écoulements, est a priori d'abord fonction de sa taille. Un obstacle particulier apparemment anodin du fait de sa taille peut cependant avoir un rôle structurant primordial vis à vis des écoulements et un obstacle imposant peut ne jamais les influencer. Ceci dépend fortement de leur **situation sur le bassin**.

Plus que par leur taille, les **différents types d'éléments drainants** (bief naturel, collecteurs, rues,...) sont plutôt à hiérarchiser d'après leur **fonction**. Cette hiérarchie a déjà été évoquée lors de la présentation du principe de drainage multicouches introduit par Bouvier (1995) (v. Chapitre II.A.4.) : un élément drainant devient actif dès lors qu'est dépassée la capacité d'évacuation de l'un de ses éléments drainants voisins hiérarchiquement inférieur. Cette hiérarchie a une validité seulement locale. A une échelle plus importante, elle devient désorganisée du fait de l'importance des situations

**topographiques** respectives des divers éléments drainants. Les éléments drainants qu'ils soient des collecteurs, des éléments de voirie ou qu'ils se situent dans les zones bâties, seront toujours plus sollicités s'il se trouvent en des points bas que s'ils se situent en tête de bassin.

Les écoulements dans le milieu urbain sont donc gouvernés en premier lieu par deux types d'objets relativement simples, **les obstacles et les éléments drainants**. Cette simplicité n'est qu'apparente du fait de la grande diversité de ces objets qui peuvent par ailleurs avoir un rôle fortement structurant dans l'organisation des écoulements indépendamment de leur taille. Le milieu urbain apparaît donc assez chaotique et la modélisation des écoulements y semble difficile. Diverses observations sur l'organisation du milieu nous permettent cependant d'envisager quelques simplifications.

### **III-C. Simplifications possibles pour la description du milieu et des phénomènes.**

#### **III-C.1. Des constantes dans le paysage urbain.**

##### **III-C.1.a. Règles de construction des réseaux d'assainissement et de la voirie.**

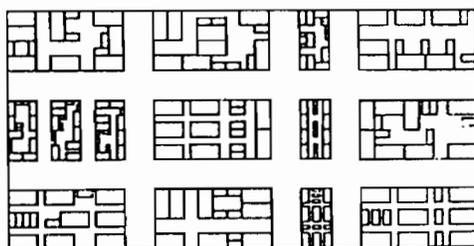
Il est probable que l'on trouve des similarités fortes entre les réseaux de drainage artificiels de différentes villes : le dimensionnement de ces réseaux est réalisé par application de certaines pratiques qui stipulent le mode de calcul des débits de pointe maximum à évacuer par le réseau, en fonction du régime local des précipitations et de différentes caractéristiques des bassins versants à drainer. Or, les **modèles de transformation de la pluie en débit** utilisés sont, encore aujourd'hui, souvent **standards** et aussi simples que la formule de Caquot ou la formule rationnelle. Ces modèles sont toujours proposés d'ailleurs dans certains manuels récents d'Hydrologie Urbaine (Urbonas et al. 1993). De même, les outils plus récents de calcul des écoulements dans les réseaux d'assainissement mis au point en partie pour l'aide au dimensionnement d'ouvrage, utilisent les **mêmes équations unidimensionnelles de Barré de Saint Venant**, etc...

Par ailleurs, certaines règles simples, associées aux contraintes économiques traditionnelles, conditionnent fortement la structure de la voirie. Les contraintes de terrassement incitent par exemple les ingénieurs de l'équipement à préférer la construction de **routes parallèles aux courbes de niveau** que perpendiculaires. Aussi, les vallées et thalwegs dessinés par le réseau hydrographique naturel

constituent des voies de pénétration privilégiées préférentiellement utilisées, lorsque la topographie des versants n'est pas trop accidentée, pour la création de routes nouvelles.

### III-C.1.b. Organisation spatiale du milieu urbain.

La surface bâtie des habitats semble s'étendre de manière chaotique mais obéit cependant à des règles de construction. Dans l'établissement foncier de tout groupe d'individus, la disposition des bâtiments devient importante dès lors qu'elle est liée, voire conditionne le développement d'un réseau de circulation (Frankhauser 1993). Frankhauser propose ainsi de considérer que la géométrie du tissu urbain résulte de l'interaction entre deux types d'activités élémentaires : les activités liées à un lieu (action d'habiter ou d'exercer certaines activités professionnelles) et les activités de communication et d'échange de biens liée à un réseau de transport. La hiérarchie observée pour la voirie est de ce fait une hiérarchie organisée comme nous l'avons déjà évoqué précédemment : **la nature fractale du tissu urbain** apparaît alors. Différents modèles de fractales tels que les tapis de Sierpinski se prêtent bien à la description de la répartition de la surface bâtie et permettent de reconstituer des structures urbaines en faisant apparaître des objets linéaires tels que les voies, des blocs pour les habitations et des lacunes pour les vides interstitiels présents au sein des zones bâties (Frankhauser 1993).



**Fig. 2 : Fractale obtenue sur la base d'un rectangle (in Frankhauser 1993).**

Si l'aspect fractal du milieu urbain semble difficile à exploiter dans le cadre de l'étude des écoulements dans le milieu, il n'en reste pas moins que l'on peut observer une certaine **partition de l'espace urbain**. Elle correspond à une **organisation socio-économique de la ville** liée à son histoire et aux différentes contraintes topographiques imposées par le site. Ainsi on trouvera souvent des quartiers à forte vocation commerciale au centre ville, des quartiers d'habitat collectif ou individuel ancien correspondant aux anciens villages voisins, des quartiers plus récents occupés par de l'habitat collectif à loyers modérés issus de grands programmes immobiliers, des zones industrielles et commerciales et des zones d'habitat résidentiel individuel en périphérie, ...

**III-C.1.c. Occupation de l'espace : variabilité inter-quartiers et variabilité intra-quartiers.**

Ces quartiers se distinguent la plupart du temps par leur occupation de l'espace urbain. Ainsi les quartiers des centres villes anciens ou les quartiers voisins sont généralement très denses et présentent souvent un système de voies étroites. Le tissu des zones commerciales ou industrielles récentes situées en périphérie des villes est généralement très lâche, une grande partie de l'espace étant réservée aux parkings. Les quartiers résidentiels comportent fréquemment une bonne proportion d'espace verts qu'ils soient collectifs ou privés...

L'occupation de l'espace à l'intérieur d'un même quartier est enfin souvent homogène et l'on retrouve fréquemment le même type de bâtiments, de propriétés et la même organisation des voies et des habitations. Ces différentes caractéristiques sont d'ailleurs souvent imprégnées par les modes urbanistiques en vigueur ou marquées par les traditions culturelles locales. Pour les quartiers résidentiels individuels, on pourra distinguer par exemple les traditions anglo-saxonnes privilégiant les propriétés ouvertes, des traditions latines ou musulmanes préférant les propriétés privées fortement isolées des propriétés voisines et du monde extérieur en général.

Il est de ce fait en général possible de déterminer pour une ville donnée une typologie de l'urbanisation. Elle peut être très variable suivant la taille de la ville décrite et suivant sa localisation géographique. Il n'existe pas à notre connaissance de synthèse de ces différentes typologies. Il n'est pas rare cependant que pour une ville donnée une telle typologie soit disponible. Elle aura pu être établie lors d'une étude d'urbanisme ou lors d'une étude tout autre comme par exemple celle effectuée par Le Barbé pour Ouagadougou (Le Barbé 1980) (étude sur le ruissellement urbain).

**III-C.2. Des simplifications possibles dans la modélisation des phénomènes.**

**III-C.2.a. Echelles de temps et échelles d'espaces.**

Les échelles de temps concernées par les inondations dites pluviales et les échelles d'espace mise en jeu dans le milieu urbain sont telles que l'on peut négliger une bonne partie des différents processus hydrologiques intervenant dans le cycle de l'eau qui opèrent à des échelles de temps et d'espace très différentes. Du fait des temps de concentration très courts observés en milieu urbain, on néglige ainsi fréquemment les processus autres que ceux correspondant aux ruissellements superficiels.

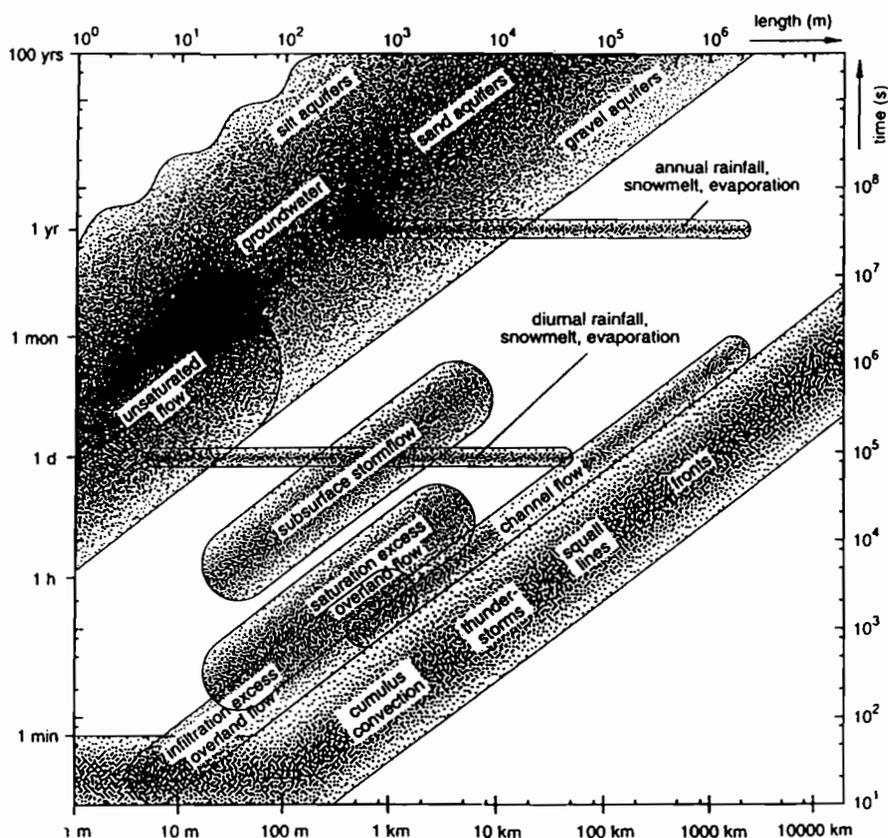


Fig. 3 : Echelles de temps et d'espace des différents processus hydrologiques (in Blöschl et Sivapalan 1996).

temps/longueurs	dm	hm	km	10km	100km
seconde	bâtiment				
		rue			
minute			quartier		
				ville	
heure					agglomération

Tableau 1 : Echelles de temps et d'espace pour différents objets hydrologiques urbains (in Creutin et al. 1997).

**III-C.2.b. Les zones à fonctionnement essentiellement hydrologique.**

L'apparition de débits importants engendrant des débordements résulte de la concentration d'une quantité suffisante d'écoulements superficiels. Les parties amont des bassins versants ne sont donc en principe pas touchées par de telles inondations et peuvent n'être intégrées dans la modélisation des inondations d'un secteur urbain que du point de vue hydrologique.

La taille de telles unités spatiales urbaines à fonctionnement essentiellement hydrologique peut être évaluée à l'aide de formulations simples des relations « pluies débit », « hauteur débit » et du temps de concentration des bassins (Desbordes, 1995). Les tailles de telles unités hydrologiques induisant une hauteur d'écoulement de 10cm à l'exutoire sont les suivantes <sup>1</sup> :

pente ( $\alpha$ en %)	$5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-2}$
Largeur de voie : B(m)	4 - 12 m	4 - 12 m
intensité de la pluie : i (mm/h)	120	120
temps de concentration : tc (min)	15 - 30	8 - 15
Débit à l'exutoire (m <sup>3</sup> /s)	0,12 - 0,35	1,2 - 3,5
<b>Taille de l'unité hydrologique : A (ha)</b>	<b>0,45 2,6</b>	<b>4,5 - 26</b>

**Tableau 2 : Tailles des unités hydrologiques induisant une hauteur d'écoulement à l'exutoire de 10cm (in Desbordes 1995)**

Ces zones à fonctionnement essentiellement hydrologique, situées en limite des bassins versants, sont identifiables à l'aide d'un MNT et de vérifications terrains destinées à identifier les modifications des limites de bassin dues aux aménagements du milieu. En dehors de ces zones, on se trouve dans des secteurs potentiellement inondés mettant en jeu les différents réseaux d'éléments drainants évoqués ci-dessus.

Par ailleurs, le temps de concentration de ces unités hydrologiques urbaines peut être évalué avec plus de précision que le temps de concentration d'un bassin naturel :

Pour les bassins naturels généralement étudiés, plus grands que les bassins urbains, celui-ci est fortement dépendant de l'hétérogénéité spatiale des précipitations et des surfaces réceptrices. D'autre part, le poids du ruissellement superficiel est prépondérant par rapport à celui de l'écoulement dans le réseau hydrographique apparent. Or, sur ces bassins naturels, les vitesses de ruissellement superficiel varient beaucoup suivant l'état de la végétation et suivant les volumes d'eau ruisselés mis en jeu.

<sup>1</sup> La relation pluies débit et la relation hauteur débit utilisées ici sont respectivement la formule rationnelle et la formule de Manning. Le temps de concentration est déterminé de façon analytique en faisant l'hypothèse d'un écoulement en nappe superficiel répondant à un modèle d'onde cinématique unidirectionnel (Desbordes 1984).

Les unités hydrologiques, prises ici de forme rectangulaire, ont un coefficient d'allongement  $E = L/\sqrt{A}$  variant de 2 à 3, où A est la surface de l'unité hydrologique et L la longueur de son axe d'écoulement.

En milieu urbain, l'hétérogénéité spatiale des précipitations est largement réduite (d'Amato, 1998). D'autre part, les temps de parcours en surface sont limités artificiellement et le temps de concentration est rapidement contrôlé par les temps de transit dans les réseaux de drainage artificiels qui sont par ailleurs beaucoup moins variables que dans les réseaux naturels. (Chocat et al. 1997a).

### III-C.2.c. Des écoulements principalement superficiels dans les situations de crise.

Les difficultés pour modéliser les écoulements en situation de crise tiennent notamment dans l'instationnarité spatio-temporelle des secteurs du réseau d'assainissement mis en charge. Cependant, dans les cas de crise généralisée, caractérisée par des défaillances majeures du système souterrain conduisant à des mises en charge simultanées de vastes secteurs, voire dans les cas extrêmes de la totalité du système, les mécanismes de transfert sont simplifiés et peuvent se résumer à l'addition de deux systèmes d'écoulement : l'un souterrain correspondant à la capacité d'évacuation des ouvrages en charge et l'autre superficiel résultat de l'excédent de débit (Desbordes 1995). L'auteur suggère aussi que la capacité maximale de transit des collecteurs souterrains en cas de crise est plus faible que celle déterminée lors de la conception de ceux-ci. Ces capacités réduites d'évacuation peuvent être attribuées entre autres choses :

- à d'éventuelles limitations de capacité d'évacuation dans les secteurs à l'aval de réseaux, (débordement généralisé, mises en charge rapides qui conduisent à des piégeages d'air réduisant les capacités d'écoulement),
- à la présence de pertes de charge au passage des multiples singularités propres aux réseaux,
- aux défauts de captage des avaloirs, et en particulier dans les rues à forte pente
- et à l'obstruction plus ou moins totale des avaloirs et des points d'entrée dans les réseaux résultant du transports de matériaux et objets divers par le ruissellement superficiel.

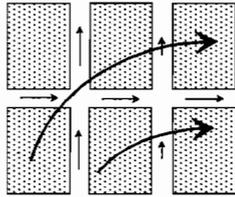
Dans les situations d'inondation caractérisée, le réseau souterrain peut avoir un rôle négligeable sur le transfert et être alors, dans certains cas, négligé lors de la modélisation des écoulements.

### III-C.3. Conclusion.

Le milieu urbain, du fait de son caractère essentiellement artificiel, est fortement structuré et certaines de ses caractéristiques obéissent à des règles de construction sans doute communes à de nombreux pays ou en tout cas similaires. S'il paraît difficile d'exploiter la plupart de ces constantes, certaines simplifications sur la représentation des phénomènes sont néanmoins envisageables (réseau des collecteurs souterrains et zones d'influence des phénomènes de nature hydrologique ou hydraulique). La diversité limitée des zones bâties permet aussi d'espérer pouvoir déterminer des comportements types correspondant aux différents types d'occupation du sol observables en milieu urbain.

Pour ce qui concerne la description de l'espace urbain, nous avons déjà mentionné la nécessité de **trouver des représentations simplifiées** basées sur **l'association de différents objets urbains**. On peut dans un premier temps choisir de conserver une description fine des éléments drainants principaux, correspondant aux **couloirs d'écoulement préférentiels**, et envisager de regrouper différents obstacles (obstacles purs ou obstacles perméables) et divers éléments drainants secondaires pour en décrire globalement le comportement. La partition de l'espace urbain résultant d'une telle dualisation dépendra des éléments drainants que l'on décidera d'intégrer ou de ne pas intégrer dans les diverses **zones d'obstacles** ainsi définies. Ces zones d'obstacles ne sont par ailleurs plus imperméables aux écoulements et il faut alors pouvoir modéliser leur comportement hydraulique. Une étude des milieux fracturés et poreux, analogues en certains points au milieu urbain, semble à cet effet intéressante.





## IV- Milieu Urbain et Milieux Rocheux Fracturés.

L'observation à l'aide de photographies aériennes d'un *milieu urbain* et de la surface d'un *massif rocheux fracturé* révèle une similitude géométrique frappante.

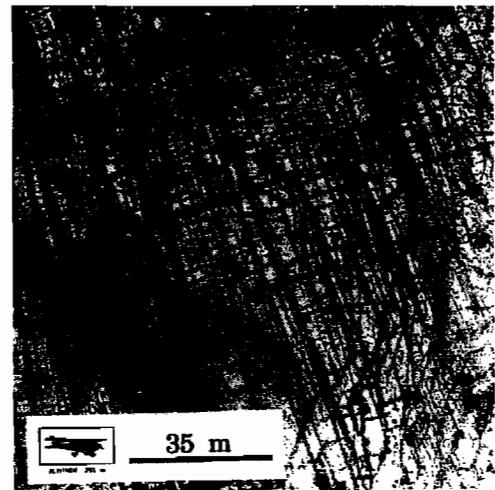
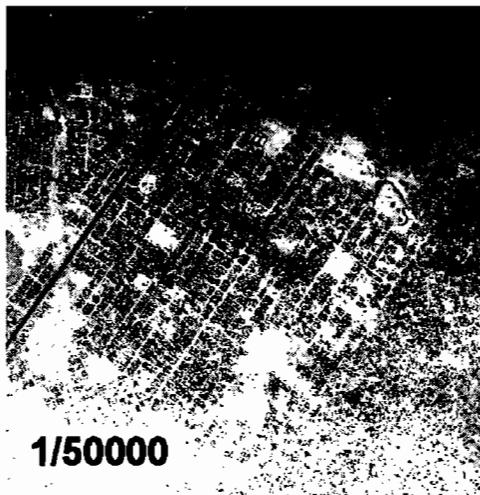


Fig. 1 : Le milieu urbain et le milieu fracturé vu d'avion (échelle 1/ 25000<sup>ème</sup>)

Milieu urbain : périphérie Est de la ville de Ouagadougou (Burkina Faso) ;

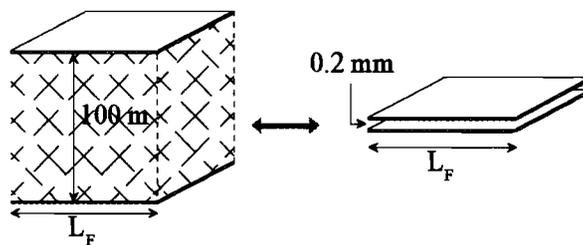
Affleurement rocheux : site de Navacelles, Larzac (France) (in Barthélémy 1992).

Une étude plus détaillée, au regard des écoulements, permet de mettre en évidence de multiples points communs entre le milieu urbain, l'eau, et les massifs rocheux fracturés :

Au regard de l'eau, le milieu rocheux fracturé est, à l'image du tissu urbain, structuré par un certain nombre de discontinuités qui constituent des couloirs d'écoulement préférentiels. Ces discontinuités sont d'origines diverses : origine syngénétique (joints de stratification, fissures de retrait,..) ou

tectonique (failles, diaclases,.. ). Elles délimitent par ailleurs **des zones d'obstacles à l'écoulement**. On retrouve donc les deux types d'éléments qui constituent le milieu urbain : les éléments drainants et les zones obstacles, le système de vides et la matrice. Pour les milieux rocheux, le **matériau occupe un pourcentage considérable de l'espace** ; de même les zones d'obstacles délimités par les rues, collecteurs superficiels... occupent une superficie en général supérieure à 80% de l'espace urbain.

Pour les milieux rocheux fracturés, les **discontinuités** constituent, d'un point de vue hydrodynamique, les **principaux axes d'écoulement de l'eau**. Cependant, à condition qu'ils soient perméables, l'eau peut aussi traverser le matériau d'un massif rocheux mais les vitesses de transferts et les débits associés seront beaucoup plus faibles que ceux observés pour les écoulements dans les éléments drainants. Ainsi, Maini et Hocking (1977) montrent, par exemple, que le débit s'écoulant dans une section de 100m d'épaisseur et de largeur  $L_F$  d'un milieu poreux de perméabilité  $10^{-7}$  m/s pourrait être transité par une seule fissure de largeur  $L_F$  et dont l'ouverture ne serait que de 0,2 mm ! Pour le milieu urbain, il est raisonnable de penser que les voies et autres éléments drainants principaux transitent aussi, en cas de crue, la majorité des débits.



Ces différentes remarques nous ont donc incités à rechercher plus en détail les divers points communs entre ces deux types de milieu et les différents types de modélisations qui sont proposés dans la littérature concernant les milieux fracturés. Ceci fait l'objet des deux premiers paragraphes. Nous montrerons ensuite dans quelle mesure les différentes approches utilisées pour modéliser les écoulements dans les milieux fracturés, peuvent être appliquées au milieu urbain et nous présentons enfin les différentes questions qui découlent de cette analyse.

Le lecteur trouvera de plus amples informations sur les milieux poreux et rocheux fracturés dans l'ouvrage intitulé « *Dynamics of Fluids in Porous Media* » de J.Bear (1988) et dans le cours de G. de Marsily intitulé « *Hydrogéologie : comprendre et estimer les écoulements souterrains et le transport des polluants* » (1994)<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> V. aussi les thèses de Billaux (1990), de Barthélémy (1992) et de de Lope Alonso (1993).

## **IV-A. Analogie géométrique entre massif rocheux et milieu urbain.**

Les paragraphes suivants s'attachent à montrer plus précisément les différentes analogies géométriques que l'on peut faire entre les milieux rocheux fracturés et le milieu urbain.

### **IV-A.1. Les discontinuités.**

#### **IV-A.1.a. Caractérisation d'un réseau de fractures en milieu rocheux.**

Les discontinuités observées dans un massif rocheux ont souvent la forme de fractures. Le terme de fracture est utilisé pour désigner « toute surface de rupture de terrain, de roches et de minéraux » (Foucault et Raoult 1980). La description d'un tel réseau de plans dans un milieu tridimensionnel n'est pas aisée. Des descriptions simplifiées ne font fréquemment intervenir que quelques caractéristiques principales des fractures comme l'espacement, la longueur, l'orientation et l'ouverture hydraulique<sup>2</sup>. De nombreuses études théoriques et expérimentales (Louis 1976) ont montré que la vitesse apparente ou moyenne dans une fissure,  $V$ , peut s'écrire sous la forme générale :

$$\text{régime laminaire :} \quad V = - K_f \cdot J_f$$

$$\text{régime turbulent :} \quad V = - K_f \cdot J_f^\alpha$$

où  $J_f$  est le gradient de la charge hydraulique appliqué à cette fracture,  $\alpha$  un coefficient de non linéarité tel que  $0.5 \leq \alpha < 1$ , et où  $K_f$  est la conductivité hydraulique de la fissure. Les valeurs de  $K_f$  et de  $\alpha$  dépendent du nombre de Reynolds de l'écoulement,  $Re$  et de la rugosité relative sans dimensions  $Rr$  de la fissure (Louis 1976) (Annexe 3)<sup>3</sup>.

---

<sup>2</sup> L'ouverture hydraulique correspond à l'espace qui permet l'écoulement des fluides. Elle est du fait de la rugosité des parois de la fracture généralement beaucoup plus faible que l'ouverture apparente (Barthélémy 1992).

<sup>3</sup> Pour une fissure, le nombre de Reynolds est défini de la même façon que celui défini pour une conduite cylindrique par  $Re = (Vd\rho) / \mu$  avec  $V$ , vitesse moyenne du fluide,  $d$ , diamètre de la conduite,  $\mu / \rho$  viscosité

Par ailleurs, les **caractéristiques hydrauliques d'un réseau de fractures** sont liées non seulement aux caractéristiques individuelles des différentes fissures mais à la **structure de ce réseau** qui est généralement décrit en termes de densité de fractures, d'orientations et de connectivité. Un massif fracturé peut en effet être imperméable si la connectivité du réseau de fracture est très faible (Charlaix et al. 1984).

Fréquemment, un réseau de fractures peut être décrit par différentes **familles de fractures** correspondant chacune à l'ensemble des fractures ayant la même orientation. La distribution des orientations ne présente pas en général de forme analytique donnée (de Lope Alonso 1993 ; Xu 1991) certaines directions étant largement privilégiées. De ce fait et du fait de caractéristiques géométriques généralement différentes pour les diverses familles de fractures, les **caractéristiques hydrodynamiques du milieu rocheux** sont la plupart du temps anisotropes.

#### IV-A.1.b. Caractérisation d'un réseau de drainage en milieu urbain.

De la même façon que pour les fractures d'un milieu rocheux, on décrit un élément drainant dans le milieu urbain par sa longueur, son orientation et sa capacité d'évacuation. La loi d'écoulement en régime permanent dans cet élément est du même type que la loi d'écoulement dans une fracture et est donnée par exemple par la formule de Manning suivante :

$$V = \frac{Q}{S} = K R_H^{2/3} \sqrt{J}$$

où  $V$  et  $Q$  sont la vitesse d'écoulement et le débit dans la voie,  $S$  et  $R_H$  la section d'écoulement et le périmètre mouillé,  $K$  la rugosité hydraulique de la voie et  $J$  le gradient de la charge hydraulique.

On peut aussi observer sur les photographies aériennes de certains quartiers bâtis des orientations de rues privilégiées. Elles permettent souvent de définir à l'échelle du quartier **deux familles de drains** caractérisables par leurs orientations, fréquemment perpendiculaires, et par la densité des rues qui les composent. L'**anisotropie géométrique du milieu** apparaît aussi assez clairement pour la majorité des quartiers (Annexe 4). Enfin on conçoit aisément que les **caractéristiques hydrauliques d'un quartier donné** seront fonction du degré de connectivité entre ces différents drains. C'est effectivement le cas pour le réseau de drainage artificiel correspondant aux collecteurs à surface libre (Semsar Yazdi 1995). La connectivité de ce réseau est relativement variable d'un site à l'autre. En

---

cinématique du fluide. Il mesure le rapport entre les termes d'inertie et les forces visqueuses de l'écoulement. La rugosité relative de la conduite est définie par  $R_r = \epsilon / D_h$  ; où  $\epsilon$  est la hauteur moyenne des aspérités dans la fissure et où  $D_h$  , le diamètre hydraulique de la fissure, est défini par  $D_h = 4S/p$  avec  $S$  section d'écoulement dans la fissure et  $p$  périmètre extérieur de cette section d'écoulement (De Marsily 1994).

revanche, elle est souvent maximale pour le réseau de voirie du fait de la fonction première de la voirie qui est de faciliter la circulation des biens et des personnes. Elle peut néanmoins s'avérer faible dans certains quartiers résidentiels où les voies n'ont qu'un rôle de desserte locale et sont fréquemment sans issue.

#### IV-A.1.c Perception et hiérarchie des discontinuités.

Nous avons déjà mentionné l'existence d'une hiérarchie géométrique pour les différents éléments drainants d'un réseau de drainage urbain. On retrouve cette hiérarchie pour les réseaux de fractures, cette notion étant ici étroitement liée aux problèmes de visibilité des fractures lorsque l'on veut décrire un réseau de fractures à partir des traces laissées à la surface d'un affleurement rocheux (Fig. 2). Les fractures sont en général des objets de faible épaisseur mais ont en effet une ouverture apparente à la surface d'un affleurement rocheux plus ou moins large suivant leur degré d'altération. Le nombre de fractures visibles sur des photographies aériennes et par suite les caractéristiques hydrodynamiques du milieu, calculées à partir des fractures observées (et en particulier les conductivités hydrauliques), dépend donc de l'échelle d'observation choisie pour la description du milieu (Barthélémy 1992).

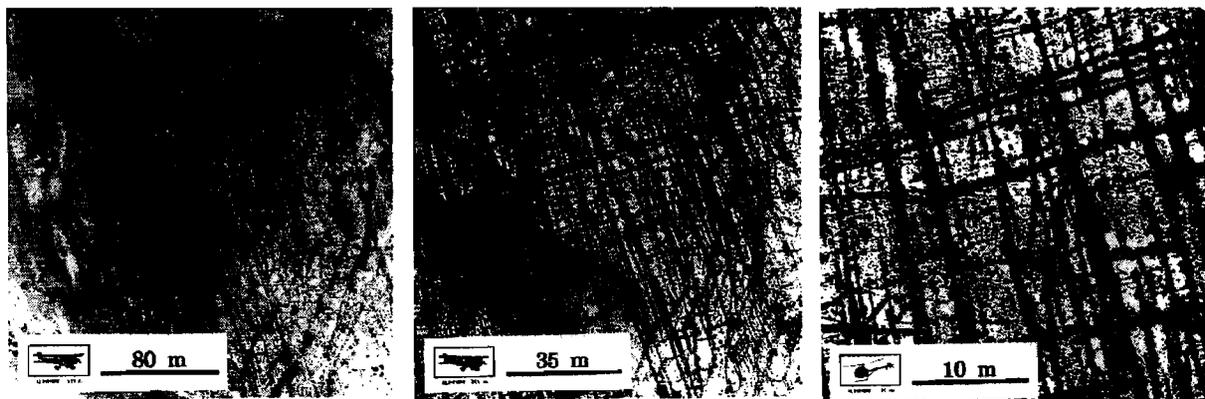


Fig. 2 : Hiérarchie d'un réseau de fractures.

Photographies aériennes d'un affleurement d'un massif rocheux (Larzac - France - in Barthélémy 1992).

(On peut comparer ces photographie aériennes à celles concernant le milieu urbain - v. Fig. 1 du chapitre 3)

Pour le milieu urbain, les deux types d'organisations hiérarchiques que l'on peut établir avec les éléments drainants, géométrique et hydraulique, aboutissent à des résultats a priori différents, la hiérarchie hydraulique dépendant plus de la fonction et de la situation topographique des éléments que de leur taille. La façon dont est observé le réseau de drainage du milieu urbain conditionnera donc, de même que précédemment, la détermination de ses caractéristiques hydrauliques : en particulier, une description se limitant à l'utilisation de photographies aériennes aboutirait à oublier des éléments drainants importants tels que les collecteurs ou les ruelles encaissées qui peuvent transiter des flux importants.

## IV-A.2. Les blocs.

### IV-A.2.a. Discontinuités et blocs.

Que ce soit pour le milieu urbain ou pour le milieu fracturé, la notion de bloc apparaît tout naturellement dès lors que l'on s'intéresse à la description des discontinuités. Dans le cas général, un bloc est défini par plusieurs discontinuités d'orientations et de localisations différentes : il a une dimension tridimensionnelle dans le cas des massifs rocheux et bidimensionnelle dans le cas du milieu urbain.

L'aspect aléatoire des blocs dans les milieux fracturés en rend une description fine impossible. On peut cependant les décrire à l'aide de blocs moyens représentatifs dont les dimensions seront données par l'espacement entre les différentes fractures. Différents types de blocs représentatifs sont décrits dans la nomenclature de Ruhland (1973).

Pour le milieu urbain, les blocs sont essentiellement délimités par la voirie. A l'échelle d'un quartier, la structure de la voirie découle souvent d'une urbanisation conditionnée par la configuration topographique du site et par les règles urbanistiques en vigueur. On trouve donc essentiellement des blocs de formes géométriques simples (Fig. 3).



**Fig. 3 : Blocs urbains (Paris - XVIIIème).** (les blocs sont délimités par les rues ; les différents vides contenus dans chaque bloc (espaces grisés sur le bloc délimité par un trait gras) correspondent aux cours intérieures).

**Remarque importante :**

*Nous utiliserons souvent la notion de bloc par la suite. Elle fera toujours référence à une zone bâtie spatialement délimitée par différentes rues ou ruelles.*

**IV-A.2.b. Constitution et comportement des blocs.**

**Les milieux poreux : porosité et perméabilité :**

Les blocs rocheux précédents sont en général considérés comme un milieu poreux. Le milieu poreux peut être caractérisé par sa **porosité** qui définit le pourcentage de vides qui peuvent être occupés par l'eau et par sa **perméabilité** qui définit la facilité avec laquelle l'eau circule dans le milieu. La perméabilité est conditionnée par la densité et le degré d'interconnexion des pores qui doivent être suffisamment importants pour que l'écoulement puisse avoir lieu (Théorie de la percolation). Toute la porosité ne contribue donc pas à l'écoulement. Ces deux propriétés, porosité et perméabilité, sont en toute rigueur des notions ponctuelles mais ne peuvent être définies ni mesurées ponctuellement. On utilise alors souvent la notion de Volume Élémentaire Représentatif (VER), pour lequel on définit des propriétés moyennes de porosité et de perméabilité. On peut définir le VER d'un domaine d'étude donné (Bear 1988 ; de Marsily 1994) comme étant le volume :

- suffisamment grand pour que l'on puisse y définir des grandeurs caractéristiques moyennes et,
- suffisamment petit pour que les variations de ces grandeurs macroscopiques entre deux VER voisins puissent être approchées par des fonctions continues.

**Conductivité hydraulique d'un milieu poreux :**

Lorsque le volume du milieu étudié est supérieur au VER, on utilise alors le plus couramment pour modéliser les écoulements, l'équation du modèle de Darcy (1856) généralisée à trois dimensions et aux milieux anisotropiques :

$$\mathbf{V} = -\overline{\mathbf{K}} \cdot \text{grad} H \quad \text{avec} \quad \overline{\mathbf{K}} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 1}$$

où  $\mathbf{V}$  la vitesse a pour coordonnées cartésiennes  $V_x, V_y, V_z$ , où  $\overline{\mathbf{K}}$  est le tenseur de **conductivité**, et  $H$  la charge hydraulique ou piézométrique dans le VER considéré. La vitesse  $\mathbf{V}$  est la vitesse moyenne fictive de l'écoulement transitant par le milieu applicable à toute section complète du milieu

comprenant pores et grains non poreux. Cette équation, valable pour le régime permanent, suppose aussi que le milieu poreux est saturé et que le nombre de Reynolds de l'écoulement est faible,  $Re < 0.1$ <sup>4</sup>

### Relation entre conductivité et perméabilité

On relie généralement la *conductivité* du milieu pour un fluide donné à la *perméabilité* du milieu évoquée précédemment. Le tenseur de conductivité  $\overline{\mathbf{K}}$  s'exprime alors en fonction du tenseur de perméabilité  $\overline{\mathbf{k}}$  de la façon suivante :

$$\overline{\mathbf{K}} = g / \nu \overline{\mathbf{k}} \quad \text{Eq. 2}$$

où  $g/\nu$  représente l'influence des propriétés du fluide ( $\nu$  est la viscosité cinématique du fluide et  $g$  la constante universelle de gravitation). Le tenseur de perméabilité  $\overline{\mathbf{k}}$  dépend exclusivement de trois propriétés plus élémentaires de la matrice poreuse, qui sont : sa *porosité*, la *tortuosité moyenne* et la *conductivité moyenne des pores* (Bear 1988)<sup>5</sup>. Les différents éléments du tenseur de conductivité ont la dimension d'une vitesse (m/s), et ceux du tenseur de perméabilité la dimension d'une surface (m<sup>2</sup>).

### Blocs urbains.

Il est délicat d'établir une analogie poussée entre ces blocs rocheux et les blocs urbains, tant du point de vue de la description géométrique interne que du point de vue de l'hydrodynamique. En effet, la notion de milieu continu pour un bloc urbain est difficile à justifier, et il est peu probable que l'échelle du bloc corresponde à la taille d'un objet urbain élémentaire représentatif que l'on pourrait définir par analogie avec le VER.

Cependant, de même que pour les blocs rocheux, on peut aussi identifier, pour les blocs urbains, une sorte de *porosité urbaine* relative à la densité de vides que l'eau peut occuper dans le milieu. De plus, les blocs urbains présentent aussi a priori une certaine *perméabilité* aux écoulements qui dépendra vraisemblablement aussi de certaines caractéristiques physiques du bloc telles que, par exemple, la densité de vides ou la densité et la taille moyenne des voies d'écoulement, leur tortuosité... Les modélisations conceptuelles que nous proposerons par la suite pour modéliser le comportement hydraulique de certains blocs urbains utilisent ces propriétés.

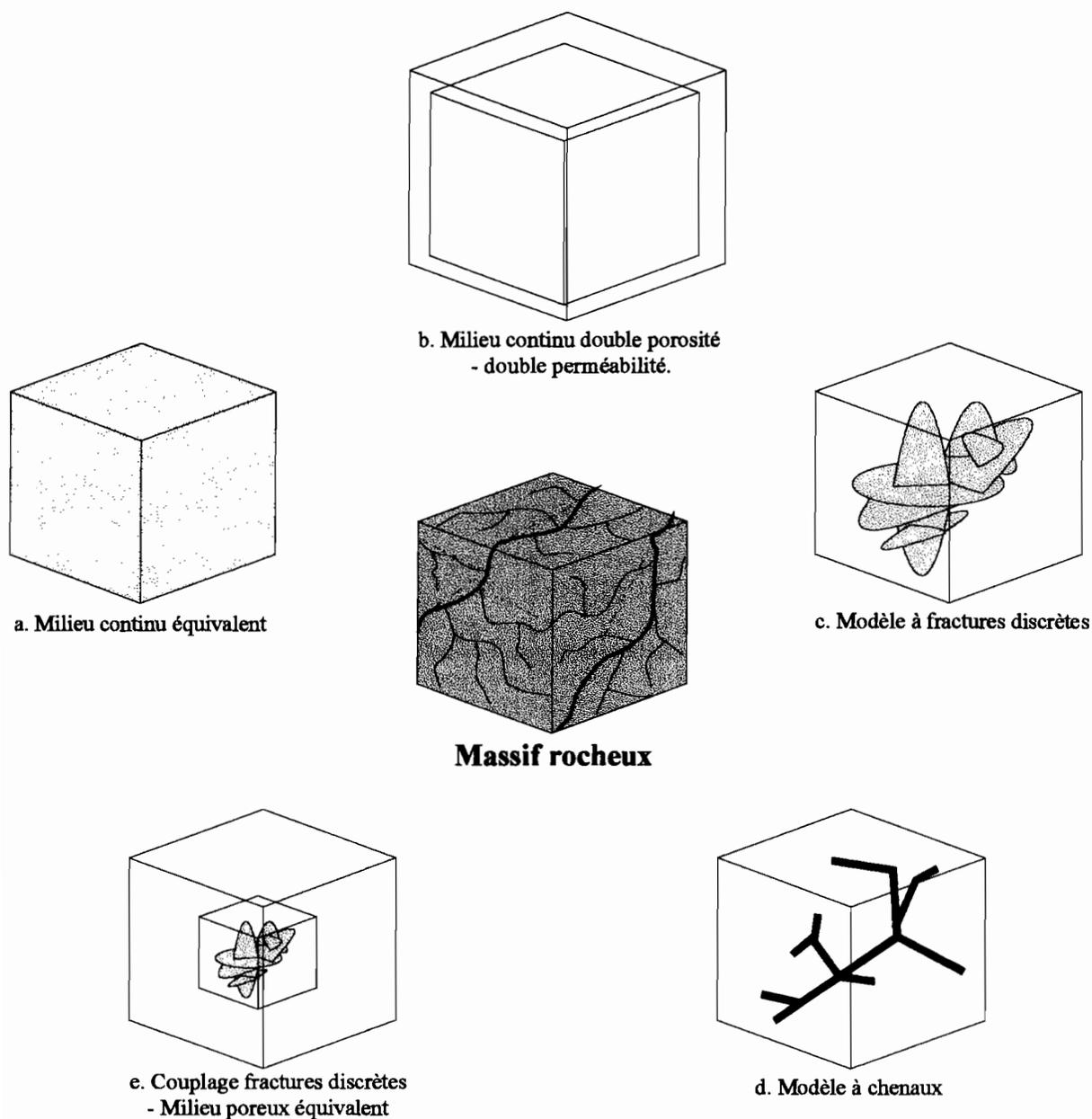
---

<sup>4</sup> Le nombre de Reynolds est défini pour les écoulements en milieu poreux par  $Re = q.d/\nu$  où  $q$  est le débit transité,  $d$  une longueur représentative de la matrice poreuse (en général la taille des grains) et où  $\nu$  est la viscosité cinématique du fluide.

<sup>5</sup> La conductivité des pores est reliée à leur section en travers.

## IV-B. La modélisation des écoulements en milieu fracturé.

On décrira succinctement les principes de différentes approches utilisées pour modéliser les écoulements dans les milieux rocheux fracturés qui pourraient sembler intéressantes au regard des écoulements en milieu urbain.



**Fig. 4 : Différentes approches pour modéliser le milieu fracturé  
(d'après de Lope Alonso 1993 et modifié).**

#### IV-B.1. L'approche milieu continu.

De façon générale, le milieu fissuré peut être vu comme un milieu où coexistent deux systèmes de vides : les fractures descriptibles par leur ouverture, et le matériau délimité par ces fractures qui possède une porosité inter-granulaire (Barenblatt et al., 1960). Si le réseau de fractures est suffisamment dense, on peut utiliser une approche « multicontinuum » en caractérisant ces deux milieux par des perméabilités et des porosités différentes (Long et al. 1982, Cacas et al. 1990). Les caractéristiques hydrodynamiques différentes de ces deux systèmes de vides peuvent être prises en compte, **en régime permanent**, par un **tenseur de perméabilité équivalent** (Fig. 4 et Annexe 3). (Ce tenseur de perméabilité équivalent permet d'obtenir un tenseur de conductivité équivalent ayant la même forme que celui présenté pour les milieux poreux (Eq. 1)).

##### Cas du régime transitoire : les modèles continus à double perméabilité.

En régime transitoire, **la transmission des variations de pression est beaucoup plus rapide dans les fractures que dans les blocs** (Fig. 5). On doit donc définir deux pressions différentes à l'échelle d'un VER<sup>6</sup>, l'une pour les fractures, l'autre pour la matrice, et un terme d'échange de matière entre ces deux systèmes de vides. Pour chaque volume élémentaire du milieu discrétisé, on a donc deux équations qui ne sont autres que l'équation classique utilisée pour la résolution des écoulements transitoires en milieu poreux à laquelle a été ajouté ou retranché le terme d'échange entre les deux milieux. On a alors à résoudre simultanément **deux systèmes d'équations**, l'un pour le milieu continu des fractures, et l'autre pour le milieu continu de la matrice (Douglas et Arbogast 1990) (Annexe 3). Les modèles fonctionnant sur ce principe sont dits *modèles à double porosité - double perméabilité*.

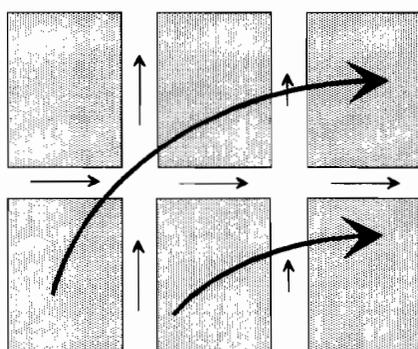


Fig. 5 : Modèles à double porosité-double perméabilité (in Douglas et Arbogast 1990).

Cette approche repose cependant sur l'hypothèse que les deux milieux sont des milieux continus. Ceci peut être le cas pour le réseau de fractures sous les conditions de densité et de connectivité du réseau

<sup>6</sup> On peut de la même façon que pour les milieux exclusivement poreux définir pour un milieu rocheux fracturé la notion de Volume Élémentaire Représentatif.

exposées ci dessus. C'est moins évident pour la matrice qui n'est continue que dans le cas où les fractures sont des plans d'extension spatiale limitée. Cette propriété, qui n'est pas vérifiée pour la matrice si l'on se contente de regarder des plans de coupe du milieu, peut l'être en revanche dès lors que l'on considère la structure tridimensionnelle de la matrice autorisant une continuité entre deux blocs voisins disjoints (Gouze 1998) (Fig. 5).

### **IV-B.2. Modélisation discrète : Les modèles à chenaux.**

De nombreux modèles représentant de façon discrète le réseau de fractures ont été mis au point les années passées. Ils sont constitués d'un modèle géométrique pour décrire la structure du réseau et d'un modèle d'écoulement adapté à la géométrie précédente. **Les modèles à chenaux** représentent le réseau d'écoulement dans les fractures par un réseau de liens, de géométrie simple (tubes rectilignes), interconnectés, et contenus dans les différents plans de fracturation (Billaux 1990, Cacas et al. 1990a et 1990b, Long et al. 1985) (Fig. 4 et Annexe 3).

Les inconvénients de ce type de modèle concernent la résolution des systèmes d'équations qui sont volumineux du fait du grand nombre de liens nécessaires à la description détaillée des réseaux : dans ce type de modélisation **tous les chenaux doivent être modélisés individuellement** quelle que soit leur importance. De ce fait ils sont souvent utilisés à une échelle très locale légèrement supérieure à l'échelle du VER (Cacas et al. 1990a). D'autre part, ils nécessitent des campagnes de mesures importantes afin d'obtenir les paramètres de la fracturation et d'établir les lois de distributions statiques des différentes caractéristiques du réseau. Enfin, **ils ne prennent pas en compte les écoulements secondaires** qui transitent par la matrice, à moins d'user d'artifices imparfaits consistant à introduire des chenaux fictifs supplémentaires (Gouze 1998).

### **IV-B.3. Modélisation couplée d'un réseau de fractures et d'un milieu poreux équivalent.**

Depuis les années 80, la nécessité de modéliser avec précision la migration des éléments radioactifs issus des dépôts de ce type de déchets, a conduit à élaborer **des modèles qui établissent un compromis entre d'une part la simplicité des modèles reposant sur l'approche milieu continu équivalent et d'autre part la plus grande précision obtenue avec les modèles plus complexes décrivant les écoulements à l'échelle de la fracture** (de Lope Alonso 1993). Cette approche se justifie par ailleurs aussi par les difficultés rencontrées pour acquérir les caractéristiques géométriques des réseaux de fractures à une échelle plus large que l'échelle locale. La difficulté essentielle que rencontrent ces modèles, concerne l'élaboration d'un « *tampon numérique* » permettant d'assurer les transferts des flux entre le modèle utilisé pour la partie milieu poreux et le modèle utilisé pour la zone fracturée. Ces différentes techniques de couplage sont exposées par de Lope Alonso (1993). Ces

techniques semblent bien adaptées pour les régimes permanents mais deviennent difficiles à mettre en oeuvre pour les régimes transitoires. D'autre part, la partition de l'espace est binaire, distinguant **seulement deux zones de fonctionnements différents**, le milieu poreux équivalent et le réseau de fractures, le second étant inséré dans le premier.

### **IV-B.4. Utilité des modèles précédents pour le milieu urbain.**

Comme en milieu rocheux fracturé, on peut distinguer en milieu urbain deux systèmes de vides avec des caractéristiques hydrauliques différentes (éléments drainants principaux et zones d'obstacles).

Pour modéliser le comportement d'une zone bâtie, *l'approche milieu continu*, englobant éléments drainants et zones d'obstacles, pourrait être envisagée dans le cas d'écoulements permanents. Elle aurait de même que pour le milieu rocheux fracturé un aspect fortement conceptuel. Elle nécessiterait cependant des modèles de comportement différents car on ne peut pas a priori supposer les écoulements laminaires dans le réseau de voirie.

En régime transitoire, ce type d'approche présente cependant les mêmes limites que lorsqu'elle est utilisée pour les milieux rocheux fracturés. En effet, la transmission des variations de charge hydraulique est vraisemblablement plus rapide dans les éléments drainants que dans les zones d'obstacles. *L'approche double porosité et double perméabilité* qui suppose de pouvoir traiter le milieu comme un multicontinuum ne peut pas, par ailleurs, s'appliquer au milieu urbain en l'état puisque les zones d'obstacles, séparées par la voirie, sont bel et bien discontinues (le milieu est un milieu plan et non plus tridimensionnel comme dans le cas des milieux fracturés).

*Les modèles adoptant une approche discrète* présentent les mêmes inconvénients que les modèles mécanistes utilisés pour les écoulements à surface libre, à savoir qu'ils nécessitent une quantité importante d'informations sur le milieu qui doivent être par ailleurs précises. D'autre part, tout objet ayant un rôle plus ou moins important sur les phénomènes doit être décrit et modélisé individuellement...

Les modèles opérant des couplages entre ces deux types d'approches méritent certainement d'être étudiés plus en détail. A l'heure actuelle, tous les modèles mis au point pour modéliser les écoulements dans les milieux rocheux fracturés sont basés sur des simplifications importantes dans la description du milieu et/ou des phénomènes. De ce fait, il s'avère difficile de définir, sur la base de ces modélisations, des modes de représentations adaptés au milieu urbain sans faire le même type de simplifications importantes, ce que nous souhaitons éviter au départ. L'analogie entre milieu urbain et milieu rocheux fracturé, qui semble conduire à une impasse en terme de modélisation, reste néanmoins très instructive : elle nous a permis d'identifier certaines propriétés hydrauliques des blocs

urbains et pose par suite différentes questions clés relatives à leur rôle dans le contrôle des inondations.

### **IV-C. Les questions qui découlent de cette analyse.**

L'analyse du milieu urbain tel qu'il est vu par l'eau, les simplifications sur la description de l'espace et des phénomènes qui en découlent, et les remarques effectuées lors de l'étude comparative entre milieux urbains et milieux rocheux fracturés nous conduisent à poser les différentes questions suivantes :

- **Quels phénomènes doivent être modélisés ?**

On peut identifier deux types d'éléments dans le milieu urbain qui possèdent a priori des caractéristiques géométriques et des propriétés hydrodynamiques différentes : les éléments drainants et les zones d'obstacles. La question suivante en découle immédiatement :

- ◆ **Est-ce que la modélisation de l'hydrodynamique dans les axes de circulation principaux des écoulements est suffisante pour modéliser convenablement l'inondation d'un milieu urbain ?**

Cette question pose la question sous-jacente du rôle des zones bâties dans le contrôle des écoulements et de la dynamique de la crue . Elle concerne deux aspects distincts :

- ◆ **du point de vue du transfert** : les flux transités par les zones bâties sont-ils négligeables par rapport aux flux transités par le réseau de drainage principal (voie, collecteur...) et dans quelle mesure ?
- ◆ **du point de vue du laminage** : les volumes stockés dans les zones bâties qui représentent plus de 80 % de l'espace urbain ont-ils une incidence sur la dynamique de la crue et opèrent-ils un laminage significatif de la crue ?

Ces deux questions feront l'objet des différents chapitres de la seconde partie, la première question n'étant que très partiellement traitée du fait, en particulier, de la méconnaissance des lois de transfert au sein de ces zones d'obstacles. Les travaux exposés feront référence à diverses situations rencontrées dans la ville de Ouagadougou.

- **Dans le cas où le comportement des zones bâties est négligeable :**

Dans ce cas, on peut donc a priori se contenter de modéliser l'hydrodynamique des éléments drainants pour déterminer, avec une bonne approximation, les caractéristiques de l'inondation et des

écoulements dans le réseau de drainage. Il reste à déterminer les paramètres de submersion propres aux différentes zones bâties du milieu. Les questions suivantes se posent alors :

- ◆ Comment peut-on envisager l'accès aux paramètres permettant la caractérisation de l'aléa au sein des blocs urbains ou en d'autres termes, quel modèle d'inondation pour les zones bâties ?
- ◆ Quelle est en particulier la validité de l'hypothèse couramment utilisée (Debo 1982, Lee 1983, Debard 1995) selon laquelle les hauteurs d'eau observées dans les zones bâties sont identiques à celles observées dans les axes drainants ?

Nous traiterons en partie cette question dans le chapitre IX dans le cas particulier du milieu fortement cloisonné observé à Ouagadougou. Nous introduirons notamment la notion de vulnérabilité hydraulique d'une cellule urbaine élémentaire.

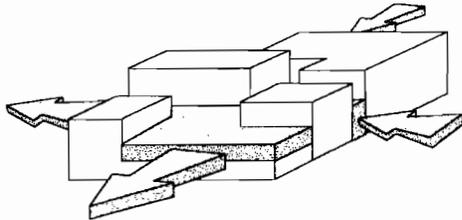
- Dans le cas où les zones bâties jouent un rôle *non négligeable* sur la dynamique de la crue.

Cette configuration peut se trouver dans le cas où les flux transités par les zones d'obstacles sont importants par rapport aux flux transités par les voies et/ou dans le cas où les volumes stockés par les zones d'obstacles ont une influence importante sur la dynamique de la crue. Les questions suivantes se posent alors :

- ◆ quel type de modélisation pour quel type de zones d'obstacles ?
- ◆ quels liens avec quelles caractéristiques physiques du milieu ?
- ◆ quel accès aux paramètres explicatifs des lois de comportement du milieu ?
- ◆ en particulier, si l'on peut distinguer différents types de comportements correspondant à des milieux différents, est-il possible de définir une **typologie hydraulique des zones bâties** ?

Nous traiterons certaines de ces questions dans le dernier chapitre de cet exposé (Chapitre X). Elles seront bien évidemment indissociables du contexte ouagalais pour lequel nous avons fait la majorité de nos observations.

Avant de passer à la présentation des recherches concernant le milieu urbain ouagalais, une réflexion sur la modélisation des écoulements dans les zones d'obstacles est proposée, dans un cadre plus général, dans le chapitre suivant.



## **V- La modélisation des zones d'obstacles. Quelques propositions.**

Nous partons du principe que l'on est contraint de décrire et de modéliser le comportement du milieu, de façon simplifiée, à une échelle supérieure à celle du trottoir. On retrouve donc le même type de problème que celui rencontré dans la modélisation des milieux poreux ou fracturés qui impose de définir un Volume Représentatif Élémentaire permettant, entre autre, de déterminer des grandeurs moyennes pour décrire les phénomènes. Il est loin d'être évident que l'on puisse trouver des éléments de discrétisation du milieu urbain pouvant satisfaire à cette condition, la définition de grandeurs moyennes n'ayant pas forcément de sens si les caractéristiques des écoulements (vitesses, hauteurs,...) sont très variables au sein du milieu. A défaut de pouvoir faire autrement, nous supposons cependant possible l'existence de tels Objets Urbains Représentatifs (OUR). L'objectif de ce paragraphe est de proposer divers modèles de comportement pour de supposés OURs.

Les modélisations proposées sont issues des réflexions présentées dans les différents chapitres précédents et ont pour objectif de suggérer quelques pistes d'investigation aux personnes qui pourraient être amenées à s'intéresser à la modélisation du comportement des zones bâties en situation d'inondation. Une des modélisations évoquées dans ce chapitre fera l'objet d'une étude plus détaillée à la fin de ce document.

## **V-A. Relation entre caractéristiques géométriques et caractéristiques structurales.**

Il semble naturel de considérer que les propriétés hydrodynamiques d'un OUR dépendent du type, de la taille et de la densité des bâtiments qui le composent, mais aussi de leur organisation spatiale, ou plus succinctement de sa texture et de sa structure. En se référant aux études menées sur les relations entre caractéristiques physiques et caractéristiques hydrodynamiques des milieux poreux (Perrier, 1995), on peut aussi supposer pour le milieu urbain, que le comportement des zones d'obstacles constituant ce milieu, dépend plus de sa structure que de sa texture, i.e., plus de ces liens entre les bâtiments et entre les obstacles, que du nombre de bâtiments et d'obstacles à l'hectare.

Le milieu urbain est par nature un milieu très structuré. A l'échelle de la ville, cette structuration concerne autant l'organisation économique ou politique, comme le postule la théorie des points centraux (Claval), que les superstructures ou que les infrastructures telles que la voirie et le réseau de drainage des eaux de pluies ... Cette structure se retrouve par ailleurs à de nombreuses échelles (Frankhauser, 1993) A l'échelle d'un bloc d'habitations, défini par les voies le délimitant, et donc constitué de différentes parcelles contiguës (dénommées concessions en milieu africain), la structure est déterminée par différents obstacles « ponctuels » tels que murets, talus, habitations... Pour reprendre les termes des pédologues, on peut distinguer à l'extrême, suivant la densité et l'organisation de ces obstacles internes aux blocs d'habitations, les structures particulières, décrivant le caractère très isolé des différents obstacles, des structures massives mettant en évidence le niveau d'auto imbrication et d'interconnexion important des différents obstacles (Perrier, 1995). On conçoit facilement que ces deux types de structures déterminent des phénomènes hydrauliques prépondérants de nature différente et qu'elles nécessitent a priori des types de représentation différents : un bloc d'habitations, ayant une structure de type particulière, aura un comportement assez proche de celui des champs d'inondation naturels alors qu'un bloc très fermé (type structure massive) se comportera plus comme un réservoir « poreux » spatialement bien délimité.

## **V-B. Accès aux caractéristiques hydrodynamiques des zones bâties : Limites des approches classiques.**

Pour relier les caractéristiques hydrodynamiques d'une zone d'obstacle donnée à ses caractéristiques structurales on peut envisager différentes approches.

### **V-B.1. Approche expérimentale.**

Cette approche consiste à **étudier, in situ ou en laboratoire**, le comportement des différentes zones d'obstacles et d'en déduire dans un premier temps des modèles de comportement du milieu et ensuite des **liaisons statistiques entre les paramètres de chaque modèle d'une part et un ou plusieurs paramètres de forme ou de structure** de la zone d'autre part. Cette démarche est par exemple celle qui a prévalu jusqu'à aujourd'hui dans l'étude des propriétés hydrodynamiques des sols pour affiner la connaissance des conditions d'utilisation de la loi de Darcy (Perrier 1995).

Cette **approche est quasiment impossible à mettre en œuvre** pour déterminer les caractéristiques comportementales des zones bâties en milieu urbain. **In situ**, les observations qui peuvent être réalisées lors d'événements exceptionnels sont nécessairement peu nombreuses, ce qui limite le champ des expérimentations tant du point de vue des régimes hydrauliques observables que du point de vue des caractéristiques physiques explorées du milieu (Hingray 1996). **En laboratoire**, cette approche nécessite l'utilisation de modèles réduits. Or ceux-ci sont coûteux et les résultats parfois difficiles à exploiter (Eskenzi 1976). On pourrait envisager de mettre en œuvre des modèles mathématiques à bases physiques opérant une description très fine de la géométrie du milieu et des phénomènes pour utiliser leurs résultats comme une sorte de **référence numérique** remplaçant soit les observations terrain, soit les résultats obtenus à l'aide des modèles réduits. Cette option nécessitant une quantité considérable de données et des moyens importants d'investigation reste cependant à approfondir.

### **V-B.2. Approche rationnelle ou théorique.**

Elle consiste à identifier et à expliciter, dans un premier temps, **les mécanismes explicatifs du fonctionnement de la zone d'obstacle à une échelle fine** en se plaçant au niveau où la structure du milieu révèle la géométrie de l'espace dans lequel l'eau circule. Ensuite, on s'appuie sur les modèles ou lois de comportement des objets élémentaires, pour obtenir, lorsque cela est possible, les **modèles de comportement à l'échelle supérieure** d'une association de ces objets. Il faut de la même façon que pour l'approche discrète, (exposée précédemment pour la modélisation des milieux fracturés), se donner un modèle géométrique de structure et un modèle d'écoulement.

Cette **approche agrégative** apparaît **intéressante** car elle permet d'accéder en principe aux propriétés hydrodynamiques des zones bâties sans avoir à procéder à une étude empirique ou à un calage a priori des paramètres du modèle. Si ce lien entre les caractéristiques hydrauliques, géométriques ou structurales du milieu peut être explicité, l'approche devient particulièrement intéressante quand il s'agit de déterminer les **caractéristiques hydrodynamiques de milieux nouveaux**. Nous utiliserons ce type d'approche dans le dernier chapitre de ce mémoire et nous discuterons de sa pertinence dans le cas des zones bâties dites cloisonnées étudiées par la suite.

### **V-B.3. Approche conceptuelle.**

L'approche conceptuelle, est fréquemment utilisée en hydrologie classique pour modéliser le comportement de différents types d'unités hydrologiques. Elle consiste à se donner **un modèle de fonctionnement *a priori* pour chaque type de bloc urbain** observé sur un bassin donné, ce modèle dépendant d'un ou plusieurs paramètres. L'étape suivante, qui constitue la phase délicate de la méthode, consiste à valider les modèles proposés et à en déterminer les différents paramètres.

En hydrologie classique et pour des bassins versant naturels, on utilise fréquemment une **démarche désagrégative** pour identifier les paramètres. Elle est **basée sur les observations faites lors de divers événements pluvieux sur différents bassins composés des mêmes types d'unités hydrologiques**. On modélise le comportement global de chaque bassin à l'aide des différents modèles de comportement propres à chacune d'entre elles. On peut alors déterminer par déconvolution, à condition que le système ne soit pas indéterminé (trop de paramètres pour trop peu de bassins et d'observations), les différents paramètres propres à chacun des modèles de fonctionnement de façon à ce que le résultat des simulations soient pour les divers bassins acceptables au vu des observations<sup>1</sup>. En milieu urbain, du fait du **caractère exceptionnel des événements à modéliser**, et donc du nombre restreint d'événements observés, cette **démarche désagrégative est donc à exclure**.

L'autre façon de valider les modèles et de déterminer les paramètres a déjà été évoquée lors de la présentation des approches empiriques. Il s'agit de choisir comme référence pour le calage et la validation des modèles de représentation précédents, **une référence numérique** que l'on suppose pouvoir être fournie par un modèle mécaniste précis. Comme nous l'avons déjà mentionné, cette approche est sans doute au vu de la nature des phénomènes à décrire la plus viable.

Dans les paragraphes suivants, nous proposons diverses pistes pour envisager de modéliser de façon conceptuelle le comportement de différents types de zones d'obstacles en milieu urbain. Elles sont inspirées d'autres configurations empruntant soit à l'hydraulique à surface libre en milieu naturel, soit à l'hydraulique des milieux fracturés... Certains paramètres intervenant dans ces différents modèles n'ont pas de sens physique précis et pourront donc, le cas échéant, être déterminés à l'aide d'une méthode de calibration appropriée utilisant les résultats d'une référence numérique fournie par ailleurs.

---

<sup>1</sup> La déconvolution suppose aussi la linéarité des modèles, c'est à dire suppose que l'on n'est pas dans les conditions des mécanismes élémentaires qui ne sont généralement pas linéaires.

## **V-C. Les approches conceptuelles.**

Les différentes modélisations suivantes sont proposées pour un Objet Urbain Représentatif donné spatialement bien délimité. Elles sont définies par une équation de continuité nécessaire pour assurer la conservation de la matière et par un modèle d'écoulement. Elles sont définies en un point  $M$  de coordonnées  $(x,y,z)$ .

*Remarque :*

*Les différents modèles suivants peuvent bien entendu être reformulés sous forme intégrale de sorte que l'on peut se ramener à une modélisation de chaque OUR à l'aide d'une loi de continuité à l'échelle de l'OUR complétée par différentes lois d'échange entre l'OUR et ses OURs voisins. Cette modélisation aura de ce fait une forme similaire à celle utilisée par les modèles pseudo-bidimensionnels présentés au Chapitre II.C.2.*

### **V-C.1. L'équation de continuité.**

La forme de l'équation de continuité est valable pour tout OUR. En un point  $M$  quelconque de l'objet de coordonnées  $(x,y)$ , elle a sous forme différentielle l'expression suivante :

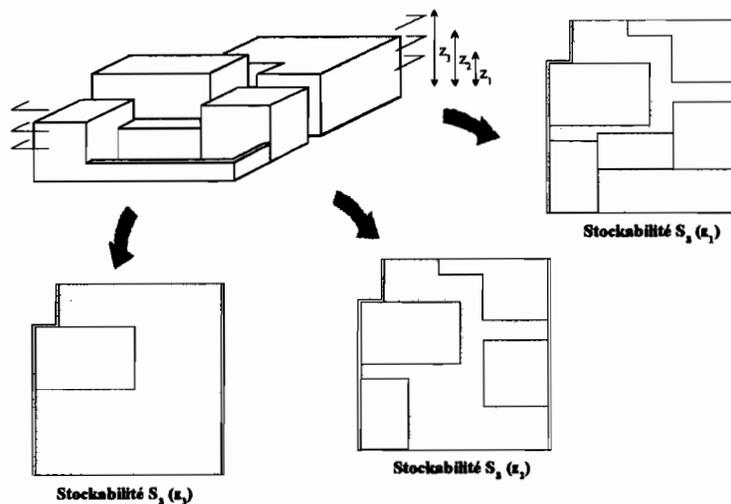
$$\text{div } \mathbf{q} = \frac{\partial \Omega(h)}{\partial t} + q_{\text{ext}} \quad \text{Eq. 1}$$

où  $\mathbf{q}$  est le vecteur débit de composantes  $q_x$  et  $q_y$  correspondant à une section d'écoulement de un mètre de large ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ) et de hauteur la hauteur totale  $h$  de l'écoulement, où  $\Omega(h)$  est le volume stocké par mètre carré dans l'objet urbain ( $\text{m}^3/\text{m}^2$ ) et où  $q_{\text{ext}}$  sont les débits d'apports ou de pertes au mètre carré ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}^2$ ).

Pour un élément de discrétisation du milieu de surface au sol  $S_o$  unitaire, le volume stocké  $\Omega(h)$  sur cet élément est une fonction linéaire de  $h$  dans le cas où la surface de stockage  $S_s$  disponible au sein de l'élément ne dépend pas de la hauteur :  $\Omega(h) = S_s h$  (avec  $S_s = S_o$ ). C'est l'approche simplifiée utilisée par Braschi et al. (1991) qui déterminent, pour les différents éléments de discrétisation d'un quartier donné, le rapport  $S_s/S_o$  par le rapport entre la surface non construite et la surface totale du quartier. Les auteurs suggèrent cependant que la surface de stockage  $S_s$ , que l'on appellera par la suite **stockabilité**, dépend, pour une même surface au sol  $S_o$ , de la hauteur  $h$  (ou de la cote  $z$ ) (Fig. 1). Le volume stocké dans l'élément de discrétisation du milieu a donc en principe l'expression :

$$\Omega(h) = \int_{z=0}^{z=h} S_s(z) \cdot dz$$

Eq. 2



**Fig. 1 : Stockabilité  $S_s(z)$  différentes suivant la hauteur  $z$  considérée.**  
 ( $S_s(z)$  correspond à la surface grisée sur chacune des 3 coupes de la zone d'obstacle).

Cette stockabilité  $S_s(z)$ , est l'analogie du coefficient de porosité utilisé pour les milieux poreux et qui intervient de la même façon dans l'équation de continuité du milieu poreux. C'est d'ailleurs le terme de « **porosité urbaine** » que Braschi et al. utilisent pour décrire le rapport constant  $S_s/S_o$ .

## **V-C.2. Les modèles d'écoulement**

Le modèle d'écoulement se présente souvent sous la forme d'un modèle de pertes de charge reliant la vitesse apparente d'écoulement au sein de l'objet, au gradient de charge hydraulique. Les analogies avec d'autres situations offrent à cet effet des formulations intéressantes.

### **V-C.2.a. Approche continue style milieu naturel pour les tissus urbains lâches.**

Pour les structures urbaines « *particulaires* », l'analogie hydraulique avec les milieux naturels semble assez pertinente ce qui nous incite à définir, pour une direction d'écoulement donnée, une perte de charge linéaire dépendant de façon quadratique de la vitesse d'écoulement. C'est la formulation unidimensionnelle suivante :

$$V(h) = K R_H(h)^{2/3} \sqrt{J} \quad \text{Eq. 3}$$

où  $R_H(h)$  est le rayon hydraulique de la section d'écoulement dépendant de la hauteur d'eau  $h$ , où  $K$  est un coefficient de rugosité de type Manning Strickler, où  $V(h)$  et  $J$  sont respectivement la vitesse moyenne de l'écoulement au travers de la section d'écoulement et le gradient de charge hydraulique.

Ce modèle de pertes de charge a déjà été fréquemment utilisé en milieu urbain comme nous l'avons mentionné dans le chapitre II.C.5. La difficulté réside dans la détermination du rayon hydraulique et du paramètre de rugosité. Ce paramètre de rugosité n'a pas grand chose à voir avec ceux utilisés pour les écoulements en milieu naturel dont on donne par ailleurs diverses formulations en fonction des conditions d'écoulement (v. Richard 1996)<sup>2</sup>. Il a un caractère plus conceptuel : en effet, si en rivière la rugosité hydraulique apparente cumule les effets de la rugosité du fond et de la variabilité locale de la géométrie du lit, la rugosité utilisée pour la description de quartiers envahis par l'eau, cumule les effets de l'ouverture du milieu, les effets de la rugosité du sol, les effets des multiples pertes de charges occasionnées au passage des multiples obstacles tels que les murets, les haies, ... et les effets de parcours allongés par la présence d'habitations que l'eau doit contourner.

Cependant, ce paramètre de rugosité garde un sens physique intuitivement voisin des paramètres de rugosité définis pour une échelle plus petite et est utilisable par les mêmes lois à bases physiques. Ce type de glissement d'échelle est fréquemment utilisé (Beven 1989 ; Refsgaard et al. 1992 ; Sugio et Degushi 1993 ; Liong et al. 1994 ; ... ) (Fig. 2).

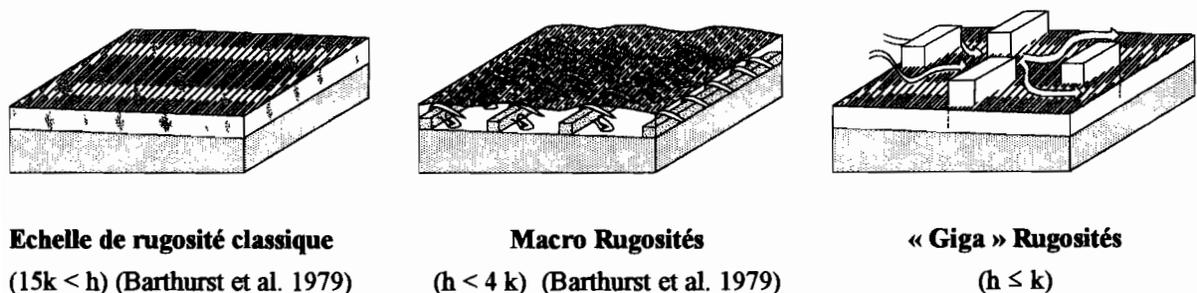


Fig. 2 : Trois échelles de rugosité.

(  $h$  = tirant d'eau (m) ;  $k$  = taille (hauteur) des rugosités (m) ).

Dans le cas de zones d'obstacles observables en milieu urbain, les éléments impliqués dans les pertes de charges peuvent avoir une taille relative vis à vis du tirant d'eau très variable, un grand nombre d'entre eux pouvant par exemple ne jamais être submergés. Ce type de situations ne semble pas encore avoir été étudié dans le monde scientifique. Il peut être judicieux de définir un taux

<sup>2</sup> Richard (1996) effectue une revue bibliographique très détaillée des différentes formulations de pertes de charge pour les différents types de rugosité utilisés par les hydrologues et les hydrauliciens jusqu'à présent.

d'encombrement moyen du milieu destiné à prendre en compte la réduction de la section d'écoulement induite par la présence de ces « giga-rugosités » pour affiner la formulation très conceptuelle proposée précédemment (Eq. 3).

Remarques :

Le débit  $Q$  transitant par une section d'écoulement  $S(h)$  est obtenu à partir de l'expression suivante :  $Q = S(h).V(h)$  si la vitesse  $V(h)$  est la vitesse moyenne dans cette section.

Par ailleurs, l'équation (Eq. 3) peut se mettre sous la forme suivante :

$$q(h) = \left( \frac{K.S(h).R_H(h)^{2/3}}{B} \right) \cdot \sqrt{J} \quad \text{ou encore} \quad J = b(h) \cdot q(h)^2 \quad \text{Eq. 4}$$

où  $q(h)$  est le débit moyen par unité de longueur,  $B$  est la longueur totale de la section en travers, et  $b(h)$  un coefficient de proportionnalité dépendant de la hauteur d'écoulement.

V-C.2.b. Approche continue de type "milieux poreux" pour les blocs urbains denses :

On peut se trouver aussi dans le cas d'un OUR très encombré comportant suffisamment de chemins hydrauliques pour que les écoulements puissent le traverser, mais en nombre relativement limité pour que les flux restent faibles. Les multiples pertes de charges occasionnées lors de la traversée du milieu vont a priori conduire à un écoulement moyen de faible Nombre de Reynolds. L'analogie hydraulique entre blocs urbains et milieux poreux est attrayante : on peut envisager de modéliser la vitesse moyenne des flux traversant un bloc urbain isotrope par une modèle conceptuel linéaire du type :

$$\mathbf{V} = - K \cdot \text{grad } H = - K \cdot \mathbf{J} \quad \text{Eq. 5}$$

où  $\mathbf{V}$  et  $\mathbf{J}$  sont la vitesse d'écoulement et le gradient de charge hydraulique, où  $H$  est la charge hydraulique et où  $K$  est la conductivité du milieu.

**Cas du milieu non isotrope :**

Le modèle précédent peut être généralisé pour les milieux urbains non isotropes de la même façon que pour les milieux poreux (cf. § IV.D.3.). Le modèle de fonctionnement deviendra alors :

$$\mathbf{V} = - \overline{\mathbf{K}} \cdot \text{grad}(H) = - \overline{\mathbf{K}} \cdot \mathbf{J} \quad \text{avec} \quad \overline{\mathbf{K}} = \begin{pmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{xy} & K_{yy} \end{pmatrix} \quad \text{Eq. 6}$$

où  $\mathbf{V}$  et  $\mathbf{J}$  sont les vecteurs vitesse et perte de charge de coordonnées respectives  $(V_x, V_y)$  et  $(J_x, J_y)$  ; et où  $\overline{\mathbf{K}}$  est le tenseur de conductivité du milieu.

**Conductivité et transmissivité :**

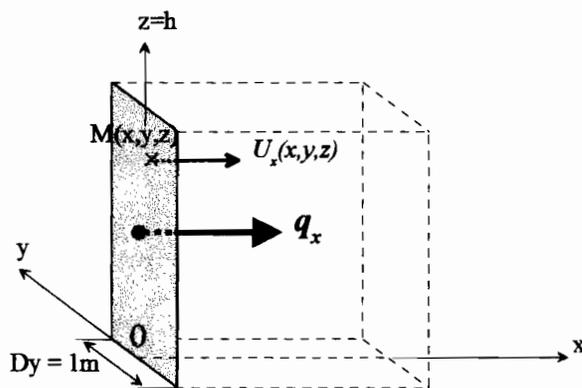
*Transmissivité d'une nappe à surface libre en milieu poreux.*

Dans le cas des milieux poreux, le vecteur vitesse  $\mathbf{V}$  du modèle de Darcy est une variable locale attachée au point  $M$  de coordonnées  $(x, y, z)$ . Le tenseur de conductivité est aussi attaché au point  $M$ . Ses composantes  $K_{ij}$  sont a priori variables dans l'espace et en particulier en fonction de la hauteur :  $K_{ij} = K_{ij}(x, y, z)$ . Pour l'étude du comportement d'une nappe à surface libre en milieu poreux, les hydrogéologues définissent alors la **transmissivité** suivant la direction  $Ox$  de la nappe. Elle est notée  $T_{xx}$  et elle est définie par l'intégrale suivante :

$$T_{xx}(h) = \int_{z=0}^{z=h} K_{xx}(x, y, z). dz \quad \text{Eq. 7}$$

où  $h$  est la hauteur de la nappe contribuant à l'écoulement. En supposant que la direction  $Ox$  constitue une des directions d'anisotropie du milieu poreux, le débit  $q_x$  traversant une surface fictive verticale perpendiculaire à la direction  $Ox$ , de hauteur  $h$  et de largeur unité (Fig. 3) sera donné par :

$$q_x = \int_{z=0}^{z=h} U_x(x, y, z). dz = -T_{xx}(h) \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{Eq. 8}$$



$$q_x = \int_{z=0}^{z=h} U_x(x, y, z). dz$$

avec

$$U_x = -K_{xx}(x, y, z) \frac{\partial h}{\partial x}$$

**Fig. 3 : Transmissivité d'une nappe de hauteur  $h$  (in de Marsily 1994 (modifié)).**

Par conséquent, pour un même gradient de charge hydraulique  $\frac{\partial h}{\partial x}$ , le débit  $q_x$  dépend de la hauteur  $h$  par le biais de la transmissivité  $T_{xx}(h)$  qui est une fonction croissante de  $h$ . Si la conductivité dans la

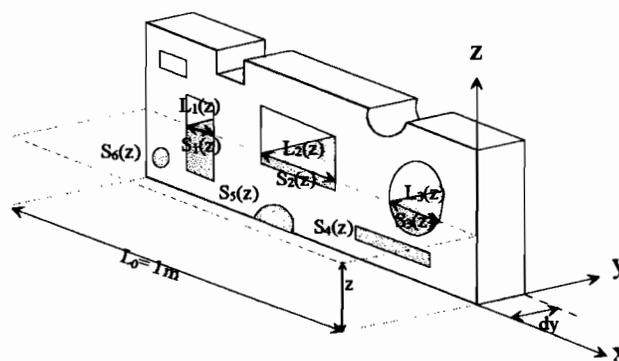
direction  $Ox$  en un point  $M(x,y,z)$  du milieu poreux est indépendante de la hauteur  $h$  ( $K_{xx}=c^{xx}$ ), la transmissivité  $T_{xx}(h)$  devient une fonction linéaire de la hauteur :  $T_{xx}(h) = K_{xx} \cdot h$  ; le débit  $q_x$  est alors proportionnel à la surface de la section d'écoulement.

Pour la nappe à surface libre de hauteur  $h$ , on peut définir un tenseur de transmissivité dont les différentes composantes seront données par le même type d'intégrale que celle de l'équation Eq. 7. Ce tenseur de transmissivité  $\overline{\overline{\mathbf{T}}}(h)$  permet alors d'exprimer sous forme vectorielle le débit  $\mathbf{q}$  par tranche d'écoulement de un mètre de largeur (Eq. 9).

$$\mathbf{q} = - \overline{\overline{\mathbf{T}}}(h) \cdot \mathbf{J} \quad \text{avec} \quad \overline{\overline{\mathbf{T}}}(h) = \begin{pmatrix} \int_0^h K_{xx} dz & \int_0^h K_{xy} dz \\ \int_0^h K_{xy} dz & \int_0^h K_{yy} dz \end{pmatrix} \quad \text{Eq. 9}$$

#### *Transmissivité d'une zone bâtie.*

Dans le cas du milieu urbain, c'est bien aussi une transmissivité qui nous intéresse. On peut s'inspirer de la méthode précédente pour définir un tenseur de transmissivité qui dépendra aussi de la hauteur de submersion du milieu. On peut probablement considérer aussi, en première approximation, que cette transmissivité sera une fonction linéaire de la section d'écoulement  $S(h)$  observée dans le milieu pour la hauteur de submersion  $h$ . En milieu urbain, cette section n'est pas une fonction linéaire de la hauteur puisque l'encombrement du milieu est en général variable suivant la hauteur. Ceci est illustré sur la figure Fig. 4.



**Fig. 4 : Variabilité de la section d'écoulement  $S(h)$  en fonction de la hauteur.**

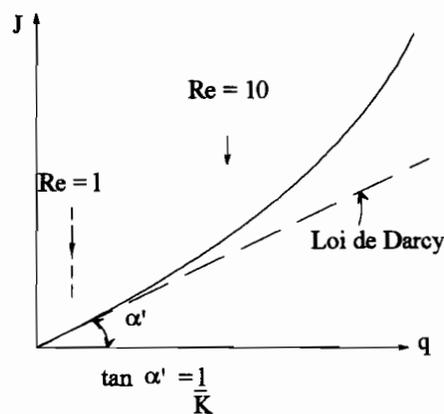
La transmissivité d'une tranche d'une zone bâtie quelconque de longueur  $L_0 = 1\text{m}$  et de hauteur  $h$  serait en première approximation une fonction linéaire de la section d'écoulement  $S(h)$ .

***V-C.2.c Approche continue pour les structures intermédiaires.***

On peut aussi envisager de modéliser le comportement des structures de bâti intermédiaires entre les structures de bâti lâches et les structures de bâti très encombrées par une combinaison des différents modèles précédents. On peut encore, dans ce cas de figure, s'inspirer des modèles de comportement déterminés pour les milieux poreux et fracturés lorsque les écoulements ne sont plus laminaires.

***Modèles de comportement pour les milieux poreux dans le cas des écoulements non laminaires.***

Lorsque le nombre de Reynolds  $Re$  devient supérieur à une limite comprise entre 1 et 10, la relation entre la vitesse apparente d'écoulement  $V$  et le gradient de charge devient non linéaire .



**Fig. 5 : Relation entre le gradient de charge hydraulique et la vitesse apparente d'écoulement ou débit spécifique  $q$  (in Bear 1988) .**

De multiples formulations pour un écoulement unidimensionnel non laminaire ont été proposées pour prendre en compte cette non linéarité : certaines sont issues de l'intégration des équations de Navier-Stokes dans lesquelles on a gardé les termes d'inertie (Ward 1964 ; Carman 1937 cité par Bear 1988). Elles ont toutes une forme voisine de la relation de Forchheimer (1901) la plus couramment utilisée qui exprime le gradient de charge sous la forme suivante :

$$|J| = W.V + b.V^2 \tag{Eq. 10}$$

où  $J$  est le gradient de charge hydraulique,  $V$  la vitesse apparente du fluide, où  $W$  est la résistivité du milieu (inverse de la conductivité  $K$ ) et où  $b$  est une constante <sup>3</sup>. Une formulation tridimensionnelle a été proposée par Bachmat (1965) pour un milieu anisotrope sous la forme :

<sup>3</sup> Pour les milieux poreux, le terme quadratique est à attribuer à l'inertie du fluide (dissipation d'énergie dans les pores, les pertes étant analogues aux pertes dans les coudes ou étranglement dans les conduites). Les forces

$$-\overline{\mathbf{K}} \cdot \mathbf{J} = \left( 1 + \frac{V \cdot \beta}{n \cdot \nu} \right) \cdot \mathbf{V} \quad \text{Eq. 11}$$

où  $n$  est la porosité du milieu,  $\nu$  la viscosité cinématique du fluide et  $\beta$  un coefficient défini par l'orientation des filets liquides.

*Application à un tissu urbain quelconque.*

En s'inspirant des remarques précédentes, **une formulation générale pour les écoulements à travers un tissu urbain assimilable à un milieu continu** pourrait être du même type :

$$-\overline{\mathbf{T}(h)} \cdot \mathbf{J} = (1 + \alpha \cdot q) \cdot \mathbf{q} \quad \text{Eq. 12}$$

où  $\overline{\mathbf{T}(h)}$ , la transmissivité du milieu, et  $\alpha$  seraient des paramètres à déterminer en fonction de la structure interne du milieu (le premier étant une fonction de la hauteur de submersion du milieu  $h$ ), et où  $\mathbf{q}$  serait le vecteur débit par tranche d'écoulement de un mètre de largeur.

*Remarque :*

*Le lecteur pourra observer que l'on peut retrouver l'une ou l'autre des formulations proposées précédemment pour la modélisation des écoulements en milieu urbain (cf. approche milieu naturel (Eq. 4), ou approche milieu poreux (Eq. 9)).*

**V-C.2.d. Quelques remarques sur les approches milieu continu précédentes.**

***Sections d'écoulement réduites.***

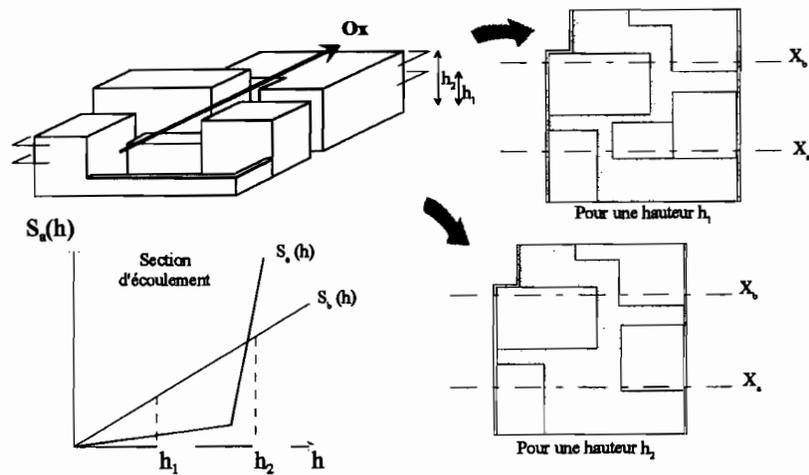
Nous avons supposé que la transmissivité dépendait de la section d'écoulement  $S(h)$  définie par l'ouverture du milieu pour la hauteur de submersion  $h$  (cf. §V.C.2.b). Cette section d'écoulement  $S(h)$  est difficile à définir. En effet, le milieu urbain, et en particulier les zones d'obstacles, est fortement discontinu. De ce fait, l'encombrement d'un chemin potentiel d'écoulement, orienté dans la direction principale d'écoulement imposée par la topographie, peut être très variable suivant les sections en travers observées. Pour une hauteur de submersion  $h_1$  du milieu, la section d'écoulement  $S_a(h_1)$ , observée à l'abscisse  $x_a$  du chemin d'écoulement, pourra être beaucoup plus petite que la section d'écoulement  $S_b(h_1)$  observée à l'abscisse  $x_b$  (Fig. 6). De ce fait, pour un chemin d'écoulement donné,

---

d'inertie sont pour des Reynolds faibles négligeables devant les forces de frottement visqueux sur les parois de la matrice (Bear 1988 ; De Marsily 1994).

la section d'écoulement à prendre en compte pour la détermination de la transmissivité du milieu correspondant à la hauteur de submersion  $h_1$  sera probablement la section d'écoulement la plus petite observée sur le trajet parcouru par l'eau.

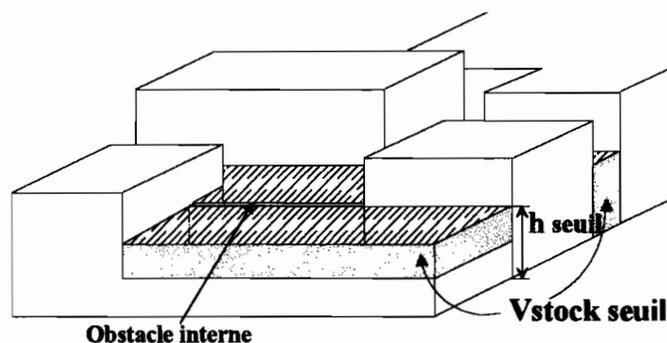
Cette section d'écoulement minimum ne sera d'ailleurs pas forcément observée à la même abscisse si l'on considère deux hauteurs de submersion  $h_1$  et  $h_2$  différentes. Enfin, les différents obstacles qui se trouvent dans un OUR donné, peuvent contraindre les écoulements à avoir une certaine hauteur avant que la traversée du milieu soit possible. En d'autres termes, la section d'écoulement minimum permettant le transit des écoulements dans le milieu peut être nulle pour toute hauteur  $h$  inférieure à une hauteur de seuil  $h_{seuil}$  donnée (Fig. 7).



**Fig. 6 : Variabilité de la section d'écoulement le long d'un chemin d'écoulement dirigé dans la direction principale d'écoulement  $Ox$ .**

### *Seuils de transmissivité.*

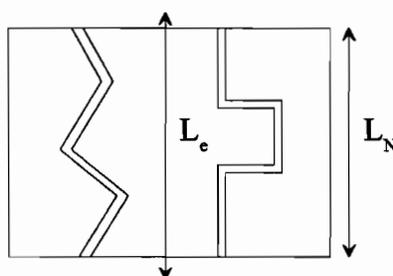
Le milieu est aussi parsemé de diverses dépressions ou vides (dépressions superficielles, sous-sols) qui devront être remplis avant qu'un flux ne puisse en sortir. On peut donc avoir besoin de prendre en compte deux seuils conditionnant l'apparition de flux traversant de part en part un OUR : **un seuil en volume** lié au remplissage nécessaire des différentes poches internes au milieu et **un seuil en hauteur** lié à la hauteur des plus hauts obstacles incontournables présents dans le milieu. Les modélisations proposées précédemment pourraient n'être utilisées qu'une fois ces deux seuils atteints et une modélisation différente pourrait être envisagée pour modéliser la phase préliminaire de remplissage du milieu.



**Fig. 7 : Seuils conditionnant la transmissivité d'une zone bâtie.**  
(Seuil en volume stocké et seuil en hauteur)

***Tortuosité des chemins hydrauliques.***

Les paramètres intervenant dans les modèles précédents dépendent certainement de différentes autres caractéristiques du milieu à identifier et en particulier de la tortuosité moyenne des drains (v. Bear 1988). Pour les milieux poreux, cette tortuosité est souvent prise en compte dans la détermination de la perméabilité de façon simple par le biais d'un coefficient d'allongement de parcours. Ce dernier correspond au rapport entre la longueur moyenne réelle des drains  $L_e$  (chemin effectif du fluide) sur la longueur du milieu poreux étudié  $L_N$  (chemin apparent du fluide) (Sahel 1996) (Fig. 8).



**Fig. 8 : Allongement de parcours du fait de la tortuosité des drains.**

La tortuosité des chemins hydrauliques constituant une zone d'obstacle, est certainement aussi un paramètre intéressant à considérer pour déterminer la transmissivité du bâti. Dans la mesure où il s'agit d'écoulements à surface libre, les changements de direction ont en effet une importance significative du fait des pertes d'énergie qu'ils induisent. On pourrait définir, par exemple, un indice de tortuosité à partir des angles des différents changements de direction observés dans l'axe principal d'écoulement imposé par la topographie. La transmissivité serait alors une fonction décroissante de la tortuosité moyenne des chemins d'écoulements observés dans le milieu.

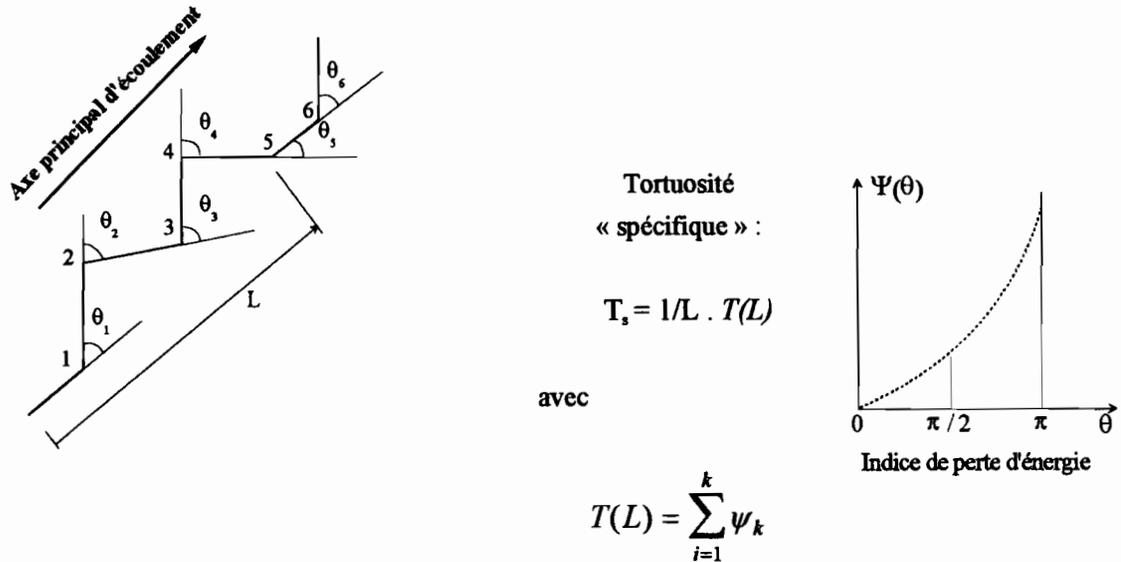


Fig. 9 : Définition possible d'une tortuosité spécifique  $T_s$ , à partir d'un indice de perte d'énergie  $\psi(\theta)$  et des divers changements de directions d'angles  $\theta_i$  induits par la tortuosité des drains.

### V-C.3. Le cas particulier des discontinuités importantes du milieu.

Les différentes modélisations proposées précédemment se réfèrent à un Objet Urbain Représentatif dont l'occupation de l'espace est supposée homogène, que ce soit du point de vue de la distribution des obstacles que des vides ou éléments drainants. On peut cependant observer dans le milieu urbain des discontinuités importantes telles que des singularités dont l'impact sur les écoulements est prépondérant et qui ne peuvent donc pas être intégrées dans un OUR. Ces singularités, nécessitent alors une modélisation propre.

C'est le cas de certains milieux urbains très cloisonnés et qui peuvent être représentés en première approximation par différents casiers séparés par des façades (murs mitoyens, façade d'immeubles) « percées » par diverses ouvertures. Ces casiers ont une structure impropre à une approche milieu continu. En effet, de même que pour les singularités de type seuil ou orifice, les flux échangés entre ces casiers dépendent uniquement, a priori, d'une part de la densité et de la géométrie des ouvertures et, d'autre part, des charges hydrauliques respectives dans les deux casiers.

Une modélisation originale permettant de déterminer les flux échangés entre de tels casiers à travers la façade qui les sépare est présentée et discutée par la suite. Cette modélisation conduit en particulier à définir la pénétrabilité d'une façade séparant deux objets urbains.

## **V-D. Conclusion.**

Nous suggérons donc que le comportement de tout Objet Urbain Représentatif (OUR) peut être en fait modélisé à l'aide de trois indicateurs qui dépendent des caractéristiques physiques du milieu, et qui sont a priori fortement liés, pour les deux premiers, à la structure de ce milieu :

- **Sa pénétrabilité** : ce terme est réservé à la description des façades des OURs. On entend par façade toute section verticale (au sens de coupe) d'un OUR donné. La pénétrabilité d'une façade correspond à sa capacité à laisser entrer ou à laisser sortir de l'eau : elle dépend de la surface et de la densité des ouvertures dans la façade considérée, capables de laisser rentrer l'eau. Cette propriété, relative à une direction d'écoulement donnée, dépend aussi de la hauteur. C'est a priori une caractéristique purement géométrique du milieu.
- **Sa transmissivité** : elle correspond pour un OUR donné à sa capacité à être traversé par les écoulements. Elle dépend de l'ouverture des différentes façades internes et externes le composant mais aussi de leur organisation relative. Il suffit en fait d'un seul obstacle imperméable ou totalement impénétrable traversant l'OUR pour que ce dernier ne puisse pas transmettre d'eau dans la direction perpendiculaire correspondante. La transmissivité est donc **une propriété globale de l'OUR** ; elle dépend de la hauteur et elle est aussi relative à une direction donnée. Elle peut revêtir des allures différentes suivant le type de modèle de comportement choisi pour représenter le fonctionnement de l'OUR.
- **Sa stockabilité** : qu'il soit transmetteur ou non, un OUR possédant au moins une façade externe pénétrable, emmagasinera, souvent de façon temporaire, lors de l'inondation des voies ou des quartiers adjacents, une quantité d'eau fonction de l'espace disponible en son sein, c'est à dire fonction de la densité du bâti qui le compose. Cette **capacité de stockage interne**, qui est **une propriété du cœur de l'OUR**, varie aussi en fonction de la hauteur.

La modélisation du comportement d'un OUR peut a priori se faire à l'aide de la propriété de stockabilité et de l'une ou l'autre des deux propriétés de transmissivité et de pénétrabilité. Ces trois propriétés semblent nécessaires et suffisantes pour pouvoir représenter le comportement hydraulique de tout obstacle ou zone d'obstacle composant le milieu urbain.

A l'inverse des propriétés de stockabilité et de porosité, la pénétrabilité n'a pas véritablement d'équivalent parmi les caractéristiques utilisées pour décrire les milieux poreux dans la mesure où elle est attachée à une coupe quelconque du milieu. Son intérêt est manifeste dans le cas de milieux cloisonnés et elle sera étudiée plus en détail dans la suite de ce travail.

## **PARTIE II**

### **INFLUENCE DES ZONES BATIES SUR LA DYNAMIQUE DE CRUE**

**Le cas des zones bâties de Ouagadougou**

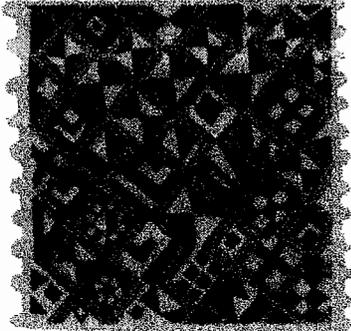


*L'objet de cette partie est d'évaluer dans quelle mesure les zones bâties peuvent avoir une influence sur la dynamique d'une crue. Le premier chapitre pose le contexte particulier dans lequel a été réalisée cette étude : nous présentons à cet effet la ville de Ouagadougou (capitale du Burkina Faso), les problèmes qui s'y posent en matière d'inondation pluviale, les différents types de quartiers qu'on y trouve et la structure particulière des quartiers d'habitat individuel. Nous présentons par ailleurs les données à partir desquelles nous effectuerons les travaux présentés ensuite et en particulier, les relevés de pénétrabilité réalisés sur trois quartiers différents de la ville.*

*Le deuxième chapitre aborde le problème des zones bâties en tant qu'objets urbains potentiellement transmetteurs de flux. L'objectif de ce chapitre est d'évaluer dans quelle mesure les flux transités par la partie bâtie d'un quartier donné peuvent être négligés en comparaison des flux transités par les axes principaux d'écoulement constitués, dans le cas particulier de cette étude, par les rues du quartier. Différents critères de comparaison sont à cet effet définis et l'étude est effectuée pour les trois quartiers mentionnés ci-dessus.*

*Le troisième chapitre traite du rôle du bâti dans le laminage des crues d'origine pluviale. L'objectif de ce chapitre est de déterminer dans quelles conditions il est possible de négliger le volume d'eau stocké par les zones bâties inondées, et par conséquent soustrait à la crue, lors d'une inondation pluviale. L'étude a été, à cet effet, effectuée pour des zones bâties et des événements pluvieux de caractéristiques différentes.*





## VI- Le milieu étudié : Ouagadougou.

La ville de Ouagadougou a été choisie pour les différentes raisons suivantes :

1. L'ORSTOM et différents autres organismes y ont déjà réalisé plusieurs études hydrologiques (Le Barbé 1982, CIEH 1984, Puech et Chabi-Gonni 1984, Bouvier 1990, Lamachère 1993, Hingray 1995, Kane 1996).
2. Une étude visant à faire le diagnostic des problèmes existant en terme d'inondation, a été menée conjointement par le CIEH <sup>1</sup> et par le GTAH en 1993 (PACVU 1993, Morel A l'Huissier 1993). En particulier, différentes cartes des zones inondables ont été établies et couvrent l'ensemble de la ville.
3. Plusieurs autres études ont été réalisées concernant en particulier différentes problématiques liées à l'urbanisme (Jaglin 1991, sur *l'eau et l'urbanisme* Morel A l'Huissier 1997, sur *la croissance urbaine et l'imagerie satellitaire* (Cherel 1993)).

---

<sup>1</sup> CIEH : Centre Inter africain d'Etudes Hydrauliques - Ouagadougou.  
GTAH : Bureau d'Ingénieurs Conseils ouagalais - Ouagadougou.  
PACVU : Projet d'Amélioration des Conditions de Vie Urbaine à Ouagadougou.

## **VI-A. Contexte hydro-géographique :**

### **VI-A.1. Géomorphologie.**

La ville de Ouagadougou est située sur le plateau Mossi couvrant une majeure partie du Burkina Faso. Le relief y est très amorti et les pentes du terrain naturel varient entre 0,6 et 1,5%. La ville est couverte par 7 bassins versants se répartissant autour d'un marigot central qui coupe la ville dans un axe Est Ouest et sur lequel ont été aménagés trois barrages (ces derniers servent en partie à alimenter la ville en eau potable).

### **VI-A.2. Pluviométrie.**

La région de Ouagadougou appartient à la zone du climat nord-soudanien caractérisé par deux flux d'air (PACVU 1993):

- *l'harmattan*, vent chaud et sec le jour, frais la nuit de direction NE-SW, provenant des hautes pressions sahariennes ;
- *la mousson*, humide, de direction SO-NE, provenant des basses pressions océaniques, qui amène les nuages de la saison pluvieuse.

Ces deux types de vent déterminent un régime saisonnier très contrasté :

- *une saison sèche* d'environ 8 mois (Octobre à Mai) ;
- *une saison pluvieuse* d'environ 4 mois (Juin à Septembre) précédée et suivie d'orages épars. Le maximum mensuel des pluies est en Août.

A Ouagadougou, la pluviométrie annuelle est principalement mesurée à trois stations : Aéroport, Mission et Ouaga Ville (l'aéroport est situé dans la ville). Les données concernant les pluies utilisées dans certains des chapitres suivants ont été tirées de la série chronologique observées à la station Aéroport sur 23 années (de 1954 à 1977). Les études hydrologiques réalisées dans les années 80 par le feu CIEH et par l'ORSTOM permettent de se donner une idée sur l'intensité des pluies : en 30mn, il pleut 31 mm tous les ans, 42 mm tous les 5 ans et 68mm tous les 20ans (Le Barbé 1982, CIEH 1984).

### **VI-A.3. Ouagadougou et les inondations :**

#### **Surfaces touchées par les inondations.**

Le rapport, qui établit le diagnostic des problèmes posés par l'évacuation des eaux pluviales dans Ouagadougou, a été effectué sur la base d'enquêtes terrains (PACVU 1993). Une centaine de zones

plus ou moins inondables ont été repérées. Les résultats de l'enquête ont permis de distinguer des inondations de courte durée (inférieure à quelques heures) de moyenne durée (un à deux jours) et de longue durée (toute la saison des pluies). Ces inondations sont essentiellement de type pluvial.

Les causes inventoriées les plus fréquentes sont les suivantes : installation en zone de dépression ; installation dans des zones plates sans ruissellement préférentiel ; installation sur un axe de ruissellement ou au bord d'un marigot qui déborde ; manque d'issue pour les ruissellements (mauvaise conception ou absence d'entretien des axes de drainage) ; manque d'infrastructure d'assainissement ...

La carte (Fig. 1) localise les différentes zones qui ont été inondées lors de l'un ou l'autre des deux événements pluvieux utilisés comme référence pour mener l'enquête (pluie de 34mm en Juin 1993 (année de l'enquête) et pluie de 138mm en mai 1991). La taille des puces positionnées sur la carte correspond à la surface maximale inondée identifiée par les enquêteurs pour l'une ou l'autre des pluies (tailles des puces à l'échelle de la carte). Au total plus de 13% de la superficie totale de la ville a été touché par les inondations lors des ces événements.

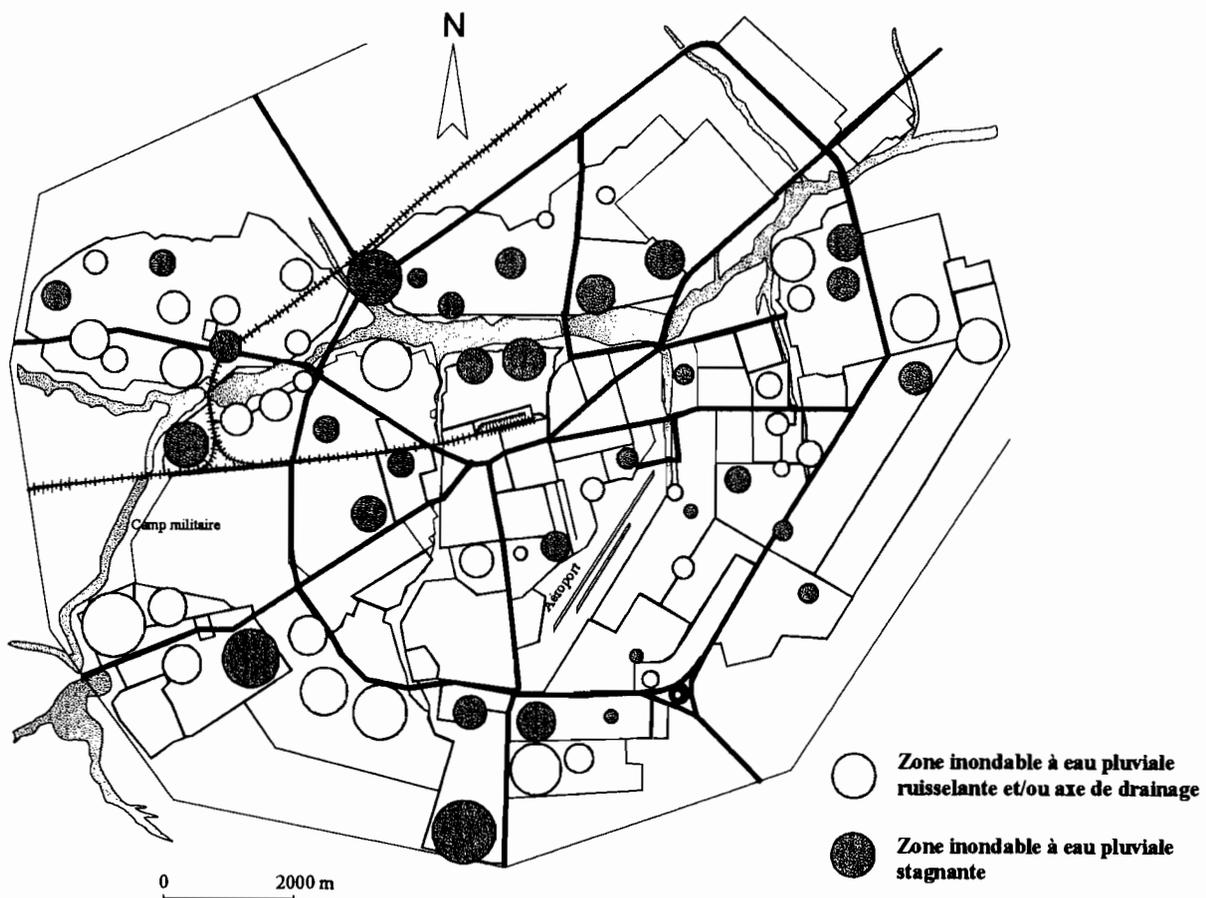


Fig. 1 : Carte des zones inondables répertoriées à Ouagadougou.

Carte établie à l'aide des données contenues dans différentes cartes au 1/5000<sup>ème</sup> issues de l'enquête effectuée en 1993 (d'après PACVU 1993, Ouedraogo 1993 et modifié).

### **Impacts des inondations lors d'événements pluvieux exceptionnels et courants.**

Aux victimes de noyades, s'ajoutent, lors d'inondations importantes, les **dégâts matériels** sur les biens privés et les infrastructures publiques, et la **dégradation de la salubrité** des quartiers touchés. De nombreuses habitations construites en matériaux provisoires (banco, carton, ... ) sont détruites ou sérieusement endommagées par les eaux ce qui occasionne des frais de construction ou de rénovation supplémentaires rarement supportables par des ménages aux revenus souvent très faibles et non réguliers. De plus, les eaux vannes, et les eaux ménagères sont souvent, du fait de l'absence d'un réseau de collecte des eaux usées, évacuées dans des puits perdus qui ne manquent pas de dégorger dans la rue lors des grosses pluies transformant les quartiers en de véritables cloaques (PACVU 1993).

Ces désagréments sont déplorés plus généralement **pendant toute la saison des pluies** dans de nombreux quartiers, en particulier les quartiers périphériques des villes qui sont largement sous équipés. Les inondations à répétition, même lorsqu'elles sont peu importantes, nécessitent une **mobilisation permanente des ressources** des résidents pour leur auto-protection, les solutions individuelles apportées n'ayant qu'une efficacité éphémère. Apparaissent de plus de nombreuses mares insalubres qui favorisent les risques épidémiologiques et la prolifération des moustiques. (Morel A L'Huissier, 1997)

L'**environnement** est aussi **fortement dégradé** : l'érosion des sols à chaque pluie, accentuée par des vitesses de ruissellement et des volumes ruisselés toujours plus importants, met souvent en péril les habitations, équipements et infrastructures proches des axes d'écoulement par érosion régressive, affouillement et déchaussement des fondations (Sawadogo 1993). A l'échelle de la ville, l'**impact financier** est non négligeable : la remise en état des ouvrages publics endommagés occasionne des frais superflus, et la dégradation des chaussées, qui laisse parfois place à de profondes ravines, prive les quartiers de tout développement économique durable en dissuadant les entreprises et commerces de s'y implanter.

## **VI-B. Urbanisation et organisation spatiale de la ville.**

### **VI-B.1. Urbanisation**

En 1892, l'explorateur Binger estima la population de Ouagadougou à 5000 personnes (Atlas du Burkina Faso 1993). La ville accueillait 441 514 habitants lors du recensement de 1985 et 752 236 lors de celui de 1996 ! La croissance galopante (7,2% par an entre 1975 et 1996) est principalement entretenue par l'exode rural et par l'attrait irrésistible que représente la grande ville sur le monde rural (Cherel 1993).

Le lotissement de la ville a essentiellement été opéré en deux phases. Le Commandant de Cercle fait lotir dans les années 50 tous les quartiers qui constituent l'actuel centre ville. Le capitaine Sankara engage, à son arrivée au pouvoir en 1983, une politique radicale de lotissement et de restructuration de l'ensemble des actuels quartiers périphériques qui s'étaient développés de façon anarchique et incontrôlée depuis l'indépendance (1960) tout autour de la ville (Fig. 2). L'objectif de Sankara est alors de permettre à tout Ouagalais d'accéder à un logement légal. Même si quelques uns de ces quartiers, lotis à la fin des années 80, sont encore actuellement très faiblement urbanisés, on observe toujours à la périphérie de la ville légale différents quartiers d'habitat dit spontané.

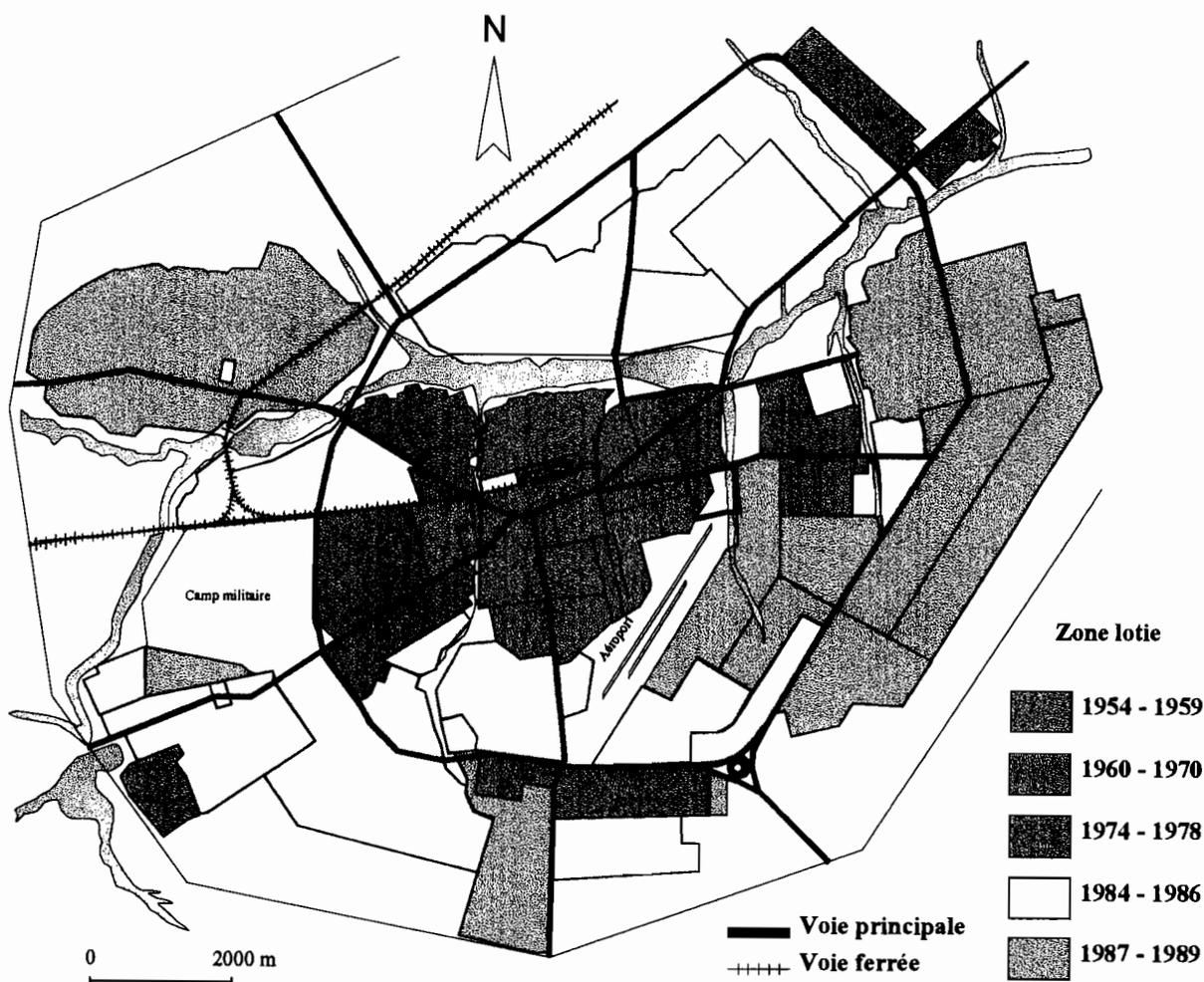


Fig. 2 : Evolution spatiale des zones bâties légales.

Les zones d'habitat spontané bordant les quartiers périphériques ne sont pas mentionnées ;

Carte établie avec l'aide de M. Bangré - Cadastre de Ouagadougou.

### VI-B.2. Types de quartiers urbains :

Actuellement, on peut distinguer différents types de quartiers urbains. Le Barbé (1980) en a proposé la classification suivante (qui est d'ailleurs plus relative à des préoccupations hydrologiques qu'à des préoccupations urbanistes).

- zones d'habitat non loti, **habitat souvent précaire** et non contrôlé, dont les équipements en matière de réseau (drainage, voirie ) sont très peu développés (habitat dit spontané). (T2) <sup>2</sup>
- zone d'habitat dense loti, constitué de **maisons de petites tailles**, en dur et généralement couvertes de tôles ondulées, **situées dans des concessions closes** (habitat traditionnel). (T3 )
- zones d'habitat dense loti, de constructions récentes, correspondant aux **grands ensembles immobiliers**. (T4)
- **zones industrielles** en périphérie de ville, bâtiments de grande taille au milieu de vastes terrains.(T5)
- **zones commerciales**, dans les centres villes et caractérisés par un taux d'occupation des sols importants. (T6)
- **zones résidentielles et administratives**, comportant un couvert végétal important sous forme arborée ou herbacée. (T7)

## **VI-C. Le tissu urbain correspondant à l'habitat individuel.**

### **VI-C.1. Organisation du tissu urbain :**

Il semble possible pour les **zones d'habitat individuel**, qui couvrent la plus grande partie de la ville (habitat loti traditionnel, habitat dense loti correspondant aux grands ensembles immobiliers, quartiers résidentiels de luxe, zones d'habitat spontané), de dégager un mode d'organisation standard, impliquant des objets de même nature, différents seulement par leur taille et leur disposition relative (Fig. 3).

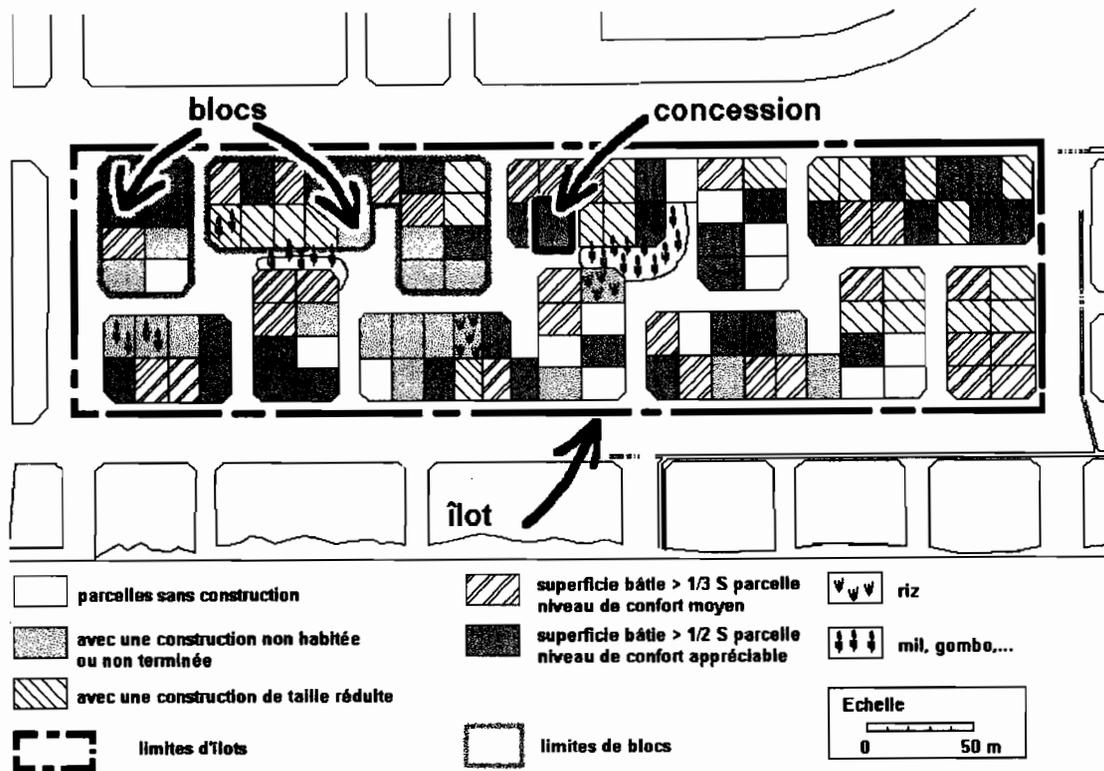
#### **VI-C.1.a. La concession.**

L'objet élémentaire est la **concession** qui correspond au lot (la parcelle) attribuée à une famille. Les concessions sont toutes aménagées sur le modèle de l'habitat rural : elles sont entourées pour la majorité d'entre elles, d'un mur d'enceinte en parpaings de 1.5m de hauteur qui ne comporte qu'une ou deux ouvertures donnant exclusivement sur la chaussée.

De ce fait, la concession est hydrauliquement isolée des concessions voisines et constitue l'unité élémentaire hydrologique et hydraulique du bâti. **Les zones bâties** correspondant à ce type d'habitat sont, par conséquent aussi, **fortement cloisonnées** (Fig. 3).

---

<sup>2</sup> Les Notations entre parenthèses sont les dénominations données au type de quartier ou au type d'occupation du sol par Le Barbé (1982). le type T1 correspond aux terrains nus avec peu ou sans habitations.



**Fig. 3 : Organisation type du tissu urbain. (une partie du quartier loti de Patte d'Oie).  
Les objets urbains élémentaires : le bloc et la concession.**

**VI-C.1.b. Le bloc de concessions.**

Les autres objets urbains identifiables sur tous les quartiers d'habitat individuel sont les **blocs de concessions**. Ils correspondent à la définition que nous avons donnée des blocs urbains dans le chapitre IV, i.e., ils sont délimités par différentes voies. Ils sont généralement constitués d'une bonne dizaine de concessions, disposées sur deux rangées, et par ailleurs jointives : il n'y a aucun espace vide entre les concessions d'un même bloc (Fig. 3).

Le bloc de concessions est certainement l'élément structurant majeur des nouveaux quartiers aménagés dans les villes africaines : c'est en effet lui qui motive le tracé des voies irriguant les quartiers et la délimitation des zones bâties. Les blocs bâtis ont fréquemment une forme rectangulaire. De ce fait, sur la majorité des quartiers lotis de Ouagadougou, la trame de la voirie est très régulière (trame en damier). Si les blocs peuvent avoir une longueur variable, ils ont la plupart du temps une largeur de 40m, ou parfois légèrement plus.

**VI-C.1.c. L'îlot d'habitations.**

Les îlots sont plus difficiles à définir que les objets précédents. Ils ne sont pas forcément identifiables sur tous les quartiers. Lorsqu'ils le sont, ils regroupent alors, de façon bien marquée, différents blocs

de concessions. Ils sont délimités par des voies beaucoup plus larges que la majorité des rues observables sur le quartier. Ces voies sont les axes routiers principaux de pénétration des quartiers ; les autres voies, de largeur plus petite, n'ont qu'un rôle de desserte locale (Fig. 3 et Fig. 7).

La structure générale de la plupart des quartiers d'habitat individuel est conditionnée par ces îlots lorsqu'ils existent ou par les blocs dans le cas contraire.

*Remarque :*

*Le comportement hydraulique de la concession africaine et du bloc de concessions en situation d'inondation seront étudiés en détail par la suite.*

## **VI-D. Données utilisées et quartiers étudiés.**

### **VI-D.1. Les relevés de pénétrabilité.**

Les propriétés de pénétrabilité et de transmissivité du milieu, définie au chapitre précédent, sont déterminées en particulier par l'ouverture du milieu. Pour l'étude des propriétés hydrauliques d'un quartier donné, un travail de terrain destiné à décrire la géométrie verticale du milieu est donc incontournable. Ce fut l'objet des relevés de pénétrabilité du milieu que nous avons effectués sur différents quartiers de Ouagadougou. Le principe de ces relevés est exposé succinctement ci dessous.

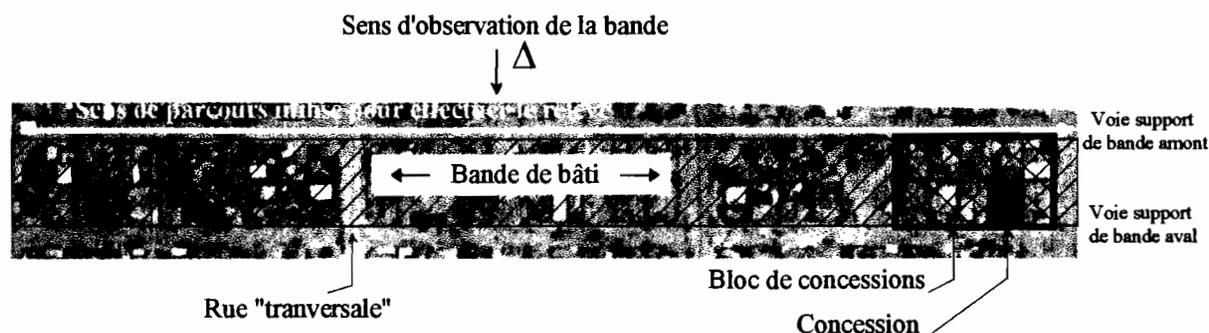
#### **VI-D.1.a. Bande de bâti - Façade de bande.**

*Remarque :*

*Nous avons présenté ci-dessus trois objets urbains correspondant à des échelles différentes : la concession, le bloc et l'îlot. La notion de bande de bâti est introduite dans le seul cadre des relevés de pénétrabilité du milieu dont le principe est exposé dans le paragraphe ci dessous : la bande de bâti correspond à la partie d'un quartier concerné par un relevé de pénétrabilité donné ; elle ne définit donc pas un objet urbain supplémentaire.*

Nous entendons par **bande de bâti**, la partie d'un quartier délimitée par deux rues ou voies directement voisines (et souvent parallèles). Les voies délimitant la bande seront appelées **voies support de bande** pour les distinguer des autres voies (Fig. 4).

Différents types d'objets composent une bande de bâti et se succèdent dans l'espace tout le long de l'une ou l'autre des voies support de bande. Ce sont pour la plupart des blocs d'habitations, des voies transversales (contenues dans la bande) reliant les deux voies support de bande, des chantiers et des espaces libres tels que des terrains de jeu, des places publiques,... La majorité des bandes de bâti observées à Ouagadougou sont constituées d'une **alternance de blocs d'habitations et de voies transversales** la plupart du temps perpendiculaires à l'une des deux voies support de bande.



**Fig. 4 : Bande de bâti sur le quartier de Wentenga  
(Ouagadougou Est - photographie aérienne au 1/25000<sup>ème</sup>)**

Nous entendons par **façade d'une bande de bâti relative à l'une des deux voies support** de la dite bande, la façade verticale définie par tous les éléments du paysage urbain contenu dans la bande et bordant la dite voie. La façade est une surface verticale qui n'est pas forcément plane dans la mesure où la voie support peut avoir une certaine sinuosité.

#### VI-D.1.b. Principe des Relevés de pénétrabilité.

Etudier la pénétrabilité d'un quartier consiste en pratique à décrire les éléments constituant les bandes de bâti du quartier de la façon dont ils sont perçus par les écoulements, en prenant soin de noter les ouvertures, les obstacles imperméables (hauteur, largeur) et les obstacles semi-perméables (haies végétales par exemple).

Nous avons donc été amenés à effectuer des relevés de terrain permettant d'avoir accès aux caractéristiques géométriques et topographiques des différents éléments constituant plusieurs bandes de bâti. Les bandes étudiées ont été décrites en parcourant une seule des deux voies support de bande. Par la suite, nous appellerons la voie à partir de laquelle a été effectué le relevé, la **voie support de bande amont**. La voie support de bande non utilisée pour le relevé sera dénommée **voie support aval** de la bande.

***VI-D.1.c. Eléments décrits - Critères de description.***

Pour faciliter la tâche des enquêteurs, les éléments décrits sont en premier lieu ceux contenus dans la façade de la bande située sur la voie support amont. Différentes autres informations relatives aux éventuels arrières plans observés entre la façade amont et la façade aval de la bande ont été aussi relevées.

Les critères de description de la façade amont concernent deux thèmes, **la voirie et le bâti**. Les critères apparaissent sous trois formes principales qui sont :

- le matériau de l'élément observé et en particulier la **densité moyenne des vides** éventuels qui le composent ;
- **la géométrie de l'élément** et en particulier sa longueur ( $L_e$ , mesurée en pas de l'enquêteur) et sa hauteur ( $h_s$ , hauteur de l'obstacle estimée en cm) ;
- **la nature de l'élément** permettant une interprétation thématique plus globale de la bande.

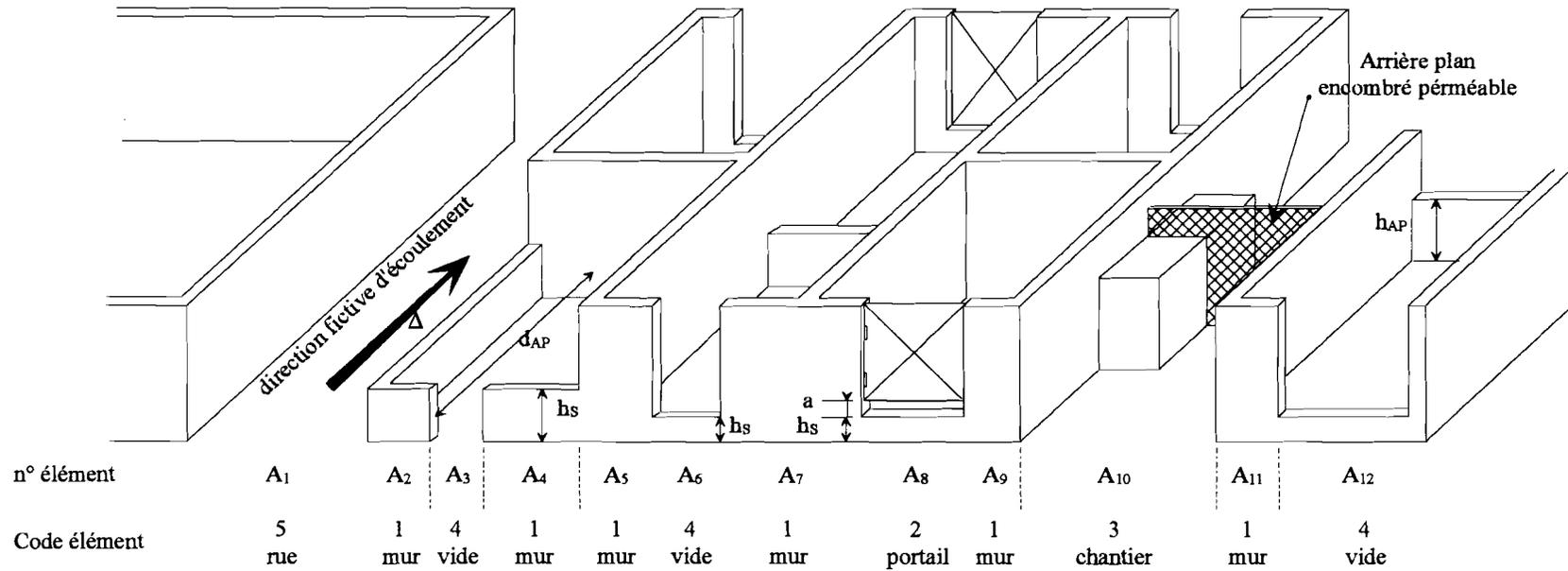
La discontinuité d'un des critères précédents pour la façade décrite, marque la limite entre deux éléments distincts de la façade. Nous avons distingué différents types d'éléments, identifiés dans le questionnaire d'enquête à l'aide du code descripteur précisé dans le Tableau 1.

Type d'élément	Code descripteur
les <b>murs et murets</b> (mur d'enceinte de la concession ou mur d'habitation)	1
les voies d'accès aux concessions de type <b>portail et entrée fermée</b>	2
les <b>chantiers</b> (pas de mur de concession mais habitations dans la concession)	3
les voies d'accès aux concessions de type <b>vide ou entrée ouverte</b>	4
les <b>rues</b>	5

**Tableau 1 : Eléments décrits et codes descripteurs utilisés.**

D'autres critères de description de la bande ont été définis pour les éventuels arrières plans observables entre la façade amont et la façade aval de la bande.

Une présentation détaillée du questionnaire d'enquête et des règles d'enquête est effectuée en Annexe 5. Un exemple de relevé de pénétrabilité est présenté sur la figure (Fig. 5).



Code Élément		5	1	4	1	1	4	1	2	1	3	1
commun	$L_e$ : longueur (pas)	13	5	3	8	5	3.5	10	2	4	17	4
	$h_s$ : hauteur (cm)		40		40	150	15	150	15	150		150
densité de vides	pour code 1,2,3		0	1	0	0	1	0	1	1	0	1
matériau	pour code 1,2,5		banco		brique	brique		brique		brique		brique
mur	Surf. ouvertures ( $\emptyset$ cm)											
portails	$a$ : ouverture seuil (cm)											
rue	$L \cdot h$ : collecteur (m)	X										
AP imperm.	$d_{AP}$ : éloignement (m)		20	20	20		20				20	
AP permé.	$h_{AP}$ : hauteur seuil (cm)		150	150	150		70				100	
	$R$ : reduct. largeur (0-1)										0.5	

Fig.5 : Exemple de relevé de pénétrabilité pour une bande de bâti donnée.

### **VI-D.2. Autres données utilisées.**

D'autres documents ont été utilisés pour accéder à certaines des caractéristiques du milieu dont nous avons eu besoin par la suite. Il s'agit :

- des cartes des zones inondables et des cartes des différents bassins versants de la ville. Ces cartes ont été réalisées lors de l'étude de 1993 concernant les problèmes liés aux inondations (PACVU 1993) ;
- des cartes topographiques au 1/50 000<sup>ème</sup> établies par l'IGN couvrant la région de Ouagadougou.
- des photographies aériennes au 1/25 000<sup>ème</sup> effectuées par l'IGB en Avril 1996 et couvrant l'ensemble des quartiers de la ville. Des agrandissements de ces photographies aériennes ont été effectués au 1/5000<sup>ème</sup>. Ils concernent les 3 principaux quartiers étudiés par la suite.

### **VI-D.3. Les quartiers étudiés :**

L'étude présentée dans les chapitres suivants concerne essentiellement **trois quartiers**. Nous y avons effectué pendant *l'hivernage* 1996 (la saison des pluies) différentes mesures, dont les relevés de pénétrabilité présentés précédemment. Ces quartiers sont relativement homogènes du point de vue de l'occupation des sols. Ils font tous partie de la commune de Bogodogo située en périphérie Sud Est de la ville. L'un est un **quartier d'habitat dit spontané** et les deux autres **des quartiers lotis plus ou moins anciens**.

D'autres quartiers ont fait l'objet d'une étude relative au rôle des zones bâties sur le laminage des inondations d'origine pluviale dans le chapitre VIII. Ils seront présentés à ce moment là. Tous ces quartiers sont situés sur la figure (Fig. 6).

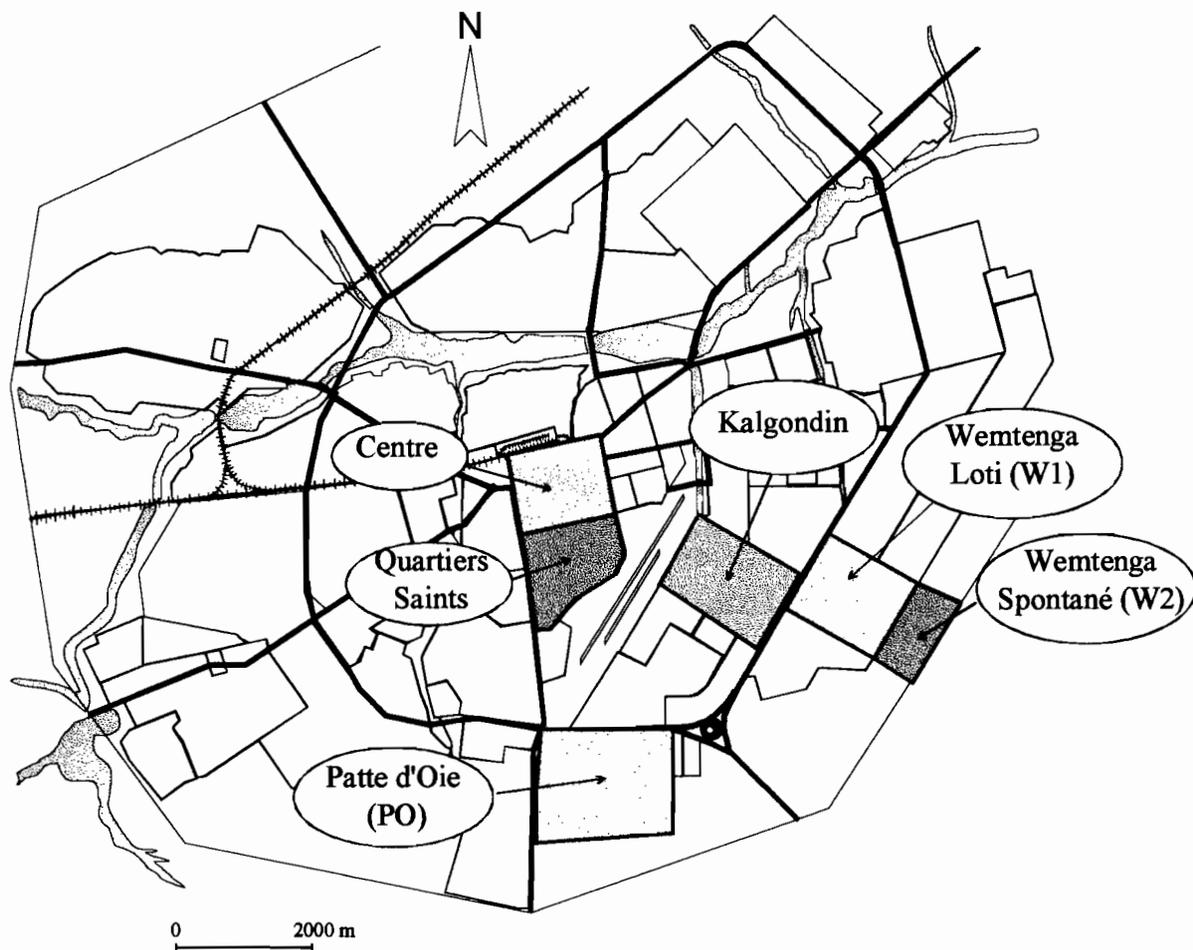


Fig. 6 : Situation des différents quartiers étudiés.

Pour chacun des trois quartiers qui ont fait l'objet de l'étude de pénétrabilité, 7 à 8 façades de voie d'une longueur moyenne de 600m ont été décrites.

#### VI-D.3.a. Le quartier loti de Patte d'Oie :

Il s'agit d'un quartier loti du secteur 15, secteur situé en périphérie sud de la ville à une distance d'une dizaine de kilomètres du centre. Le quartier a été loti en deux tranches, la première en 1978 et la seconde en 1985 (Fig. 2). La partie du quartier que nous étudions par la suite est la plus ancienne. Elle est donc **assez densément urbanisée**. Le système de voirie est régulier (quelques grands axes de pénétration du quartier complété par de nombreuses autres voies secondaires). Ce quartier dispose en outre d'un réseau de collecteurs, en nombre toutefois très limité. Les différentes concessions sont en général bien mises en valeur et la majorité d'entre elles possède un mur d'enceinte (Fig. 7).

Le choix de ce quartier a été motivé par les résultats de l'étude sur les zones inondables de Ouagadougou. Cette étude le situe, pour les 2 inondations de 1991 et de 1993 utilisées pour l'enquête, comme étant le troisième quartier le plus inondé de la ville par la superficie (112 ha submergés) (Fig. 1). Le quartier est par ailleurs régulièrement inondé chaque année (v. les cartes d'inondation d'une

partie du quartier en Annexe 6). Il a en effet été en partie loti dans un bas fond et les écoulements importants qui y transitent, doivent traverser toute une zone habitée. Ceci accentue d'autant plus les effets de l'inondation puisque les eaux sont freinées par les constructions.

Les bandes de bâti étudiées se limitent à une partie de la tranche du quartier lotie en 1978. Cette partie contient en particulier la zone régulièrement inondée. L'appellation « quartier de Patte d'Oie » (PO) fera par la suite toujours référence à ce secteur. Les façades relevées sont au nombre de 7. Les relevés ont été effectués sur une distance allant de 530 à 650m suivant les voies. Les voies sont positionnées sur la photographie aérienne du quartier présentée en Annexe 5. Elles sont appelées par la suite : *PO1a*, *PO1b*, *PO2a*, *PO2b*, *PO3a*, *PO3b* et *PO4a*. Les appellations *POia* et *POib* font référence aux façades droite et gauche de la voie N° « *i* » (par rapport au sens du relevé).

#### VI-D.3.b. Le quartier loti de Wemtenga :

Ce quartier est en limite Sud du secteur 29 lui même situé en périphérie Est de la ville à une distance d'une dizaine de kilomètres du centre ville. Il a été loti plus récemment que le précédent (1988-1989). Il est lors de l'enquête, en 1996, encore **faiblement urbanisé** et comporte un nombre important de chantiers et de concessions non occupées. Le réseau de voirie est calqué sur le modèle du damier, et est par conséquent très régulier. Il est composé de même que précédemment de quelques voies principales et de nombreuses autres voies secondaires. Le réseau de drainage artificiel y est totalement inexistant (Fig. 8).

Ce quartier a été choisi parce qu'il se situe sur le bassin versant expérimental déjà suivi par l'ORSTOM en 1992 et 1993 (Lamachère 1993, Hingray 1995). Il était alors très faiblement urbanisé et son coefficient d'imperméabilité avait été estimé à 6% (coefficient en 1996 : 12%). Il est prévu que ce bassin soit suivi à long terme de façon à pouvoir comprendre toutes les modifications de son comportement hydrologique induites par les modifications du milieu (densification de l'habitat, aménagement d'un réseau de collecteurs, stabilisation et latérisation des voiries ...).

Les bandes étudiées lors de notre enquête se situent en tête du bassin suivi en 1992 et en 1996. Les façades relevées, au nombre de 8, ont une longueur moyenne de 650m (v. plan de positionnement des façades en Annexe 5). Elles seront nommées par la suite de la façon suivante : *W0*, *W1a*, *W1b*, *W2a*, *W2b*, *W3*, *W4*, *W5*. Nous appellerons « quartier loti de Wemtenga » (*W1*) la partie du quartier couverte par les différents relevés.

#### VI-D.3.c. Le quartier d'habitat spontané de Wemtenga :

Ce quartier jouxte la limite Est du quartier loti précédent. L'habitat y est **désordonné**, d'implantation et de densité irrégulières. Il est plus dense que celui du quartier précédent. Il se concentre autour d'une artère importante provenant du boulevard circulaire (boulevard périphérique de Ouagadougou) et

irriguant le quartier loti précédent. Hormis cette large voie divisant le quartier en deux, l'ensemble du réseau de voirie est constitué d'une **multitudes de rues et ruelles** de largeur variable. Leur orientation et leur structuration semble être totalement aléatoire (Fig. 8). Le quartier ne dispose bien entendu pas de réseau d'assainissement. Il est d'ailleurs sans doute voué à être détruit dans un avenir plus ou moins proche de la même façon que les nombreux quartiers d'habitat spontané qui ceinturaient la ville avant la grande campagne de lotissement des années 80.

Ce quartier a été choisi pour sa structure très différente de celle des deux quartiers précédents. Aucune campagne hydrologique n'y a été réalisée. Ne faisant pas partie des quartiers légaux de la ville, il n'a par ailleurs pas été sondé lors de l'enquête sur les zones inondables effectuée en 1993.

Les bandes de bâti observées ont des limites moins évidentes que les bandes des quartiers précédents. Elles ont par ailleurs des formes très variées de la même façon que les rues et ruelles qui peuvent être très sinueuses. Les façades utilisées pour ces relevés ont une longueur moyenne de 510m et sont au nombre de 9 (*s1a, s1b, s2a, s2b, s3a, s3b, s4a, s4b, s5*). Elles figurent aussi sur la photographie aérienne présentée en Annexe 5. Nous appellerons quartier spontané de Wemtenga (W2) la partie couverte par ces relevés.

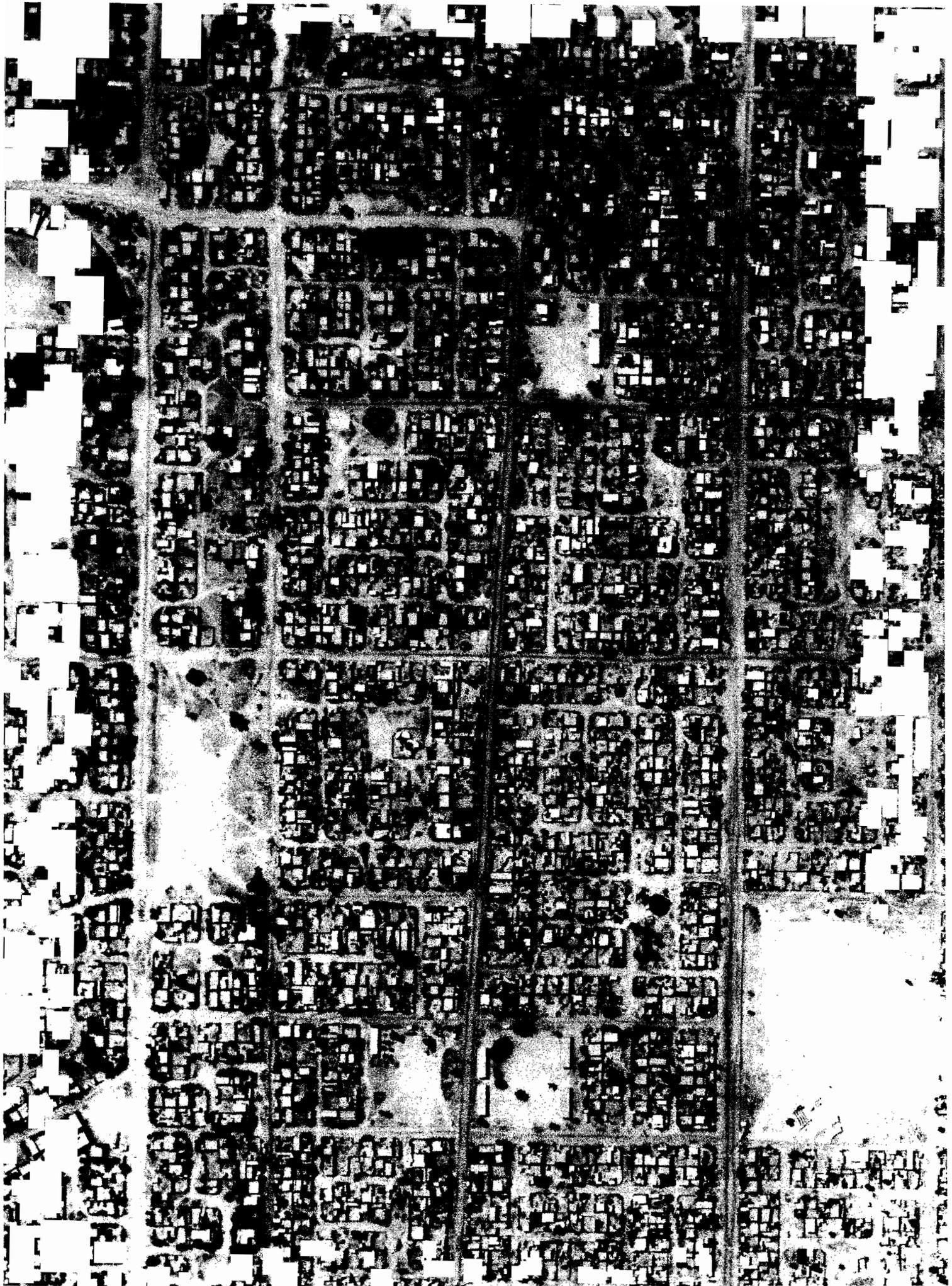
*Pages suivantes :*

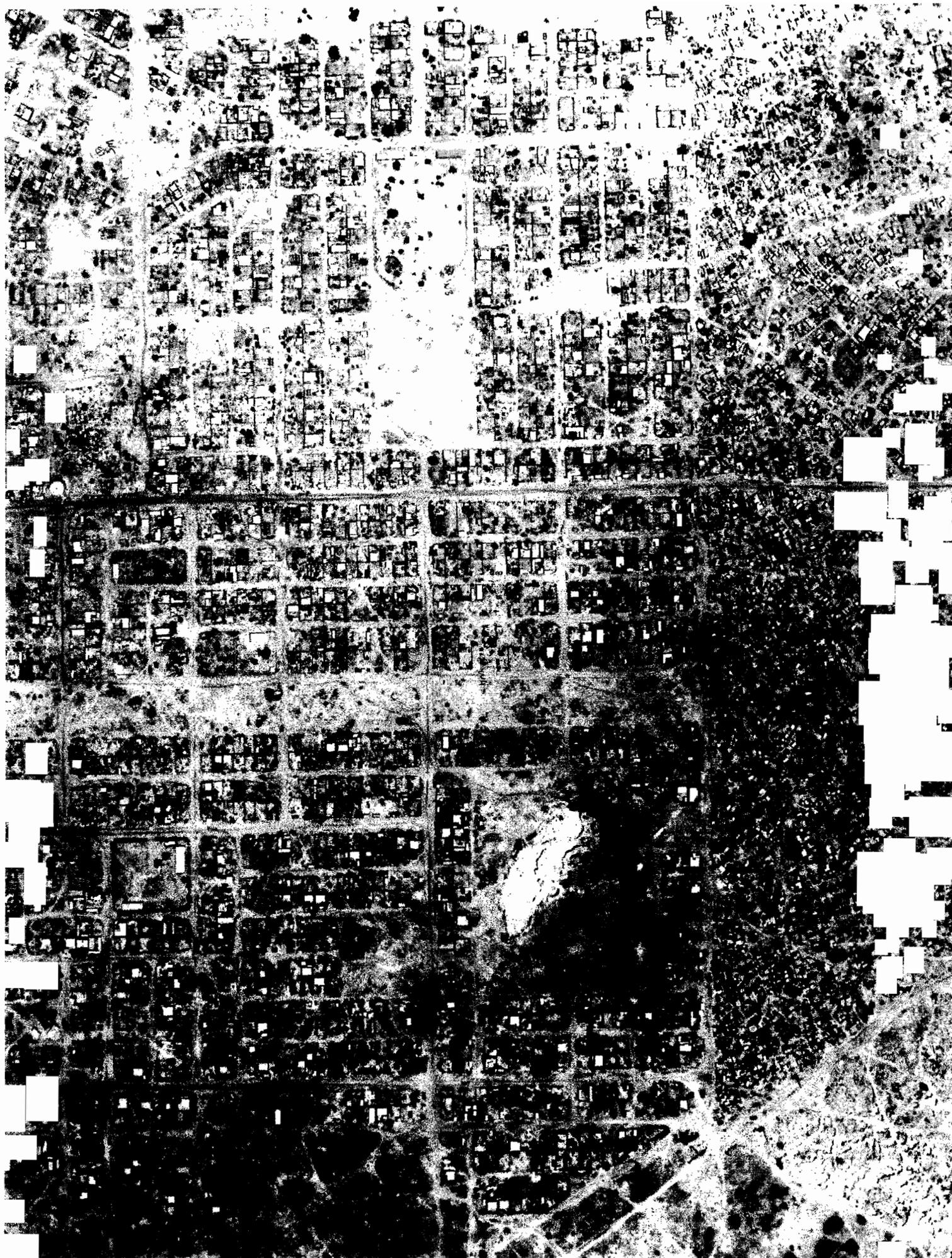
**Fig. 7 : Photographie aérienne du quartier loti de Patte d'Oie (PO).**

*et*

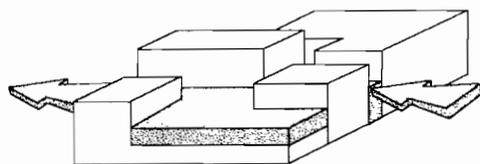
**Fig. 8 : Photographie aérienne des quartiers lotis (W1) et d'habitat spontané (W2) de Wemtenga.**

Le quartier d'habitat spontané situé en limite Est du quartier loti se distingue du second par sa structure très irrégulière.









## VII- Transmissivité des Zones Bâties.

Les zones bâties peuvent potentiellement transmettre les écoulements. Elles pourraient donc avoir un rôle important sur la dynamique de la crue du fait de flux les traversant non négligeables en comparaison des flux transités par le réseau de drainage principal constitué des seules voies et collecteurs. On est donc amené à **évaluer ces flux respectifs** et à **les comparer**. La difficulté réside cependant dans la méconnaissance que l'on a du comportement des zones d'obstacles et dans l'impossibilité de le modéliser de façon précise. Nous n'avons par ailleurs pas eu l'occasion de déterminer la validité des modélisations conceptuelles simplifiées que nous avons proposées au chapitre V et, a fortiori, les valeurs que l'on peut donner aux paramètres qui leur sont associés. De ce fait, nous ne disposons à l'heure actuelle d'aucun outil permettant d'évaluer ces flux transitant dans les zones d'obstacles et permettant, par suite, de **comparer les transmissivités respectives** du réseau de drainage principal et de ces zones d'obstacles.

Nous proposons d'essayer de contourner cette difficulté en nous ramenant, dans le cas particulier des zones d'habitat individuel de Ouagadougou, à une étude simple de la géométrie de ces zones, basée sur l'étude de leur ouverture. Cette dernière est a priori un des facteurs explicatifs importants de leur transmissivité. Nous comparons alors, relativement à une direction d'écoulement donnée a priori, « l'ouverture » du système de vides contenu dans les zones d'obstacle, à « l'ouverture » du réseau de drainage défini par les différentes voies principales d'écoulement du milieu, les rues et les collecteurs. Nous utilisons pour cela différents critères que nous définissons par la suite pour chacun des deux systèmes de vides. Il s'agit des *perméabilités partielles* du milieu relatives aux deux systèmes, de la *densité* et de la *largeur moyenne des chemins hydrauliques* contenus dans les zones bâties ou constituant le réseau de drainage principal.

Dans le présent chapitre, nous étudions donc, après avoir défini ces différents critères de comparaison, la perméabilité des zones bâties pour différents types de quartiers. Les quartiers étudiés sont les trois quartiers que nous avons présentés dans le chapitre précédent et qui ont fait l'objet des relevés de pénétrabilité.

## **VII-A. Critères de comparaison utilisés.**

### **VII-A.1. Différentes échelles d'observation du milieu.**

La transmissivité du milieu urbain peut être appréhendée à plusieurs échelles :

- localement, à l'échelle d'une concession,
- à l'échelle d'une bande de bâti ou d'un bloc de concessions,
- ou globalement à l'échelle d'un quartier complet comprenant rues et blocs bâtis.

Si on la considère à l'échelle d'un quartier, cela revient en fait à étudier le pouvoir drainant du quartier pour les écoulements qui ont à le traverser. Elle dépend de la perméabilité des différents blocs de concessions qui le composent, mais aussi, de la taille et de la densité du réseau interne de voiries au quartier qui canalisent a priori la majorité des écoulements.

A l'échelle d'un bloc de concessions ou d'une bande de bâti, la transmissivité du milieu correspond à sa capacité à transmettre des flux d'eau d'une rue à la rue voisine à la manière d'un milieu fracturé qui comporte différents chemins hydrauliques.

A l'échelle de la parcelle enfin, la transmissivité correspond à la capacité de la concession à transmettre les écoulements aux concessions voisines. Nous avons vu que la concession possède généralement, en milieu africain, un mur d'enceinte qui l'isole hydrauliquement des voisines. La transmissivité à l'échelle de la concession est donc fréquemment nulle sauf lorsque ce mur d'enceinte est inexistant ou inachevé<sup>1</sup>.

Les différents critères utilisés pour comparer les transmissivités respectives des zones bâties et du réseau principal de drainage sont inspirés des caractéristiques physiques intervenant dans la détermination de la conductivité des milieux poreux. Ce sont : la perméabilité du milieu, la densité de

---

<sup>1</sup> La transmissivité de la concession pourrait devenir non nulle si la hauteur d'eau dépassait la hauteur du mur d'enceinte. Au vu de la hauteur usuelle de ce mur (>1.5m), ceci a peu de chances de se produire sauf peut-être dans le cas d'inondations exceptionnelles de l'ampleur de celles observées à Nîmes en 1988.

pore, l'ouverture moyenne de ces pores, leur tortuosité.... Le premier critère, la perméabilité du milieu, peut aussi être déterminée aux différentes échelles mentionnées ci dessus. Nous la définissons tout d'abord à l'échelle locale et la généralisons ensuite aux échelles supérieures.

## VII-A.2. Perméabilités partielles de bloc ou de rue.

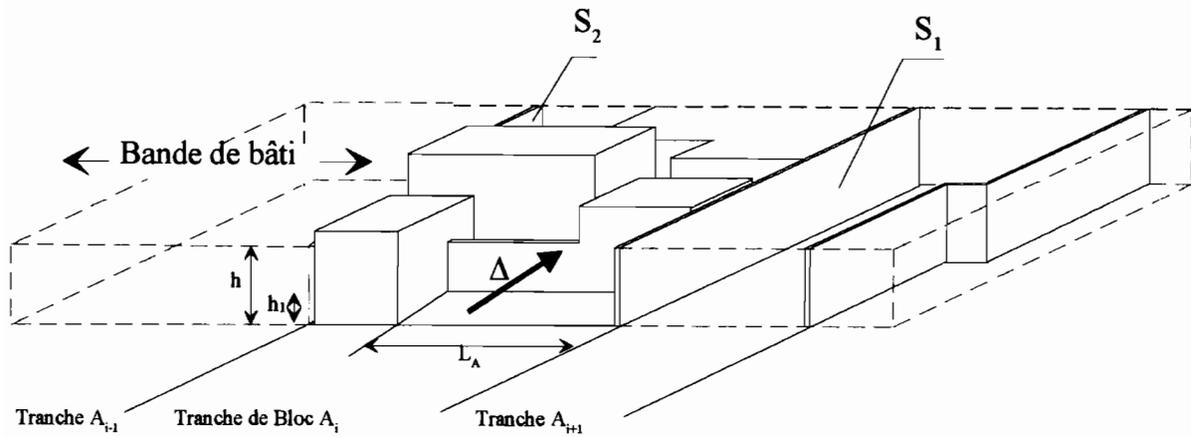
### VII-A.2.a. Perméabilité d'une tranche de bloc.

Soit une bande de bâti quelconque délimitée par deux rues voisines. Considérons **une tranche de la bande**, cette tranche étant délimitée par deux surfaces imperméables aux écoulements  $S_1$  et  $S_2$ . Ces deux surfaces sont verticales mais non forcément planes, et sont grossièrement orientées dans une direction  $\Delta$  perpendiculaire à la direction générale de la bande (Fig. 1 et Fig. 2).

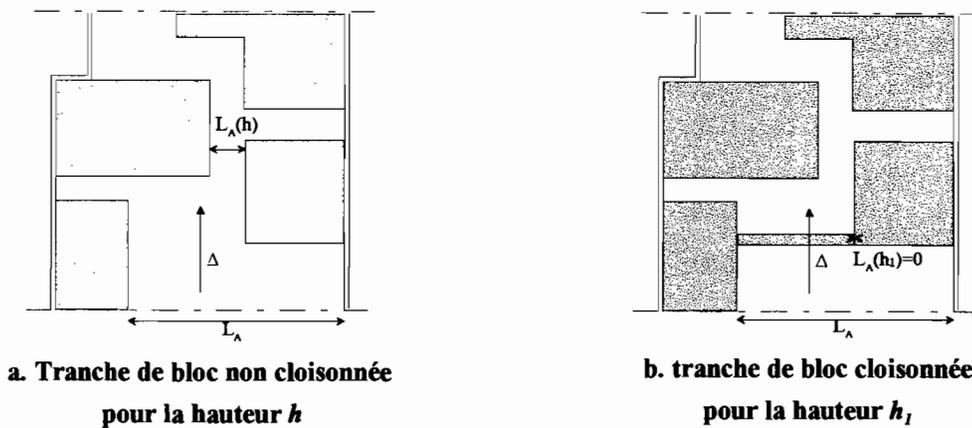


Fig. 1 : Tranche d'une bande de bâti.

Une tranche de la bande, lorsqu'elle est située dans un bloc de concessions contenu dans la bande, sera appelée par la suite tranche de bloc. Nous dirons qu'une tranche de bande ou de bloc est **non cloisonnée** pour une hauteur fictive de submersion du quartier  $h$ , si l'eau peut aller de n'importe quel vide de la tranche pouvant participer aux écoulements, à un autre vide du même type tout en restant à l'intérieur de la tranche (Fig. 3.a). Inversement, nous dirons qu'une tranche de bloc est **cloisonnée pour la hauteur  $h$** , lorsqu'elle est imperméable aux écoulements de hauteur inférieure à  $h$  (Fig. 3.b).



**Fig. 2 :** Différentes tranches de bloc dans une bande de bâti donnée :  $A_{i-1}$ ,  $A_i$ ,  $A_{i+1}$ .



**Fig. 3 :** Deux coupes à des hauteurs différentes de la tranche de bloc de la Fig. 2.

1. Evolution du cloisonnement de la tranche de bloc en fonction de la hauteur.
2. Identification des plus petites largeurs disponibles à l'écoulement entre les faces amont et aval de la tranche.

Considérons une tranche de bloc  $A$ , non cloisonnée pour une hauteur  $h$  donnée, et orientée suivant une direction principale fictive d'écoulement  $\Delta$  supposée perpendiculaire à la face amont du bloc en question (Fig. 2). Considérons de plus une coupe horizontale de cette tranche de bloc positionnée à la hauteur fictive de submersion  $h$  (Fig. 3). Nous définissons, pour cette hauteur fictive  $h$  d'écoulement, la perméabilité  $p_A(h)$  de la tranche de bloc relative à la direction fictive d'écoulement  $\Delta$ , par le rapport suivant :

$$p_A(h) = \frac{L_A(h)}{L_A} \quad \text{Eq. 1}$$

où  $L_A(h)$  est la plus petite largeur disponible à l'écoulement observable entre les deux façades externes de la tranche du bloc pour la hauteur  $h$  et où  $L_A$  est la largeur de la face amont de la tranche de bloc.

La perméabilité  $p_A(h)$  est donc le pourcentage de vide transversal minimum conditionnant la « section d'écoulement » disponible pour le fluide, à la hauteur  $h$  pour traverser la tranche de largeur amont  $L_A$ . C'est une variable toujours inférieure à 1.

#### VII-A.2.b. Perméabilité d'un bloc.

Dans le cas où le bloc n'est pas cloisonné, on définit la perméabilité  $p_B(h)$  du bloc pour une hauteur  $h$  et relativement à la direction fictive d'écoulement  $\Delta$  de la même façon que précédemment :

$$p_B(h) = \frac{L_B(h)}{L_B} \quad \text{Eq. 2}$$

où  $L_B(h)$  et  $L_B$  correspondent respectivement pour le bloc complet aux longueurs  $L_A(h)$  et  $L_A$  définies précédemment pour la tranche de bloc  $A$  de largeur amont  $L_A$ .

Dans le cas où le bloc est cloisonné, la perméabilité du bloc est définie par la moyenne pondérée des perméabilités  $p_{A_i}(h)$  obtenues pour les  $N$  tranches  $A_i$  non cloisonnées identifiables au sein du bloc. La pondération est effectuée à l'aide des largeurs amont respectives des différentes tranches.

$$p_B(h) = \frac{\sum_N p_{A_i}(h) \cdot L_{A_i}}{\sum_N L_{A_i}} = \frac{\sum_N L_{A_i}(h)}{L_B} \quad \text{Eq. 3}$$

où  $p_{A_i}(h)$  est la perméabilité de la  $i^{\text{ème}}$  tranche de bloc non cloisonnée de largeur amont  $L_{A_i}$  et où  $L_B$  est la longueur totale de la face amont du bloc.

#### VII-A.2.c. Perméabilité d'une bande de bâti.

Considérons une bande de bâti délimitée par deux voies support voisines et qui contient  $M$  blocs, séparés par  $(M-1)$  voies débouchant sur les deux voies support de la bande décrite. On définit de la même façon que précédemment la perméabilité moyenne de la bande de bâti par la moyenne pondérée suivante :

$$p_F(h) = \frac{\sum_N p_{A_i}(h) \cdot L_{A_i} + \sum_{M-1} L_{R_j}}{\sum_N L_{A_i} + \sum_{M-1} L_{R_j}} \quad \text{Eq. 4}$$

où  $N$  est le nombre de tranches de bloc non cloisonnées de longueur  $L_{A_i}$  contenues dans la bande et où  $L_{R_j}$  est la largeur de chacune des  $(M-1)$  voies reliant les deux voies support de bande (Fig. 4 et Fig. 5).

Contrairement à la perméabilité des voies, la perméabilité des  $N$  tranches non cloisonnées identifiées dans la bande est fonction de la hauteur (la perméabilité des voies est constante et égale à 1). De ce fait, la perméabilité moyenne de bande relative à la direction  $\Delta$  dépend aussi de la hauteur.

**VII-A.2.d. Perméabilité partielle de bloc / perméabilité partielle de rue.**

On peut évaluer l'importance de l'ouverture des zones bâties relativement à l'ouverture des voies en comparant les deux termes intervenant dans le calcul de la perméabilité moyenne de toute bande de bâti, à savoir (Fig. 4 et Fig. 5) :

- la perméabilité partielle de la bande relative aux blocs,  $P_B(h)$ , que l'on appellera **perméabilité partielle de bloc** :

$$P_B(h) = \frac{1}{L_F} \cdot \sum_N p_{A_i}(h) \cdot L_{A_i} \tag{Eq. 5}$$

- et la perméabilité partielle de la bande relative aux rues reliant les deux voies support de bande,  $P_R$ , que l'on appellera **perméabilité partielle de rue** :

$$P_R = \frac{1}{L_F} \cdot \sum_{M-1} L_{R_j} \tag{Eq. 6}$$

où  $L_F = \sum_N L_{A_i} + \sum_{M-1} L_{R_j}$  est la longueur totale de la bande décrite.

La perméabilité partielle de bloc et la perméabilité partielle de rue sont normées. Elles peuvent donc être comparées entre elles pour différentes bandes d'un même quartier ou de quartiers différents.

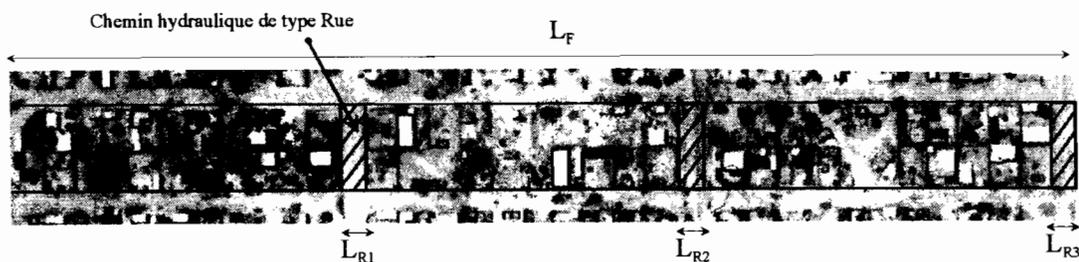


Fig. 4 : Perméabilité partielle de rue. Chemins hydrauliques de type rue (v. § suivant).

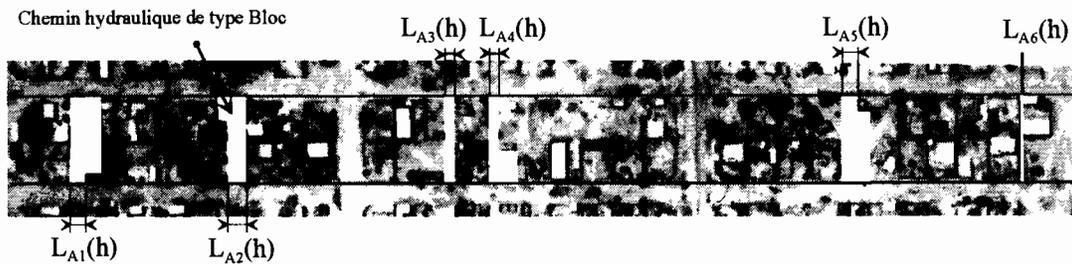


Fig. 5 : Perméabilité partielle de bloc. Chemins hydrauliques de type bloc (v. § suivant).

### VII-A.3. Densités de chemins hydrauliques.

Toujours relativement à la direction d'écoulement  $\Delta$ , on peut, pour une bande de longueur  $L_F$  donnée, déterminer le nombre de chemins hydrauliques indépendants permettant à un écoulement fictif de traverser la bande. On distingue les **chemins hydrauliques de type « rue »** et les **chemins hydrauliques de type « bloc »** contenus à l'intérieur des blocs. Chaque rue qui n'est pas une impasse et qui relie les deux façades support de la bande, est un chemin hydraulique du premier type. Il y a par ailleurs autant de chemins hydrauliques de type bloc que de tranches de bloc non cloisonnées et de perméabilité non nulle.

On définit pour chaque type de chemin hydraulique cité précédemment la **densité de chemins hydrauliques** par le nombre de chemins au kilomètre soit :

- la densité de rues,  $D_R$  : 
$$D_R = 1000.N_{rues}/L_F,$$
- la densité de chemins hydrauliques pour les blocs,  $D_B$  : 
$$D_B = 1000.N_{chh}/L_F.$$

où  $N_{chh}$  et  $N_{rues}$  sont respectivement le nombre de chemins hydrauliques au sein des blocs et le nombre de rues observées tout au long de la bande de longueur  $L_F$  (en m). Le **nombre de chemins hydrauliques de type bloc** est a priori aussi une **fonction de la hauteur**.

### VII-A.4. Largeurs moyennes des chemins hydrauliques.

Des différentes densités ou perméabilités précédentes, nous pouvons extraire d'autres caractéristiques, différentes, du milieu qui nous permettront de mieux comparer zones bâties et voirie et ceci, pour chaque bande décrite :

- la **largeur moyenne** des différentes rues observées le long de la bande : 
$$L_R = 1000.P_R/D_R$$
- la **longueur moyenne** des différents blocs constituant les zones bâties : 
$$L_B = 1000.(1-P_R)/D_R$$
- la **largeur effective moyenne** des chemins hydrauliques au sein des blocs: 
$$L_{chh} = 1000.P_B/D_B$$

La largeur effective moyenne des chemins hydrauliques au sein des blocs, définie précédemment, fait référence aux plus petites largeurs  $L_{Ai}(h)$  observées le long de chaque chemin hydraulique, i.e., le long de chaque tranche non cloisonnée et de perméabilité non nulle. Elle n'a donc pas de lien immédiat avec les largeurs amonts  $L_{Ai}$  des différentes tranches de bloc précédentes, observables sur la voie support de bande.

*Remarques :*

*Le concept de largeur moyenne pour les différents chemins hydrauliques observés est largement discutable : d'un point de vue strictement géométrique, il n'a de sens que si la distribution des largeurs de voies est normale ce qui n'est pas forcément le cas sur les bandes observées. D'un point de vue hydraulique, il n'aurait de sens que si le débit transité par les différents chemins hydrauliques était proportionnel à la largeur des voies ce qui n'est bien entendu pas le cas. Cependant, ce critère permet d'avoir une idée de la taille moyenne des drains, information qui reste intéressante comme nous le verrons par la suite.*

*Nous n'avons pas utilisé de critère de tortuosité qui semble aussi être un critère pertinent et déterminant pour la transmissivité du milieu pour la simple raison qu'il nous a semblé trop difficile de l'obtenir sur le terrain.*

## **VII-B. Accès aux critères de comparaison de la transmissivité.**

Ces critères de comparaison ont été déterminés pour les différentes bandes étudiées sur chacun des quartiers présentés au chapitre précédent. Ils ont été obtenus à partir des relevés de pénétrabilité effectués sur ces bandes. Nous exposons en détail dans l'Annexe 5 comment nous accédons, à partir des informations contenues dans ces relevés, à ces critères. Nous en résumons ici le principe.

### **VII-B.1. Détermination de la perméabilité de bande.**

La méthode consiste à déterminer dans un premier temps la perméabilité  $p_A(h)$  de chaque élément constituant la façade amont de la bande de bâti décrite à l'aide des différentes informations, concernant le dit élément et ses éventuels arrière plans, contenues dans le relevé de pénétrabilité.

La perméabilité totale de la bande est ensuite déterminée suivant le principe de la moyenne pondérée exposé dans le paragraphe VII.A.2.c.

$$p_B(h) = \frac{\sum p_{Ai}(h) \cdot L_{ei}}{\sum L_{ei}} \quad \text{Eq. 7}$$

où  $L_{ei}$  est la longueur du  $i^{\text{ème}}$  élément de la façade décrite (mur, rue, portail,...)

Les perméabilités partielles de bloc ou de rue sont aussi déterminées suivant les mêmes formules que celles exposées au paragraphe VII.A.2.d.

### **VII-B.2. Densité et largeur moyenne des chemins hydrauliques.**

Tout élément  $e$  de longueur  $L_e$  appartenant au bâti et dont la perméabilité  $p_A(h)$  pour la hauteur  $h$  est non nulle, constitue, pour la hauteur  $h$ , un chemin hydraulique de type bloc. Sa largeur effective  $L_e(h)$  pour la hauteur  $h$  est déterminée par le produit de sa longueur  $L_e$  par sa perméabilité  $p_A(h)$ .

Des différentes informations contenues dans le relevé d'une façade, on peut aussi déduire, d'une part les densités de chemins hydrauliques de type bloc ou de type rue, et d'autre part la largeur moyenne des voies et la largeur effective moyenne des chemins hydrauliques de type bloc.

## **VII-C. Perméabilité du milieu : résultats des enquêtes.**

Nous présentons, pour les différentes bandes étudiées sur les trois quartiers, les résultats obtenus pour les critères de comparaison des deux systèmes de vides relatifs l'un aux chemins hydrauliques observés dans la partie bâtie des bandes, l'autre aux voies contenues dans les bandes. Ces critères dépendent de la hauteur fictive de submersion du quartier. Nous étudierons essentiellement les résultats relatifs à une hauteur de submersion nulle.

### **VII-C.1. Perméabilité totale / perméabilités partielles.**

#### **VII-C.1.a. Résultats par bandes - Variabilité intra-quartier.**

Les perméabilités partielles de bloc,  $P_B$ , et de rue,  $P_R$ , correspondant aux différentes bandes de bâti décrites, figurent sur l'histogramme (Fig. 6). La perméabilité totale de bande  $P_F = P_R + P_B$ , qui se déduit des deux précédentes, est très variable au sein des trois quartiers. Pour PO et W1, cette variabilité est à attribuer essentiellement à une forte variabilité de la perméabilité partielle de bloc. Pour W2, ce sont les deux perméabilités partielles qui sont très variables d'une bande à l'autre.

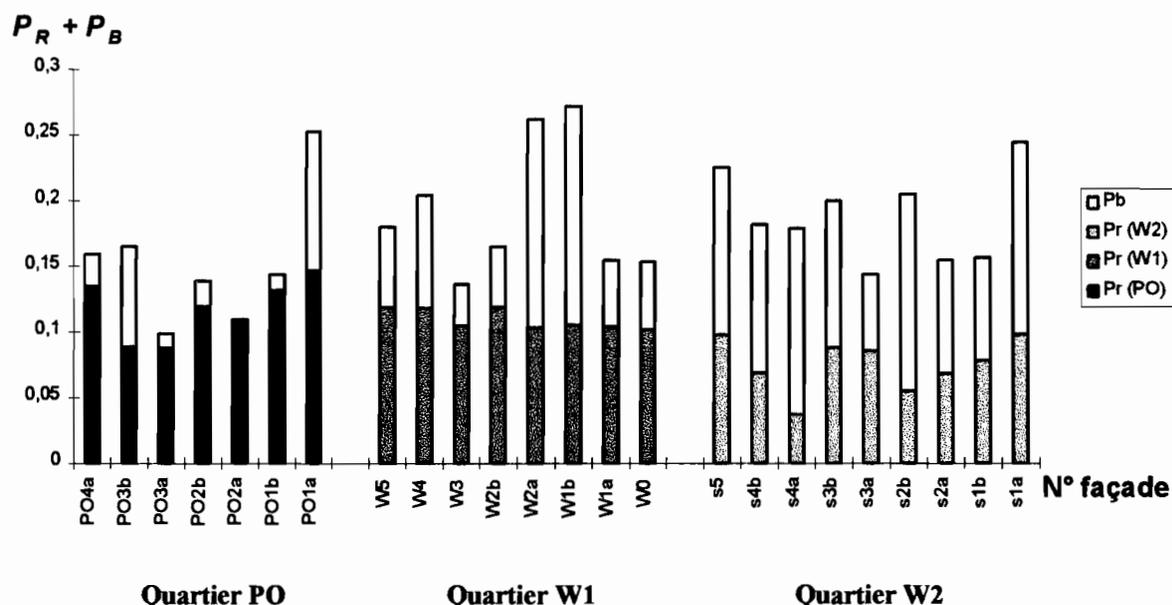


Fig. 6 : Perméabilités partielles de bloc ( $P_B$ ) et de rue ( $P_R$ ) pour les différentes bandes relevées.

#### Variabilité des perméabilités partielles au sein du Quartier PO :

Pour la bande supportée par la voie *PO1a*, la forte perméabilité partielle de bloc est due uniquement à la présence d'une réserve administrative inoccupée longeant la voie support sur une distance de 70m et qui n'a donc pas lieu d'être comptée dans le thème *zones bâties*. Par ailleurs, la bande supportée par la voie *PO3b* se situe exactement dans le « lit mineur » du marigot drainant le quartier (v. Plan Inondation Annexe 6). De ce fait, un grand nombre des concessions, inondées plus de 3 mois par an, n'ont jamais été occupées ou ont été abandonnées par le propriétaire des lieux, ce qui laisse dans le paysage urbain divers vides que l'on retrouve dans une forte perméabilité partielle de bloc.

Cette voie *PO3b*, atypique du quartier, n'a donc pas été utilisée pour la détermination des résultats présentés ci dessous. De même, le terrain vague observé au sein de la bande supportée par la voie *PO1a* n'a par la suite pas été pris en compte pour le calcul des différents critères présentés ci dessous. La perméabilité partielle de bloc et par suite la perméabilité totale de bande sont donc, pour le quartier PO, si l'on soustrait de l'échantillon la bande supportée par la voie *PO3b* et si l'on ne prend pas en compte la réserve administrative de la bande supportée par *PO1a*, nettement moins variables.

#### Variabilité des perméabilités partielles au sein du Quartier W1 :

Dans le cas du quartier loti de Wemtenga W1, les raisons de la variabilité de la perméabilité partielle de bloc sont différentes de celles évoquées pour le quartier PO. Cette variabilité est seulement due au degré de consolidation des blocs qui est variable suivant les bandes : certaines d'entre elles ont en effet l'aspect des bandes très construites du quartier PO alors que d'autres contiennent diverses zones vierges de toute construction.

Remarque :

*Les voies W0 et W1a, de même que les voies W1b et W2a, constituent les deux voies support d'une même bande. On peut constater que les perméabilités totales et partielles obtenues par la méthode proposée précédemment sont, pour chaque couple de façades relatives à ces voies, quasiment identiques ; ceci est plutôt rassurant sur la pertinence de la méthode. Les façades des voies W2b et W3 concernent aussi la même bande. Cependant, elles n'ont ni été relevées à partir de la même origine, ni sur la même distance. Les résultats ne sont donc pas comparables. Par la suite, seuls les résultats issus des relevés effectués sur les façades des voies W0, W1b et W3 seront présentés pour décrire les trois bandes concernées ici.*

### **Variabilité des perméabilités partielles au sein du Quartier W2 :**

La variabilité des perméabilités au sein du quartier d'habitat spontané W2, est due à la fois à une forte variabilité partielle de rue et à une forte variabilité partielle de bloc. La première est sans doute à attribuer à l'organisation du quartier qui n'est pas aussi régulière que sur les deux quartiers précédents et la seconde à la plus ou moins forte occupation des zones délimitée par les rues et ruelles.

#### **VII-C.1.b. Perméabilités moyennes - Variabilité inter-quartiers.**

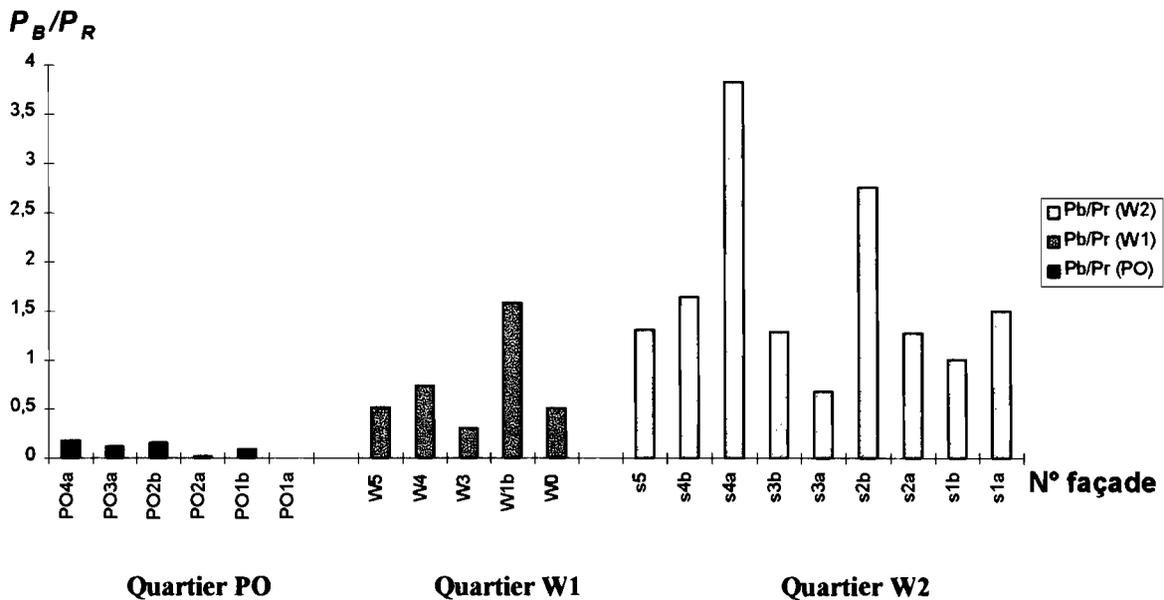
Les perméabilités moyennes par quartier et les écarts types correspondants, sont données dans le Tableau 1.

Les résultats importants ressortant de cette étude, concernent le rapport *perméabilité partielle de bloc / perméabilité partielle de rue*  $P_B/P_R$ . Celui-ci est très faible sur le quartier loti ancien ( $<0.1$ ), devient important sur W1 ( $>0.7$ ) et est largement supérieur à 1 pour le quartier d'habitat spontané W2 ( $>1.5$ ). La perméabilité partielle de bloc peut donc, suivant le type de quartier, être quasiment négligeable devant la perméabilité partielle de rue (cas de PO) ou au contraire devenir prépondérante (cas de W2).

Ces remarques qui concernent des grandeurs moyennes déterminées à l'échelle d'un quartier sont toujours valables d'ailleurs à l'échelle de la bande (Fig. 7).

Perméabilité	PO		W1		W2	
	moyenne <sup>2</sup>	écart type <sup>3</sup>	moyenne	écart type	moyenne	écart type
$P_F = P_R + P_B$	0.13	0.02	0.19	0.05	0.18	0.03
$P_B$	0.01	0.01	0.08	0.04	0.11	0.03
$P_R$	0.12	0.02	0.11	0.01	0.07	0.02

**Tableau 1 : Perméabilités totales moyennes par quartier et écarts types correspondants. Perméabilités partielles de bloc et de rue moyennes et écarts types.**



**Fig. 7 : Rapports  $P_B/P_R$  pour les différentes bandes relevées.**

<sup>2</sup> La perméabilité moyenne  $\bar{P}_*$  d'un quartier est calculée par pondération des perméabilités  $P_*$  des différentes bandes du quartier à l'aide de la longueur  $L_{Fi}$  de chaque bande décrite (une seule façade étant utilisée pour une même bande) :

$$\bar{P}_* = \frac{\sum_i L_{Fi} \cdot P_{*i}}{\sum_i L_{Fi}} \quad \text{où } P_* \text{ est soit } P_F, \text{ soit } P_R, \text{ soit } P_B$$

<sup>3</sup> L'écart type est la racine de la variance de l'échantillon dont l'expression est la suivante :

$$V(P_*) = \frac{\sum_i L_{Fi} \cdot (P_{*i} - \bar{P}_*)^2}{\sum_i L_{Fi}} \quad \text{où } P_* \text{ est soit } P_F, \text{ soit } P_R, \text{ soit } P_B$$

Par conséquent, si l'on peut négliger la transmissivité du bâti dans un quartier loti cloisonné ancien tel que celui de PO, il n'en va pas de même pour des quartiers plus récents encore incomplètement urbanisés tels que W1 ou pour des quartiers d'habitat spontané pour lesquels les vides potentiellement transmetteurs dans le bâti représentent la proportion la plus importante de la perméabilité.

### VII-C.2. Chemins hydrauliques : densité et largeur moyenne.

La densité et la largeur moyenne des chemins hydrauliques de type bloc ou de type rue nous donnent des informations supplémentaires intéressantes sur l'ouverture du milieu.

#### VII-C.2.a. Les rues.

La densité de rues est beaucoup plus importante sur le quartier spontané W2 que sur les deux autres (PO et W1) (Fig. 8) malgré une perméabilité partielle de rue qui y est faible (Fig. 6). Ceci est dû à la largeur moyenne des rues de ce quartier qui ne dépasse pas 4m !... alors que sur les deux autres quartiers elle est au minimum de 10m (Fig. 9).

*Remarque : La densité de rues légèrement plus faible sur W1 que sur PO est due à la longueur plus importante des blocs de concession sur les bandes de W1 que sur les bandes de PO. Cette différence de taille des blocs n'est pas spécifique aux bandes décrites, cette tendance se retrouvant à l'échelle plus grande des secteurs 15 et 29 contenant les deux quartiers. Cette densité de rue moins importante sur W1 que sur PO est compensée par une largeur moyenne des rues plus grande sur W1 que sur PO ce qui est tout à fait cohérent avec les pratiques urbanistes courantes.*

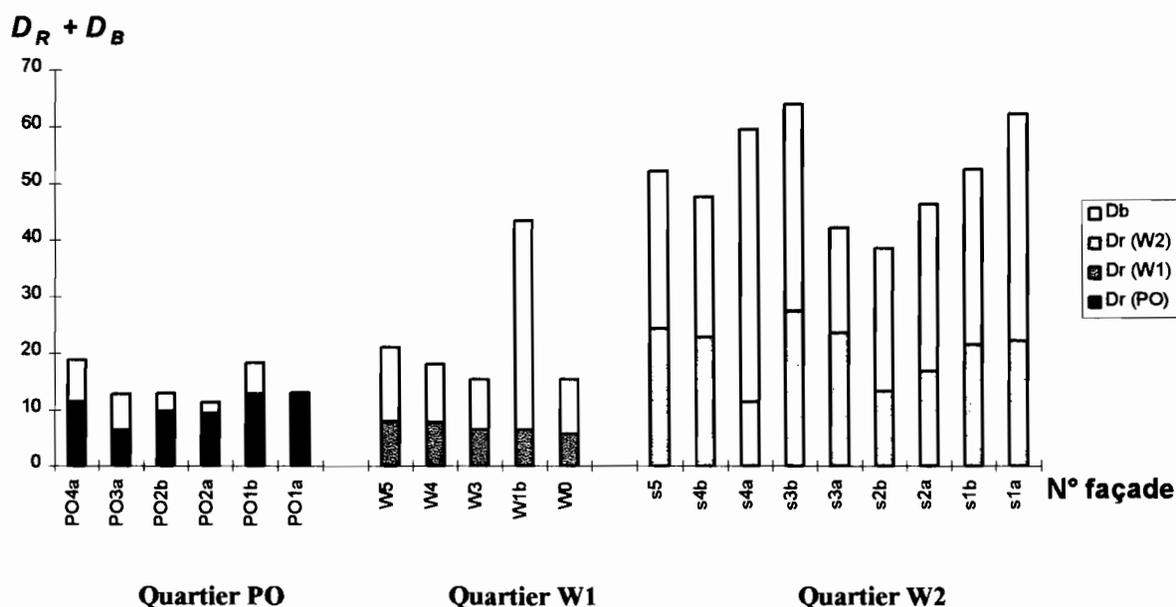


Fig. 8 : Densité de rues ( $D_R$ ) et densité de chemins hydrauliques de bloc ( $D_B$ ) pour les différentes bandes de bâti.

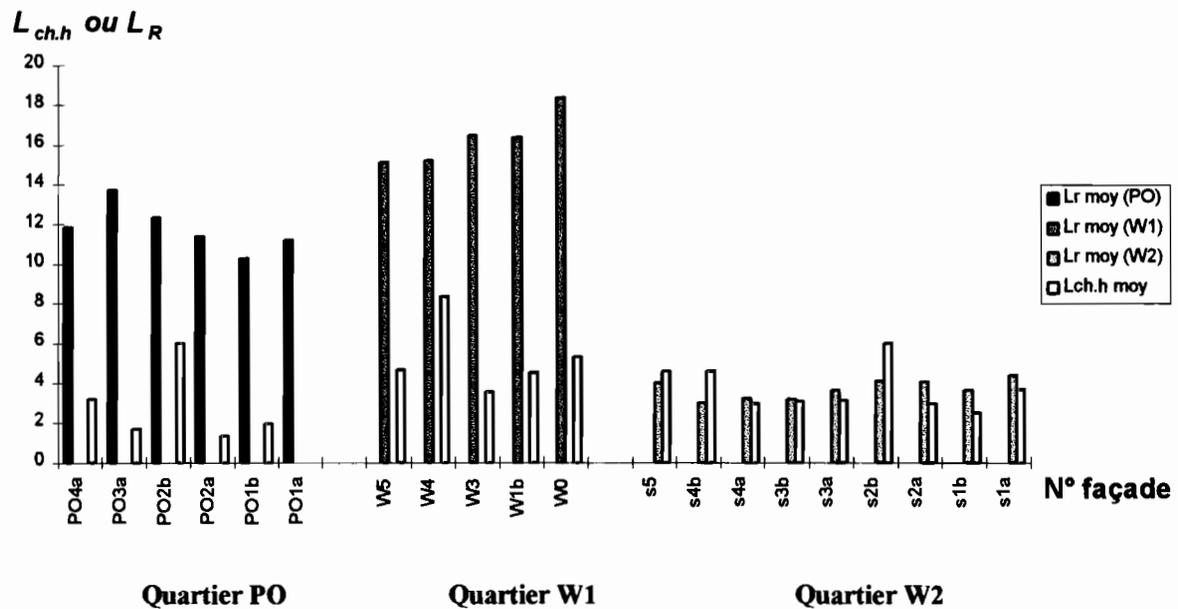


Fig. 9 : Largeur moyenne des rues ( $L_R$ ) et largeur effective moyenne des chemins hydrauliques de bloc ( $L_{ch,h}$ ).

### VII-C.2.b. Les chemins hydrauliques de type bloc.

La **largeur effective moyenne** des chemins hydrauliques de type bloc, sensiblement similaire sur les trois quartiers, doit être manipulée avec précaution car on a pu observer, au sein d'une même bande, des chemins hydrauliques de type *terrain inoccupé* de largeur significative (20-30m) et des *vides interstitiels* entre différentes concessions ou habitations destinés ou non au passage d'individus.

Quoi qu'il en soit, la largeur moyenne des chemins hydrauliques de type blocs est, pour les quartiers lotis PO et W1, beaucoup plus petite que la largeur des rues. Ces chemins hydrauliques représentent donc des **drains de second ordre**. En revanche, pour le quartier d'habitat spontané W2, la largeur moyenne des chemins hydrauliques de type bloc est similaire à celle des rues. Qui plus est, leur densité est plus importante que celle des rues. Si les rues constituent malgré tout des axes d'écoulement privilégiés du fait de leur relative rectilignité, **elles ne peuvent pas dans ce cas être seules prises en compte dans le réseau de drainage** du milieu.

### VII-C.3. Représentation spatiale de la perméabilité.

Les différentes informations issues des enquêtes peuvent être aussi résumées sous forme graphique. Différents types de représentations graphiques ou schématiques sont possibles (Eberhard 1994). Certaines permettent de visualiser et de comparer rapidement les différentes bandes observées en

fonction d'un critère donné. On présente ci dessous deux types de représentation de l'espace observé : les *profils de pénétrabilité* et les *graphes d'ouverture cumulée*.

### VII-C.3.a. Le profil de pénétrabilité.

Les différentes informations que contiennent les relevés de pénétrabilité, et qui concernent la nature, le matériau, la densité, la hauteur, la longueur des éléments, ... peuvent être représentées au sein d'un même schéma. Ce schéma, décrivant de façon codée les différents éléments rencontrés le long d'une façade, constitue le **profil de pénétrabilité** d'une coupe urbaine. Ce type de représentation permet une description et une comparaison rapide des façades.

Les différentes informations qui ressortent ainsi de chacun des trois profils de pénétrabilité présentés en Annexe 5 illustrent de fait les principales remarques évoquées dans le paragraphe précédent et concernent :

- la **densité** des différents types de **chemins hydrauliques** (de type bloc ou de type rue) ;
- la **largeur moyenne** de ces chemins hydrauliques et **leur répartition spatiale** tout au long de la bande décrite ;
- le **type** et la **structure du quartier** (on visualise très rapidement la différence entre les quartiers lotis bien organisés et pour lesquels le découpage du milieu est très régulier d'une part, et le quartier d'habitat spontané d'organisation irrégulière et beaucoup plus fragmenté que les précédents d'autre part) ;
- l'**âge** et l'**homogénéité** du quartier qui se manifestent :
  - par l'homogénéité et la nature pérenne ou éphémère des matériaux utilisés pour les constructions,
  - par l'ouverture du milieu, qui est réduite au minimum sur les quartiers anciens,
  - par le nombre de critères utilisés pour le découpage, qui augmente avec le degré d'hétérogénéité du milieu (type de l'élément, puis nature des matériaux de construction, puis hauteur des obstacles,...).

### VII-C.3.b. Le graphe d'ouverture cumulée.

La représentation graphique du cumul des largeurs effectives  $L_e(h)$  des différents éléments rencontrés le long d'une façade de voie en fonction de la distance cumulée de ces éléments s'avère aussi instructive<sup>4</sup>. En effet, la connaissance de l'organisation spatiale des vides au sein d'une bande, leur toposéquence, donne une information supplémentaire sur la façon dont la bande peut organiser les

---

<sup>4</sup> La largeur effective  $L_e(h)$  de l'élément  $e$  pour la hauteur  $h$  est déterminée par le produit de sa longueur  $L_e$  par sa perméabilité  $p_A(h)$ .

écoulements. Le graphe d'ouverture cumulée, qui correspond à ce type de représentation, est constitué de l'ensemble des points de coordonnées :

$$X(n) = \sum_{i=0}^n L_{e_i} \tag{Eq. 8}$$

$$Y(n) = Ouv(X(n)) = \sum_{i=0}^n L_{e_i} * p_{e_i}(h) \tag{Eq. 9}$$

où  $n$  est le nombre d'éléments décrits sur les  $X(n)$  premiers mètres de la façade, ces  $n$  éléments  $e_i$  de longueur  $L_{e_i}$  et de perméabilité  $p_{e_i}(h)$  étant pris en compte dans l'ordre exact de leur succession dans l'espace.

Cette représentation spatiale de l'ouverture d'une bande peut être utilisée pour l'un ou l'autre seulement des deux thèmes *voirie* ou *zones bâties*. Seuls les couples  $(X(n_j), Y(n_j))$ , qui correspondent aux limites spatiales droite et gauche de chaque élément  $e_j$  de perméabilité non nulle, appartenant à l'un ou l'autre des deux thèmes, sont alors représentés.

Ces deux types de graphes d'ouverture cumulée sont présentés ci dessous pour les trois quartiers étudiés (Fig. 10 ; Fig. 11 et Fig. 12). Sur chacun des graphes, la droite représentée correspond à une évolution linéaire de l'ouverture cumulée le long de la voirie. Son **coefficient directeur** est la **perméabilité partielle moyenne** du quartier, de bloc ou de rue suivant le cas, présentée dans le Tableau 1 du paragraphe VII.C.1.

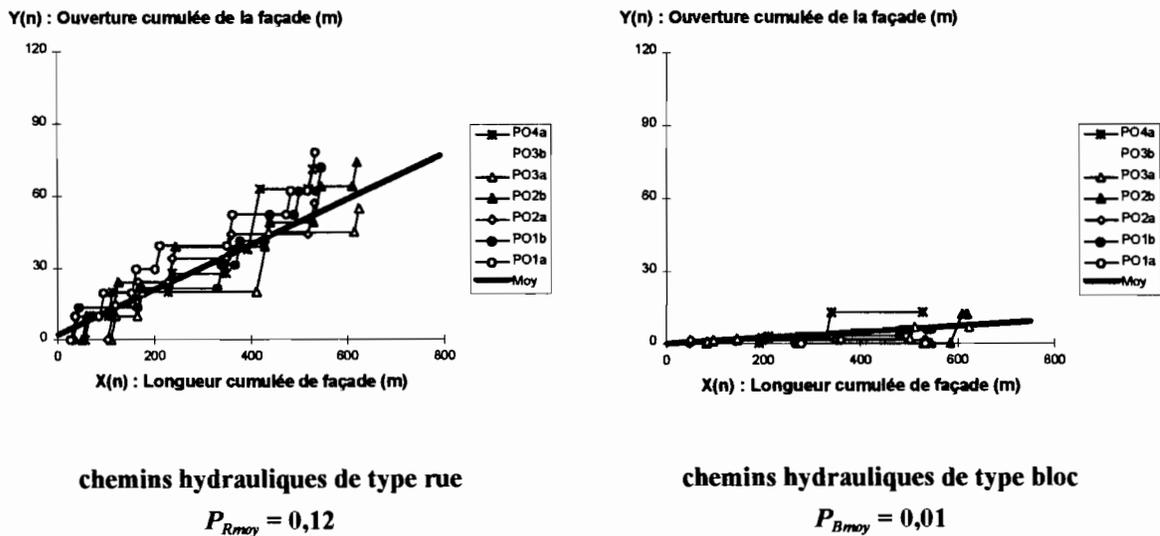


Fig. 10 : Graphes d'ouverture cumulée pour le Quartier PO.

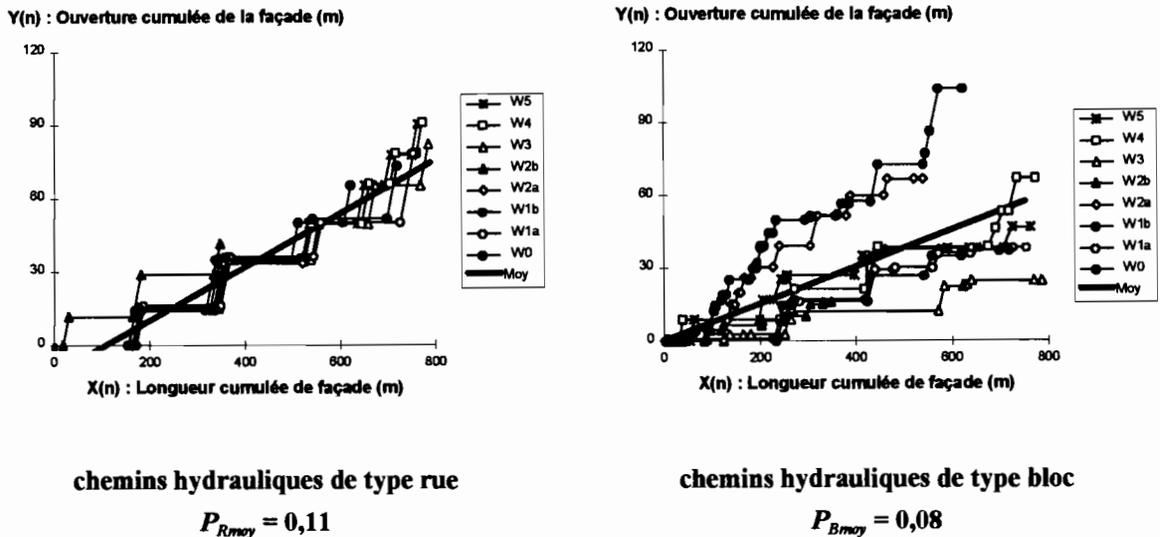


Fig. 11 : Graphes d'ouverture cumulée pour le quartier W1.

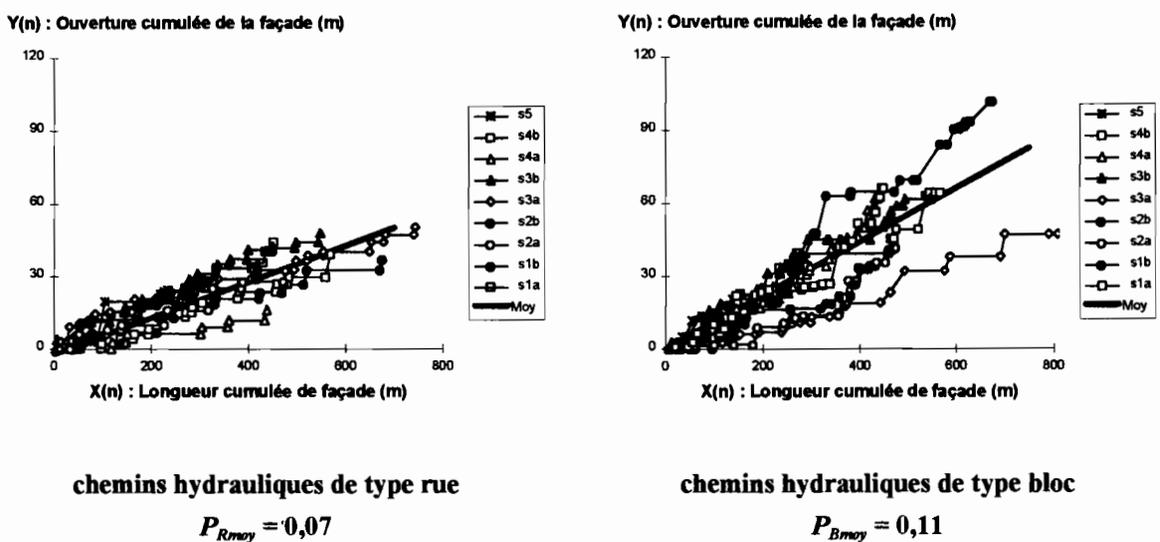


Fig. 12 : Graphes d'ouverture cumulée pour le quartier W2.

L'aspect des différentes courbes d'ouverture cumulée, qu'elles concernent le thème voirie ou le thème bâti, nous permet de retrouver visuellement certains des critères que nous avons étudiés dans les paragraphes précédents. Ainsi, pour un thème voirie ou zone bâtie donné :

- la pente moyenne de chaque courbe correspond à la perméabilité partielle de la bande pour le thème en question,
- le nombre de points correspond au double du nombre de chemins hydrauliques,
- la distance  $X(n_{j+1}) - X(n_j)$  entre deux points successifs de même ordonnée  $Y(n_j) = Y(n_{j+1})$  correspond à la longueur des tranches de la bande ne contribuant pas à la perméabilité partielle concernée,
- la distance  $X(n_{j+1}) - X(n_j)$  entre deux points successifs d'ordonnées différentes  $Y(n_j) < Y(n_{j+1})$  à la longueur réelle des chemins hydrauliques du thème, etc. ...

Ces différents graphes nous renseignent aussi sur la variabilité de ces caractéristiques au sein d'un même quartier (forte variabilité de la perméabilité partielle de bloc au sein de W1, etc...).

Les informations nouvelles apportées par ces représentations graphiques, concernent la répartition spatiale des chemins hydrauliques le long de la bande. Les chemins hydrauliques de type bloc sont généralement **localisés** en un ou plusieurs endroits particuliers pour les quartiers bâtis PO et W1, sauf pour les bandes très faiblement urbanisées telles que celle supportée par les voies *W1b* et *W2a*. En revanche, ces chemins hydrauliques de type bloc sont, de même que les rues, disposés de façon très homogène tout au long des façades du quartier d'habitat spontané W2.

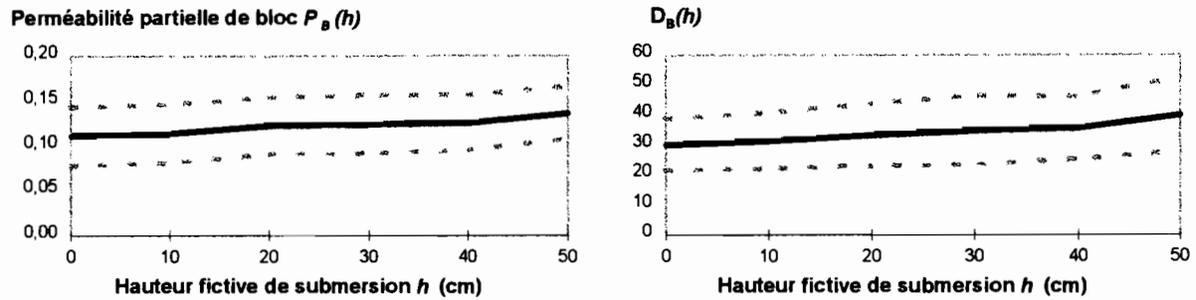
En conclusion, on peut donc vraisemblablement appréhender la **modélisation de l'ensemble d'un quartier d'habitat spontané** en utilisant une modélisation relevant d'une **approche milieu continu**, le nombre de chemins hydrauliques étant importants, ceux ci étant répartis de façon diffuse au sein du milieu. Ce type de modélisation est probablement **inadaptée pour des quartiers lotis** qu'ils soient récents ou anciens, les écoulements étant concentrés en un nombre limité de chemins hydrauliques.

### **VII-C.4. Evolution de la perméabilité en fonction de la hauteur.**

Tout d'abord, **seule la perméabilité partielle de bloc** est a priori **variable en fonction de la hauteur**, à moins que le profil en travers des rues ne soit pas horizontal. Par ailleurs, le milieu a plutôt tendance, en général, à s'ouvrir avec l'altitude sauf pour certaines configurations très particulières.

Les résultats obtenus montrent que la dépendance de la perméabilité partielle de bloc avec la hauteur est **très différente suivant les quartiers**. Ainsi, sur les quartiers lotis PO et W1, la perméabilité partielle de bloc ne dépend pas du tout de la hauteur fictive de submersion du milieu  $h$  (ou alors rarement et de façon localisée). Les obstacles fonctionnent donc en tout ou rien et ont, pour la majorité d'entre eux, soit une hauteur supérieure à 1 mètre, soit une hauteur nulle.

Sur le quartier spontané W2 en revanche, cette perméabilité partielle de bloc dépend de la hauteur. Ceci est dû aux différents obstacles de hauteur réduite tels que des murets qui s'y trouvent. La perméabilité partielle de bloc gagne sur les 50 premiers centimètres de la façade 25% (Fig. 13). Pour une hauteur de 50 cm, elle représente alors le double de la perméabilité partielle de rue ! De même, la densité de chemins hydrauliques de type bloc  $D_B(h)$  augmente légèrement en fonction de la hauteur.



**Fig. 13 : Evolution des caractéristiques  $P_B(h)$  et  $D_B(h)$  du milieu en fonction de la hauteur fictive de submersion du milieu - Cas du quartier d'habitat spontané W2.**

(Courbe graissée :  $P_B(h)$  moyen - courbes en pointillés :  $P_B(h)$  moyen  $\pm$  écart type)

## VII-D. Conclusion

### VII-D.1. La perméabilité des quartiers.

Dans le cas des **quartiers anciennement lotis** (cf. PO), les blocs d'habitations constituent pour l'eau des **obstacles infranchissables**. Les seuls chemins possibles pour l'eau sont de fait, les rues, les terrains vagues ou les réserves administratives. Ceci se visualise très bien sur les profils de pénétrabilité (profil P1-Annexe 5) et sur les graphes d'ouverture cumulée présentés précédemment : les seuls sauts de perméabilité le long d'une bande de bâti donnée correspondent à la présence des vides prévus par les urbanistes.

**Les quartiers nouvellement lotis** sont nettement moins denses et mis en valeur que les précédents : **l'espace disponible** pour la circulation de l'eau à l'intérieur des quartiers peut être de ce fait **relativement important** car il ne concerne plus que les seules voies et espaces publics non construits. Par ailleurs, sur ces quartiers en plein chantier, les caractéristiques relatives à la perméabilité du milieu sont spatialement **peu homogènes** d'une bande de bâti à l'autre.

**Les quartiers d'habitat spontané** ressemblent assez aux quartiers récemment lotis, qui ont le même aspect de chantier, si ce n'est qu'ils sont moins bien structurés et que les chemins hydrauliques y sont plus nombreux et moins larges. La perméabilité partielle de bloc y est importante comparée à la perméabilité partielle de rue. De plus, elle augmente avec la hauteur. Enfin, il n'y a pas besoin de distinguer les rues des chemins hydrauliques de type bloc puisqu'ils ont des largeurs moyennes similaires.

### **VII-D.2. Implications pour les modélisations de ces différents types de quartiers.**

Sur les quartiers étudiés, la perméabilité des blocs est donc relativement variable. Cependant, il ressort de l'étude que l'évolution de ces quartiers, et en particulier leur densification, aboutira à terme et dans la presque totalité des cas à une **fermeture complète des blocs** : les blocs se comporteront alors du point de vue hydraulique comme des obstacles purs, totalement imperméables.

De ce fait, si on se limite à regarder lors d'une inondation les phénomènes relatifs au transfert des flux au sein du milieu, la différence de comportement entre divers quartiers sera donc exclusivement due aux caractéristiques différentes du réseau de drainage constitué des rues, et des collecteurs lorsqu'ils existent. La perméabilité partielle de rue sera un premier indicateur intéressant pour comparer les capacités de drainage de différents réseaux de rue. **Des informations plus précises** sur les caractéristiques de chacun de ces chemins hydrauliques potentiels sont cependant préférables à une information globale fournie par un indicateur de ce type. En effet, **la structure du réseau de voiries** peut varier d'un quartier à l'autre ce qui induit sans aucun doute une organisation des écoulements différente suivant les quartiers.

Il en est vraisemblablement ainsi pour les quartiers lotis et pour les quartiers d'habitat spontané comme l'a fait ressortir l'étude précédente : la proportion de vides et d'ouvertures dans le milieu est identique pour le quartier loti W1 et pour le quartier W2, mais la répartition de ces vides sur le quartier loti est plutôt concentrée en un nombre limité de sites (concessions non valorisées et rues) alors qu'elle est plus diffuse dans le quartier d'habitat spontané puisqu'elle correspond à des voies et des passages plus nombreux et moins larges. **Le comportement hydraulique** de ces deux types de milieu **ne saurait donc être identique**. Les écoulements seront beaucoup plus concentrés dans le premier cas que dans le second pour lequel on pourrait peut-être comparer le milieu à une matrice poreuse ....

Nous verrons dans le chapitre suivant comment, même lorsque l'on décrit la voirie de façon simplifiée à l'aide d'indicateurs globaux tels que la perméabilité partielle de rue, la densité ou la largeur moyenne des écoulements, l'importance relative de certains phénomènes mis en jeu au cours d'une inondation peut être modifiée.

### **VII-D.3. Avenir des relevés de pénétrabilité et solutions alternatives.**

On conçoit aisément que la détermination des critères de comparaison à l'aide des **relevés de pénétrabilité** précédents **n'est pas viable** : cette méthode demande un investissement en temps et en personnel considérable pour ne permettre finalement le relevé que de quelques kilomètres de bandes de bâti (plus d'une semaine a été nécessaire pour relever, à trois enquêteurs, 14km de bande seulement). D'autres méthodes sont donc à trouver pour avoir plus facilement et plus rapidement accès à ces informations.

Certaines méthodes semblent offrir des perspectives intéressantes et par exemple celles basées sur la photo-interprétation de photographies aériennes. Une étude exploratoire a été menée à cet effet pour évaluer, à l'aide du sondage statistique de photographies aériennes des trois quartiers étudiés précédemment (photos au 1/5000<sup>ème</sup>), les perméabilités partielles moyennes de rue et de bloc des quartiers. Ces résultats sont présentés en Annexe 8 et sont relativement encourageants. On observe en effet que les pourcentages d'occupation du sol déterminés à l'aide d'une telle méthode et correspondant respectivement aux rues et aux objets potentiellement transmetteurs contenus dans les zones bâties, sont assez liés aux perméabilités partielles précédentes.

Une étude plus approfondie mériterait d'être réalisée pour déterminer s'il est effectivement possible, plus généralement, d'accéder aux informations qui nous intéressent à partir de photographies aériennes. Si le lien entre la géométrie verticale et la géométrie horizontale du milieu s'avère réellement exister, la méthode du sondage statistique devient alors très intéressante. Elle est en effet nettement plus avantageuse que celle exposée dans les paragraphes précédents :

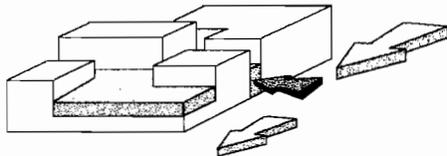
- elle permet tout d'abord de couvrir des superficies beaucoup plus étendues que celles permises par une campagne de relevés à effectuer sur le terrain.
- elle présente ensuite l'avantage de ne pas requérir de grands moyens, tant sur le plan humain que sur le plan logistique ou financier, si ce n'est l'acquisition des clichés photographiques (Il faut compter 20.000 F.CFA<sub>1996</sub> pour un cliché au 1/5000<sup>ème</sup> d'une zone de 4 km<sup>2</sup> <sup>5</sup>).
- l'opérateur, enfin, peut, à l'aide d'une photographie aérienne, distinguer et délimiter très rapidement différents types de quartiers dont les comportements semblent différents vis à vis des écoulements.

Pour finir, on peut rappeler que les critères utilisés ici pour comparer les transmissivités respectives des deux thèmes *zones bâties* et *voirie*, sont limités et certainement insuffisants : la **tortuosité des drains** est, par exemple, un critère au moins aussi important que les perméabilités partielles de blocs et de rue. Une étude détaillée serait donc intéressante pour identifier les **paramètres réellement déterminants** dans la transmissivité d'une zone d'obstacle donnée et pour définir ensuite les critères pertinents permettant de comparer les transmissivités respectives de différents milieux.

---

<sup>5</sup> 20 000 F.CFA<sub>1996</sub> = 200 FF





## VIII- Laminage des Crues par les Zones Bâties

Les zones bâties ont deux effets qui peuvent jouer un rôle important dans le contrôle de l'inondation d'un milieu urbain :

- tout d'abord, elles peuvent transmettre une partie des flux circulant dans la zone affectée par l'inondation,
- ensuite, elles sont susceptibles, lorsqu'elles sont inondées, de stocker une part non négligeable des flux transités.

Nous avons abordé le premier point, par le biais de la perméabilité partielle de bloc, dans le chapitre précédent (chapitre VII). L'objet de ce présent chapitre est d'étudier le second point, et d'évaluer, d'une part dans quelle mesure le stockage qu'opèrent les zones bâties lors de l'inondation d'un secteur urbanisé a une influence sur la dynamique de la crue et, d'autre part, dans quelle mesure il est nécessaire de le modéliser. En effet, même si certaines zones bâties ne jouent qu'un rôle négligeable dans le transfert des écoulements au vu des flux transités par les voiries, ces zones bâties sont de toutes façons potentiellement inondables et donc potentiellement stockantes.

La quantité d'eau que les zones bâties soustraient à la crue par stockage peut être importante. Si tel est le cas, le laminage opéré par les zones bâties sur la crue peut être non négligeable : le stockage opéré par les zones bâties doit alors être modélisé. C'est ce que font Braschi et al. (1991) en affectant à chaque noeud du réseau de drainage défini par les différentes rues du quartier inondé, une capacité de stockage qui dépend de la superficie de la zone bâtie affectée au noeud, et de la porosité urbaine de la zone (v. Fig.13 Chapitre II) . Le stockage opéré par les zones bâties peut en revanche être négligeable. Lorsque c'est le cas, on peut effectivement se contenter de modéliser les écoulements transitant par le réseau de drainage principal. Dans ce cas, les paramètres de submersion propres à chaque zone bâtie peuvent ensuite être déduits des caractéristiques des écoulements dans les éléments drainants fournies par cette modélisation simplifiée.

Pour un bassin urbanisé touché par une crue donnée, nous proposons d'évaluer l'importance de ces effets de stockage sur la crue en comparant le volume stocké dans le bâti ( $V_s$ ) lorsque le débit à l'exutoire est maximum, au volume d'eau transité dans les voies d'écoulement entre le début de la crue et la pointe de crue ( $V_{tp}$ ). Nous étudierons à cet effet le rapport entre ces deux volumes  $R_v = V_s/V_{tp}$ .

Le travail présenté ci dessous s'articule en différentes étapes :

La première étape consiste à identifier les paramètres jouant un rôle important dans la détermination des deux grandeurs à comparer,  $V_s$  et  $V_{tp}$ , et à définir une modélisation permettant de déterminer chacune de ces deux grandeurs. Ces différents paramètres décrivent les caractéristiques des pluies à l'origine des inondations, les caractéristiques physiographiques du bassin urbain touché par l'inondation, et enfin, les caractéristiques de son système de drainage artificiel.

Nous déterminons ensuite le rapport  $R_v = V_s/V_{tp}$  dans une configuration très simplifiée du bassin où le système de drainage artificiel n'est composé que d'un seul élément drainant : une rue unique. Cette configuration permet, moyennant quelques simplifications supplémentaires, de déterminer une expression analytique simple du rapport et d'évaluer l'importance relative des différents paramètres du modèle sur sa valeur. Nous abordons aussi de façon plus générale les limites principales de la modélisation.

Dans un troisième temps, nous étudions l'évolution du rapport  $R_v$  en fonction de certains de ces paramètres pour diverses configurations de topographie, d'urbanisation et de drainage rencontrées pour certains bassins versants à Ouagadougou. Dans ce cas plus général, le système de drainage pourra être défini par un couloir d'écoulement principal constitué de plusieurs éléments drainants correspondant à différentes rues et/ou vides dans la partie bâtie.

Nous évaluons enfin, dans une configuration particulière de bassin, l'impact sur le rapport  $R_v$ , de la présence sur le bassin d'un ou plusieurs collecteurs des eaux pluviales.

*Remarque : Nous insistons sur le fait que l'objectif de l'approche présentée ici n'est pas de proposer une modélisation simplifiée de l'inondation par ruissellement pluvial d'un bassin urbain donné. Elle veut juste permettre, d'une part d'évaluer simplement deux grandeurs à comparer, à savoir  $V_s$  et  $V_{tp}$ , et, d'autre part, d'identifier des variables ou paramètres influençant sur le rapport entre ces deux grandeurs. C'est la connaissance de ces différentes informations qui pourra être ensuite utilisée pour déterminer le type de modélisation approprié à la modélisation de l'inondation du bassin.*

## **VIII-A. Les grandeurs comparées :**

### **Méthode de calcul et paramètres explicatifs.**

Nous nous plaçons dans le cas de l'inondation par ruissellement pluvial d'un bassin versant urbain donné. La modélisation proposée pour accéder aux grandeurs ci-dessus se base sur **différentes hypothèses dont la principale est que l'influence du stockage opéré par les zones bâties sur la dynamique de crue est négligeable.**

C'est précisément ce que l'on souhaite montrer dans ce chapitre : il peut donc être surprenant de faire cette hypothèse a priori. Elle permet cependant, comme nous venons de l'évoquer dans l'introduction, de faciliter la modélisation du système et, en particulier, d'adopter la méthodologie fréquemment utilisée en hydrologie qui consiste à déterminer de façon simplifiée les caractéristiques de l'inondation du bassin par l'utilisation successive de trois modèles indépendants (Annexe 1) :

- un **modèle hydrologique** de transformation de la pluie en débit, permettant de transformer la pluie tombée sur le bassin en hydrogramme de crue à l'exutoire de ce dernier, et d'en déduire le débit de pointe  $Q_p$  et le volume ruisselé de pointe  $V_{rp}$ ,
- un **modèle hydraulique** permettant de déterminer, à partir de l'hydrogramme de crue précédent et des caractéristiques de l'axe principal de drainage du bassin, le limnigramme de crue et en particulier la hauteur maximum d'écoulement à l'exutoire du bassin  $H_m$ ,
- un **modèle d'inondation**, qui permet, à partir de cette information ponctuelle à l'exutoire du bassin et à partir d'un modèle de la géométrie du bassin, de retrouver la surface du bassin touchée par l'inondation et d'en déduire le volume stocké  $V_s$  dans la partie bâtie correspondante.

Ces trois modèles sont présentés en détail dans les paragraphes suivants et procèdent de la démarche représentée schématiquement sur la Fig. 1.

Pour une configuration de bassin et de pluie donnée, la valeur du rapport  $R_v$ , obtenue à l'aide de cette modélisation, nous permettra de valider ou d'infirmer l'hypothèse posée a priori. Dans les deux cas de figure, nous pourrions conclure sur la nécessité de prendre en compte le stockage dans la modélisation de l'inondation du milieu.

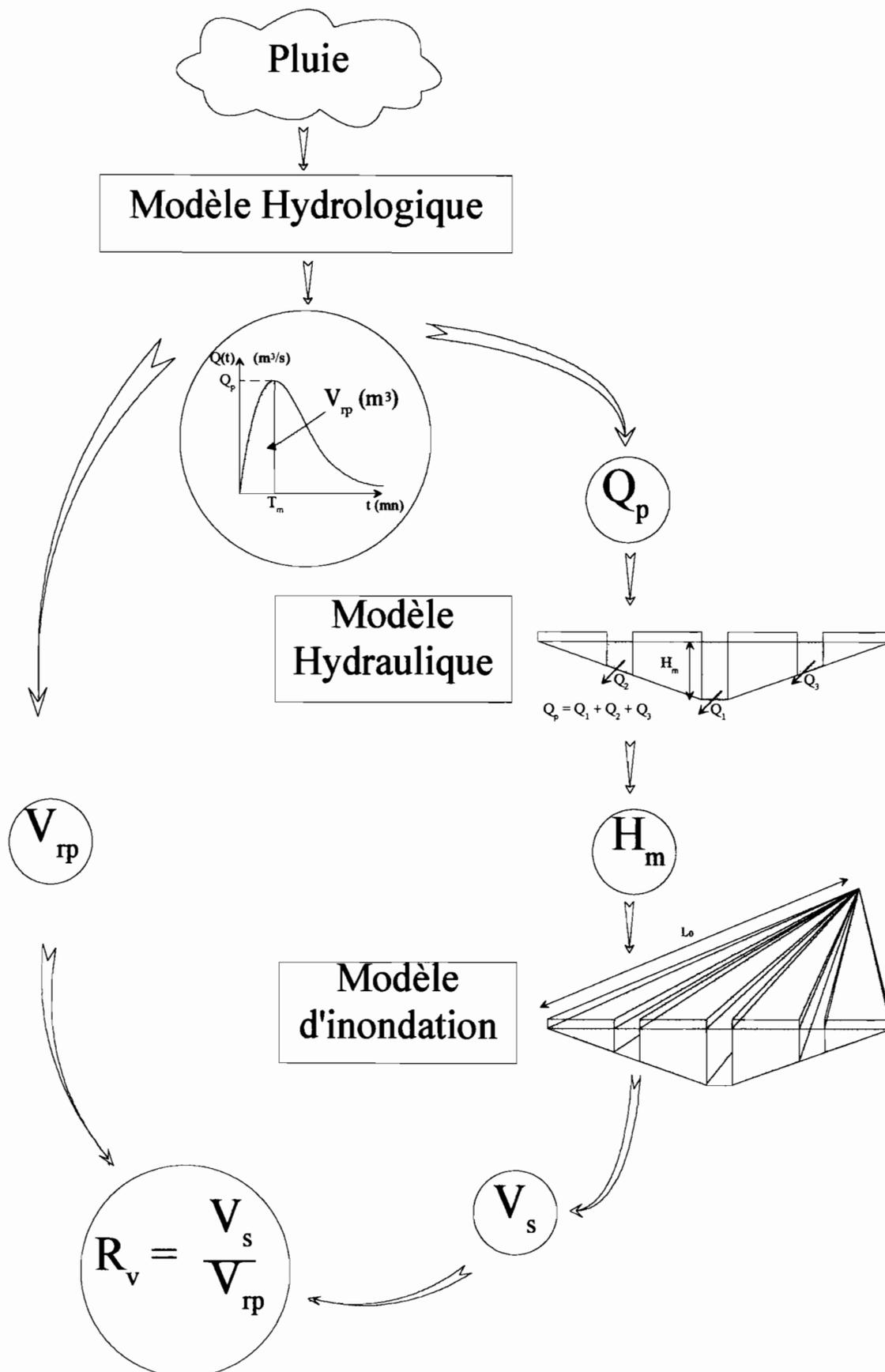


Fig. 1 : Schéma récapitulatif des différents modèles mis en oeuvre pour la détermination du rapport  $R_v = V_s/V_{rp}$ . Les informations obtenues par l'utilisation des différents modèle sont encerclées.

### VIII-A.1. Le modèle hydrologique.

Nous étudions l'inondation par ruissellement pluvial de bassins versants urbains de faible superficie. De ce fait, nous pouvons considérer que la variabilité spatiale des précipitations à l'origine de l'inondation au sein du bassin est négligeable. Nous utilisons donc par la suite des pluies spatialement uniformes mais dont l'intensité  $i_b(t)$  est variable dans le temps.

Une pluie donnée induit à l'exutoire du bassin versant étudié un hydrogramme de crue, que l'on détermine à l'aide d'un modèle conceptuel global : le modèle de l'Hydrogramme Unitaire à Réservoir Linéaire (HURL). Ce modèle très simple associe une équation de stockage :

$$A.S(t) = K.Q(t) \quad \text{Eq. 1}$$

à l'équation de conservation des volumes :

$$\frac{dS(t)}{dt} = i_n(t) - \frac{Q(t)}{A} \quad \text{Eq. 2}$$

où  $A$  est la superficie du bassin,  $K$  le paramètre du modèle et où  $i_n(t)$ ,  $S(t)$ , et  $Q(t)$  sont respectivement l'intensité de la pluie nette, le stockage en lame d'eau sur le bassin et dans le réseau, et le débit à l'exutoire du bassin au temps  $t$ .

La résolution du système associant les deux équations (Eq. 1) et (Eq. 2) conduit à la détermination de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin obtenu par la convolution entre l'intensité de pluie nette  $i_n(t)$  et l'hydrogramme unitaire (H.U.) dont le noyau de la convolution est  $h(t) = 1/K \cdot \exp(-t/K)$ . Lorsque le débit de base est nul, ce qui est la plupart du temps le cas sur nos bassins de petite taille, le débit à l'exutoire du bassin au temps  $t$  a l'expression suivante si le paramètre  $K$  est constant :

$$Q(t) = A \cdot \int_{t_0}^t i_n(t - \tau) \cdot h(\tau) \cdot d\tau \quad \text{Eq. 3}$$

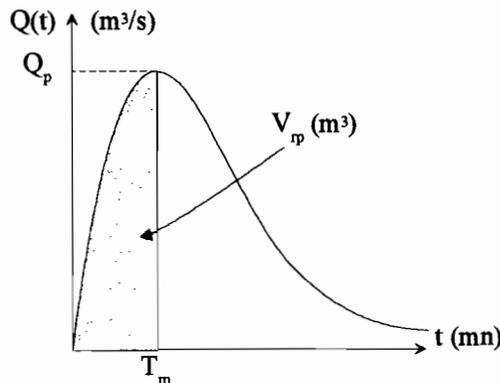
Le débit dépend donc des variables suivantes :

- de l'intensité et de la forme de la pluie nette,
- de la superficie du bassin versant  $A$ ,
- et du paramètre  $K$  du modèle correspondant au décalage temporel entre le centre de gravité de la pluie et le centre de gravité de l'hydrogramme. On a pu établir de manière empirique que ce paramètre  $K$  dépend lui même de différents paramètres relatifs à la pente et à la surface du bassin, à son coefficient d'imperméabilisation et à la longueur des collecteur dans le bassin, à la hauteur de pluie... (Desbordes 1984, Bouvier 1990).

**Les grandeurs extraites de l'hydrogramme.**

La connaissance de la variation du débit à l'exutoire dans le temps nous permet :

- d'en déduire  $Q_p$ , le débit de pointe de la crue, et  $T_m$ , le temps de montée de la crue,
- de déterminer  $V_{rp}$ , le volume ruisselé de pointe qui est calculé par intégration du débit à l'exutoire  $Q(t)$  entre le début de crue et la pointe de crue obtenue au temps  $T_m$ .



**Fig. 2 : Variables  $V_{rp}$  et  $Q_p$  extraites de l'hydrogramme de crue obtenu par la transformation de la pluie à l'aide du modèle de l'HURL.**

**VIII-A.2. Le modèle hydraulique.**

Ce modèle a pour objectif de déterminer à partir de l'hydrogramme de crue à l'exutoire du bassin la hauteur d'écoulement maximum à l'exutoire,  $H_m$ . Nous faisons pour cela les deux séries d'hypothèses suivantes :

**1. Hypothèses sur la géométrie de la section d'écoulement et des éléments drainants.**

- la section de l'écoulement à l'exutoire du bassin versant est définie par la section en travers d'un couloir d'écoulement principal (CEP) composé de différents éléments drainants tels que des collecteurs à surface libre, des rues et/ou éventuellement des vides dans le bâti,
- les éléments drainants sont séparés par des parties bâties non transmettrices qui ne participent pas à l'écoulement, les éventuels chemins hydrauliques contenus dans ces parties bâties étant comptabilisés parmi les éléments drainants précédents,
- les éléments drainants sont parallèles entre eux et de même pente  $i$ ,
- les voies drainantes et les éléments drainants de type bloc ont la même largeur  $B_o$ , la même section rectangulaire et la même rugosité  $K_r$ ,
- les différentes voies drainantes (sauf collecteurs) sont distantes l'une de l'autre d'une longueur  $L$  permettant de satisfaire la perméabilité totale moyenne, observée sur le bassin, relativement à la

direction principale d'écoulement <sup>1</sup>. Elles sont disposées de façon symétrique sur les deux versants du CEP autour d'une rue centrale unique. Les versants sont supposés plans. La dénivelée entre deux voies voisines dépend du fruit des versants  $m$ , et le nombre d'éléments drainants actifs dépend donc de la hauteur d'eau nécessaire à l'évacuation du débit de pointe  $Q_p$  (Fig. 3).

**2. Hypothèses sur le régime de l'écoulement.**

- les différents éléments drainants sont suffisamment interconnectés par différentes rues transversales pour que la cote de l'eau dans les éléments submergés à l'exutoire du CEP soit identique,
- il n'y a pas d'influence aval sur les écoulements à l'exutoire du CEP,

Les deux dernières hypothèses induisent une relation univoque entre la hauteur d'eau dans le CEP et le débit transité par le CEP : la hauteur d'eau maximum dans le CEP,  $H_m$  correspond donc au débit de pointe  $Q_p$  évoqué précédemment.

La méthode utilisée pour le calcul du débit transitant par le CEP pour un écoulement de cote  $z$  est celle proposée par Lotter (1933) pour les sections d'écoulement composite (v. Yen 1990). On suppose que la relation liant le débit élémentaire transité par chaque élément drainant actif,  $Q_i$ , à la débitance de l'élément,  $D_i$ , et à la pente de la charge hydraulique,  $J$ , s'exprime de la même manière qu'en écoulement uniforme :  $J = Q_i^2 / D_i^2$ . On utilise de fait un modèle de perte de charge par frottement de type Manning-Strickler. On suppose aussi que la pente de charge  $J$  est identique à la pente unique  $i$  des différents éléments drainants composant le CEP. La cote de l'eau,  $z$ , est par ailleurs supposée identique dans les différents éléments drainants à l'exutoire. Elle est alors liée par une relation implicite au débit total  $Q(z)$  transité par le CEP qui est égal à la somme des débits  $Q_i$  transités par les différentes éléments (Fig. 3).

L'expression de la débitance  $D_i(z)$  de chaque élément drainant et la relation liant la cote de l'écoulement au débit total transité par le CEP sont donc :

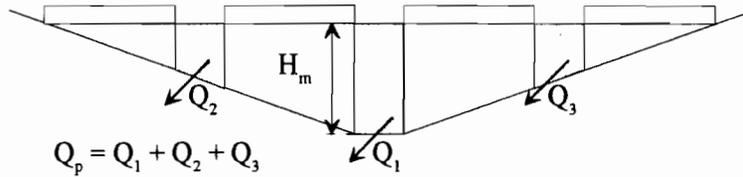
$$D_i(z) = \begin{cases} 0 & \text{si } z \leq z_i \\ Kr_i \cdot S(z - z_i) \cdot R_H(z - z_i)^{2/3} & \text{sinon} \end{cases} \quad \text{Eq. 4}$$

$$Q(z) = \left( \sum_i D_i(z) \right) \cdot \sqrt{J} \quad \text{Eq. 5}$$

---

<sup>1</sup> La définition de la perméabilité totale moyenne a été donnée au Chapitre VII.A.

où  $z$  est la cote de l'eau dans le CEP, et où  $z_i$ ,  $S(z-z_i)$ ,  $R_H(z-z_i)$ ,  $Kr_i$ , sont respectivement la cote du radier, la section mouillée, le rayon hydraulique et la rugosité hydraulique de chacun des éléments drainants.



**Fig. 3 : Section d'écoulement composite :  
N voies drainantes et parties bâties non transmettrices.**

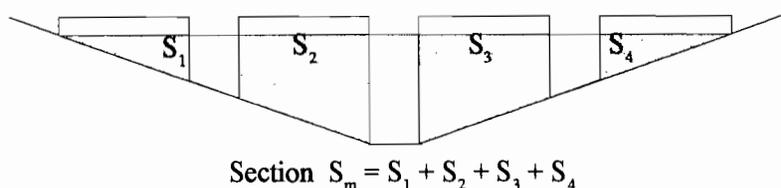
La relation entre le débit  $Q$  et la hauteur d'écoulement à l'exutoire du CEP,  $H$ , est une relation implicite. De ce fait, la hauteur maximum d'écoulement à l'exutoire  $H_m$  correspondant au débit de pointe  $Q_p$  est déterminée à l'aide d'une méthode de recherche itérative.

### **VIII-A.3. Le modèle d'inondation.**

Le modèle d'inondation permet de déterminer une approximation du volume stocké dans les zones bâties du bassin. Le volume stocké dans le bâti,  $V_s$ , dépend de la surface touchée par l'inondation et de la hauteur de submersion dans les différentes parties bâties de la zone inondée.

Pour le calcul de  $V_s$ , nous faisons les hypothèses et simplifications suivantes :

- La pénétrabilité du bâti, au sens où nous l'avons définie au chapitre V, est suffisante pour que l'inondation des zones bâties soit immédiate, c'est à dire pour que, en tout point  $M(s)$  d'abscisse curviligne  $s$  du CEP et à chaque instant de la crue, la cote de l'inondation dans la partie bâtie soit égale à la cote des écoulements dans les éléments drainants voisins. La surface de l'eau est donc supposée horizontale sur la section transversale correspondante (Fig. 4) <sup>2</sup>.



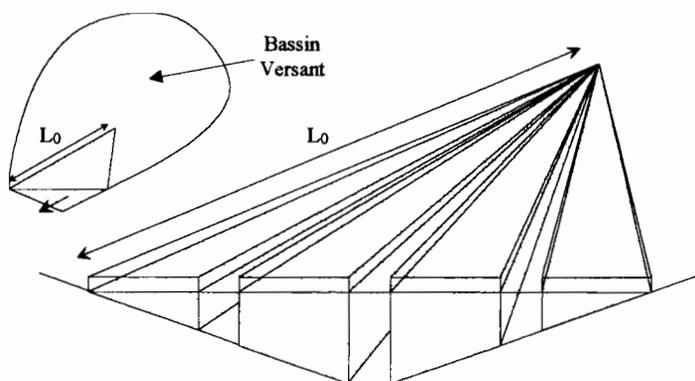
**Fig. 4 : Section de bâti inondée à l'exutoire du bassin.  
Hypothèse d'une ligne d'eau transversale horizontale.**

<sup>2</sup> C'est une hypothèse forte dont nous discuterons de la validité par la suite.

- La longueur du CEP touchée par l'inondation est  $L_o$ . Le volume stocké dans le bâti  $V_s$  est alors calculé par intégration de la section de bâti inondée  $S(s)$  entre l'abscisse curviligne  $s=0$  (correspondant à la naissance du CEP où la surface de la section est nulle  $S(0)=0$ ) et l'abscisse curviligne  $s=L_o$  (correspondant à l'exutoire du CEP où la surface de la section de bâti inondée est  $S(L_o)=S_m$ ) (Fig. 5).
- La section de bâti inondée  $S(s)$  pour l'abscisse curviligne  $s$  est supposée être une fonction linéaire de  $s^2$  :  $S(s) = s^2/L_o^2 \cdot S_m$ . Le volume stocké  $V_s$  obtenu par le modèle est donc le volume du prisme de surface de base  $S_m$  et de « hauteur »  $L_o$  :

$$V_s = \frac{1}{3} \cdot S_m \cdot L_o \quad \text{Eq. 6}$$

La surface de bâti inondée à l'exutoire,  $S_m$ , est déterminée à l'aide de la hauteur d'inondation maximale  $H_m$  et de la section triangulaire définie précédemment pour la section en travers du CEP.



**Fig. 5 : Le modèle d'inondation utilisé pour déterminer le volume stocké  $V_s$  dans les zones bâties inondées du bassin versant.**

(le volume ( $V_s$ ) est le volume correspondant à la partie grisée sur le schéma).

Les trois modèles mis en oeuvre pour la détermination du rapport, en particulier le modèle d'inondation permettant le calcul du volume stocké dans les parties bâties du CEP, sont assez rudimentaires. La sensibilité du rapport aux différentes variables utilisées pour décrire le milieu et les pluies, et les limites de la méthode, sont présentées dans les paragraphes suivants.

## **VIII-B. Influence de la valeur des paramètres sur la valeur du rapport $R_v$ .**

L'objectif de ce paragraphe est de préciser quelle est l'influence des différents paramètres intervenant dans le modèle précédent sur le rapport  $R_v$ , et aussi quels sont les paramètres auxquels le rapport est le plus sensible. Une étude simple de sensibilité nous permet déjà de préciser leur influence sur la valeur de chacun des volumes  $V_{rp}$  et  $V_s$  à comparer. La détermination de la sensibilité du rapport  $R_v$ , étant moins immédiate, nous étudions ensuite une configuration simplifiée qui nous permet d'obtenir une expression analytique simple de ce rapport et d'en déduire les informations qui nous intéressent.

### **VIII-B.1. Sensibilité des grandeurs $V_{rp}$ et $V_s$ aux différents paramètres.**

#### **VIII-B.1.a. Sensibilité du volume ruisselé de pointe $V_{rp}$ .**

Pour un bassin versant de superficie  $A$  donnée, le volume ruisselé de pointe  $V_{rp}$  est, toutes choses égales par ailleurs, d'autant plus grand :

- que le débit de pointe est important, et donc :
  - a) que les pertes au ruissellement affectant la pluie brute sont faibles,
  - b) que la période de retour de l'intensité moyenne de la pluie est grande,
- que le temps de montée  $T_m$  de la crue est important et donc <sup>3</sup> :
  - c) que l'intensité maximale de la pluie se situe en fin de l'épisode pluvieux <sup>4</sup>,

---

<sup>3</sup> On peut remarquer que la position de l'intensité maximale de pluie, la durée de la pluie et la valeur du paramètre  $K$  conditionnent à la fois le débit de pointe et le temps de montée de la crue. Par exemple, la valeur du paramètre  $K$  correspond au décalage temporel entre le centre de gravité du hétérogramme de la pluie et le centre de gravité de l'hydrogramme de crue. Une augmentation du paramètre  $K$  induit donc une augmentation de l'amortissement de l'hydrogramme qui contribue à la fois à diminuer le débit de pointe  $Q_p$  et à augmenter le temps de montée  $T_m$  ... L'influence des trois paramètres cités ci-dessus sur le volume  $V_{rp}$  n'est donc pas immédiate. On remarque cependant que le volume  $V_{rp}$  est moins sensible à la variation du débit de pointe qu'à la variation du temps de montée de la crue.

<sup>4</sup> Cette remarque peut être mise en évidence en étudiant la réponse d'un bassin versant pour différentes formes de pluie simples telles que des pluies triangulaires ou rectangulaires par exemple, la durée totale de la pluie et la lame d'eau précipitée étant égales par ailleurs. On s'aperçoit que, de même que le débit de pointe est maximal lorsque la forme de la pluie se rapproche de la forme de pluie dite triangulaire retardée (maximum d'intensité en fin de pluie) (Desbordes 1976), le volume ruisselé de pointe est aussi maximal pour cette forme de pluie.

- d) que la durée de la pluie est importante,
- e) que le paramètre K de l'hydrogramme unitaire est important, c'est à dire que l'amortissement de la crue est important.

**VIII-B.1.b. Sensibilité du volume stocké dans les zones bâties  $V_s$ .**

$V_s$  est une fonction croissante de la hauteur d'inondation à l'exutoire de le CEP, et donc le volume stocké dans le bâti est, toutes choses égales par ailleurs, d'autant plus grand :

- que le débit de pointe observé pour la crue simulée est important, et donc :
  - a) que la période de retour T de l'intensité moyenne de la pluie est grande,
  - b) que les pertes au ruissellement par stockage ou infiltration sont faibles,
  - c) que l'intensité maximale de la pluie se situe en fin de l'épisode pluvieux,
  - d) que la durée de la pluie est proche de la durée critique pour le bassin en question <sup>5</sup>,
  - e) que le paramètre de l'H.U. « K » du bassin est faible ce qui induit un amortissement faible de l'hydrogramme de crue.
- et que les débordements hors du réseau de drainage sont importants, i.e., que la capacité d'évacuation de la section transversale du CEP est faible, et donc :
  - f) que la capacité de drainage des collecteurs et autres éléments drainants constituant le réseau d'évacuation des eaux pluviales (qu'il soit naturel ou artificiel) est faible,
  - g) que le nombre d'éléments drainants actifs est faible ou que l'encombrement de la section en travers du CEP est important,
  - h) que la débitance des différents éléments drainants est faible, i.e., que leur largeur et que paramètre de rugosité hydraulique  $Kr_i$  sont faibles,
  - i) et que la pente générale du CEP,  $i$ , est faible.

---

<sup>5</sup> Une étude de sensibilité du modèle de l'hydrogramme unitaire montre en effet que, pour un bassin de paramètre K fixé et pour une pluie de forme et de période de retour fixées, le débit de pointe  $Q_p$  varie en fonction de la durée  $\theta$  de la pluie (Desbordes, 1976). Il est maximum pour une durée critique  $\theta_m$  dont on peut donner une expression analytique. Cette durée critique dépend du modèle Intensité-Durée-Fréquence (IDF) choisi pour déterminer l'intensité moyenne maximale de période de retour T de la pluie de durée. Pour le modèle IDF de Montana calé sur les observations faites à Ouagadougou, cette expression est pour une pluie triangulaire quelconque de la forme :

$$\theta_m = \left( 0,19 \cdot \frac{STO}{a(T)} + 2 \cdot e^{20 \cdot \frac{INF}{a(T)}} \right) \cdot K^{(1-10 \cdot \frac{INF}{a(T)})} + 11 \cdot \frac{STO}{a(T)}$$

$STO$  (mm) et  $INF$  (mm/mn) sont respectivement les pertes initiales au ruissellement par stockage superficiel puis continues et constantes par infiltration, dans un schéma de production de type Horton.  $a(T)$  est le paramètre de Montana dépendant de la période de retour T de l'intensité moyenne maximale de pluie.

Si l'on peut identifier facilement le type d'influence sur le rapport  $R_v = V_s/V_{rp}$  de différents paramètres du modèle tels que ceux concernant la capacité d'évacuation du CEP, c'est beaucoup moins évident pour certains d'entre eux qui conditionnent à la fois le volume ruisselé et le volume stocké dans la partie bâtie du CEP. L'étude d'une configuration simplifiée nous permet de clarifier la dépendance de  $R_v$  aux différents paramètres précédents.

### **VIII-B.2. Expression analytique du rapport $R_v$ pour une configuration très simplifiée.**

Les simplifications utilisées dans ce paragraphe concernent la forme des pluies, la géométrie et la relation hauteur-débit du CEP.

#### **VIII-B.2.a. Des pluies fictives de forme élémentaire.**

Nous faisons tout d'abord l'hypothèse qu'il n'y a aucune perte au ruissellement. Nous utilisons ensuite des pluies de forme rectangulaire ou triangulaire qui présentent l'avantage, lorsqu'on utilise le modèle de l'hydrogramme unitaire à réservoir linéaire, de permettre une formulation analytique du débit  $Q(t)$  et du débit de pointe  $Q_p$ , du temps de montée  $T_m$  de la crue (Desbordes 1976) et du volume ruisselé  $V_{rp}$  jusqu'au débit de pointe  $Q_p$ .

Ces pluies élémentaires peuvent être décrites par les caractéristiques suivantes :

- leur durée totale :  $\theta$  (en mn),
- l'intensité moyenne de la pluie brute sur toute l'averse :  $i_b$  (en mm/mn),

avec en plus pour les pluies triangulaires :

- la position de l'intensité maximale instantanée  $2 \cdot i_b$  au cours de la pluie :  $\theta_p$  (en mn).

Les variables  $i_b$  et  $\theta$  sont reliées par une expression analytique, déduite de l'étude statistique des averses, par le biais de la période de retour  $T$  de l'intensité moyenne maximale. L'expression analytique que nous avons choisie est celle de Montana (Talbot 1904) qui a la forme suivante pour des épisodes pluvieux observés à Ouagadougou (C.I.E.H. 1984) :

$$i_b = a(T) \cdot \theta^{-0.5} \quad \text{Eq. 7}$$

L'expression analytique des différentes pluies proposées ici, des débits  $Q(t)$  et du volume ruisselé  $V_{rp}$  sont données en Annexe 7. Les expressions analytiques du débit de pointe  $Q_p$  et du temps de montée de la pointe de crue  $T_m$  sont données ci dessous pour une pluie de forme triangulaire :

*expression du temps de montée :*

$$T_m = \theta_p + K \cdot \ln \left[ \frac{\theta - \theta_p}{\theta_p} \left( 1 - \exp \left( \frac{-\theta_p}{K} \right) \right) + 1 \right] \quad \text{Eq. 8}$$

expression du débit de pointe :

$$Q_p = \frac{1}{3} A \cdot \frac{a(T)}{\sqrt{\theta}} \frac{\theta - T_m}{\theta - \theta_p} \quad \text{Eq. 9}$$

avec  $Q_p$  en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $A$  la surface du bassin en ha, et avec  $\theta$ ,  $\theta_p$ ,  $T_m$  et  $K$  le paramètre de l'HURL en minutes.

### VIII-B.2.b. Simplifications concernant le CEP.

Nous effectuons de plus les différentes simplifications suivantes :

- **Les écoulements transitent par une seule rue.** Elle a une section rectangulaire et l'on fait l'hypothèse que la hauteur d'eau maximum dans la rue  $H_m$  est faible devant la largeur  $B_o$  de la rue ce qui nous permet de simplifier la relation de Manning-Strickler <sup>6</sup> :

$$Q_p = Kr \cdot B_o \cdot \sqrt{i} \cdot H_m^{5/3} \quad \text{où } i \text{ est la pente, et } Kr \text{ la rugosité de la rue} \quad \text{Eq. 10}$$

- Pour la pluie de forme triangulaire, on utilise, pour calculer le volume ruisselé  $V_{rp}$ , une expression simplifiée du débit du type  $Q(t) = t / T_m * Q_p$  ce qui nous donne pour  $V_{rp}$  l'expression simple du suivante :

$$V_{rp} = \frac{1}{2} Q_p \cdot T_m \quad \text{Eq. 11}$$

---

<sup>6</sup> L'hypothèse que la hauteur d'eau est faible devant la largeur de la rue est a priori discutable. Par exemple, la hauteur d'eau correspondant à un écoulement de  $10\text{m}^3/\text{s}$  dans une voie de 10m de large, de pente  $i=0.005\text{m/m}$  et de coefficient de rugosité  $Kr=30$  est de 0,7m. La hauteur d'écoulement obtenue avec la formule simplifiée ci-dessus est de 0,67cm. Cette simplification conduit donc à sous-estimer la hauteur mais l'erreur reste faible même si elle peut paraître importante pour ce qui concerne le rayon hydraulique (erreur de 15%) : elle est de fait comparable à l'incertitude qui résulte de l'imprécision sur la détermination de la rugosité hydraulique. L'erreur sur le rayon hydraulique peut être beaucoup plus importante si la largeur de la voie est plus faible : pour les mêmes variables que précédemment et pour une largeur de voie de 5m, la hauteur d'écoulement est de 1.15m et la surestimation du rayon hydraulique est de 46%. Cependant l'erreur sur la hauteur reste raisonnable et n'est que de 14%.

(Pour la pluie de forme rectangulaire, l'expression du débit  $Q(t)$  étant très simple, on peut aussi en déduire par intégration entre  $t = 0$  et  $t = T_m$ , une expression simple du volume ruisselé  $V_{rp}$  - Annexe 7).

La pente de chacune des rives droite et gauche de la section transversale du CEP étant constante (fruit  $m$ ) et la voie étant unique, la section inondée stockante du bâti à l'exutoire du bassin,  $S_m$ , peut alors être calculée simplement à l'aide de la hauteur d'inondation maximum à l'exutoire  $H_m$  :

$$S_m = m \cdot H_m^2 \quad \text{Eq. 12}$$

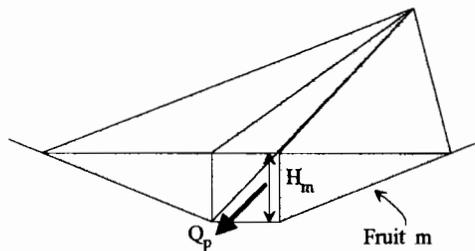


Fig. 6 : Représentation simplifiée du CEP : CEP ne contenant qu'une rue.

#### VIII-B.2.c. Expression analytique du rapport $R_v$ .

Pour les deux formes de pluie, on obtient pour le rapport  $R_v$ , en combinant les équations Eq. 8 à Eq. 12, une expression qui peut se mettre sous la forme suivante :

$$R_v = \frac{V_s}{V_{rp}} = f1 \text{ (pluie)} \cdot f2 \text{ (bassin. versant)} \cdot f3 \text{ (section. d'écoulement)} \quad \text{Eq. 13}$$

où les différentes fonctions  $f1$ ,  $f2$ ,  $f3$  ont la forme suivante :

$$f1 = a(T)^{1/5} \cdot g\left(\frac{\theta}{K}, \frac{\theta_p}{K}\right) \quad f2 = \frac{m \cdot L_o \cdot A^{1/5}}{K^{1,1}} \quad f3 = \frac{1}{(K_r \cdot B_o)^{6/5} \cdot i^{3/5}} \quad \text{Eq. 14}$$

où  $\theta$ ,  $\theta_p$ ,  $K$  sont en minutes ;  $A$  en ha ;  $L_o$ ,  $B_o$ , en mètres ;  $i$  et  $m$  en m/m ;  $K_r$  en U.S.I. ;  $a$  en mm/mn<sup>1/2</sup> ; et où  $g$  est une fonction du rapport  $\theta/K$  pour une pluie de forme rectangulaire et des rapports  $\theta/K$  et  $\theta_p/K$  pour une pluie de forme triangulaire <sup>7</sup>.

Dans le cas où le seul élément drainant actif au sein du CEP est une rue, cette expression analytique permet donc, d'évaluer rapidement le rapport volume stocké / volume ruisselé. Ce rapport dépend donc par l'intermédiaire de trois fonctions indépendantes entre elles :

- des caractéristiques de la pluie à l'origine de l'inondation et en particulier de la valeur de ses temps caractéristiques  $\theta$  et  $\theta_p$  en rapport au paramètre  $K$  de l'H.U.,
- des caractéristiques physiographiques du bassin versant,
- et des caractéristiques du couloir d'écoulement principal.

Considérons ainsi une pluie de forme triangulaire de durée  $\theta=60$  mn, dont la période de retour de l'intensité moyenne est 20 ans (hauteur de pluie =100 mm) et telle que l'intensité maximale se situe au temps  $\theta_p=15$  mn. Pour cette pluie  $PI$ , pour un bassin  $BI$  de 100 ha qui ne dispose pas de collecteur et pour un CEP dont les caractéristiques sont données dans le Tableau 1, la valeur du rapport  $R_v$ , est en pourcentage :  $R_v = 35\%$ .

	Notation	Valeur	Unité
<b>Caractéristiques du bassin versant</b>			
superficie	A	100	ha
pente générale du bassin	p	1	%
coefficient d'Imperméabilisation	IMP	0.2	rapport
paramètre de l'H.U.	K	30	mn
longueur du CEP	L <sub>o</sub>	350	m
<b>Caractéristiques du CEP</b>			
largeur des voies	B <sub>o</sub>	10	m
coefficient de Strickler des voies	K <sub>r1</sub>	40	USI
pente du CEP	i	0.5	%
fruit des versants du CEP	m	100	m/m

Tableau 1 : Caractéristiques du bassin versant fictif  $BI$  utilisé pour le calcul de  $R_v$ .

La plupart des paramètres rentrant dans le calcul du rapport  $V_s/V_{rp}$  (Eq. 13), décrivent certaines caractéristiques physiques propres du bassin versant et peuvent donc, pour un bassin versant donné,

<sup>7</sup> Ces différentes courbes  $g(\text{pluie})$  ont une équation de la forme  $y = c \cdot \left(\frac{K}{\theta}\right)^d$  où  $0.75 < d < 1.1$  et où  $c \neq 0,01$ .

être déterminés en théorie, de façon assez précise. Cependant, le paramètre  $R_v$  dépend aussi, pour une configuration de bassin versant donnée, des caractéristiques de la pluie. Il va de soi que l'on ne saurait fixer les différents paramètres de forme et d'intensité des pluies puisqu'elles sont par nature de forme et d'intensité variables : l'étude de l'influence des caractéristiques de la pluie sur le rapport  $R_v$  est traitée dans le paragraphe suivant. La sensibilité du modèle et/ou du rapport aux caractéristiques physiques du bassin est abordée ensuite.

### VIII-B.3. Variabilité du rapport $R_v$ en fonction des caractéristiques de la pluie.

#### Commentaires inspirés de l'expression analytique de $R_v$ .

Comme nous pouvons l'observer sur le graphique de la fonction  $g$  intervenant dans la fonction  $f_1$  précédente (Eq. 14), le rapport  $R_v$  dépend énormément des différents temps caractéristiques  $\theta$  et  $\theta_p$  de la pluie qui définissent sa forme et sa durée (Fig. 7). A période de retour de l'intensité moyenne fixée, le rapport  $R_v$  est d'autant plus important que la durée de la pluie est petite et il peut varier par exemple d'un facteur de 1 à 5 suivant que le rapport  $\theta/K$  est égal à un ou à 0,2.

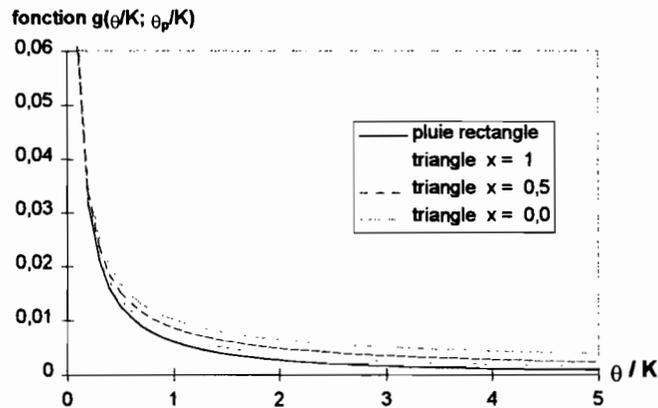


Fig. 7 : Fonction  $g\left(\frac{\theta}{K}, \frac{\theta_p}{K}\right)$  versus  $\theta/K$  pour différentes formes de pluie :

pluie rectangulaire et pluies triangulaires définies par différents rapports  $x = \theta_p/\theta$ .  
(ces pluies ont une intensité moyenne de même période de retour).

Par ailleurs, pour une durée de pluie  $\theta$  et pour une position du maximum d'intensité  $\theta_p$  fixées, le rôle de la période de retour de l'intensité moyenne de la pluie, se résume à celui du paramètre  $a(T)$ . Or,  $a(T)$  intervient à la puissance 1/5 dans la fonction  $f_1$ . Aussi, si l'on fait l'hypothèse que l'intensité moyenne  $i_b$  de la pluie varie approximativement comme le Log de la période de retour, on a alors :

$$\frac{\Delta R_v}{R_v} = \frac{1}{5} \frac{\Delta a(T)}{a(T)} \approx \frac{1}{5} \frac{\Delta i_b}{i_b} \approx \frac{1}{5} \frac{\Delta \text{Log}(T)}{\text{Log}(T)}$$

Ceci signifie qu'en passant d'une pluie d'intensité moyenne de période de retour  $T=10$ ans à une pluie d'intensité moyenne de période de retour  $T=100$ ans, la variation du rapport  $R_v$  reste faible ( $\Delta R_v/R_v = 0.4$ ) et négligeable devant les variations induites par des temps caractéristiques de pluies différents.

### Résultats obtenus pour des pluies réelles.

Ces deux remarques importantes sont illustrées très clairement sur le graphique (Fig. 8). Nous y avons fait figurer pour le bassin versant *B1* précédent, les valeurs du rapport  $R_v$  obtenues pour 555 événements de la série chronologique des pluies enregistrée sur 23 ans à la station météorologique de l'Aéroport de Ouagadougou. Les 555 pluies sélectionnées correspondent aux pluies de la série pour lesquelles la simulation de la transformation pluie débit à l'aide du modèle de l'HURL a conduit à un débit de pointe supérieur à  $1\text{m}^3/\text{s}$ .

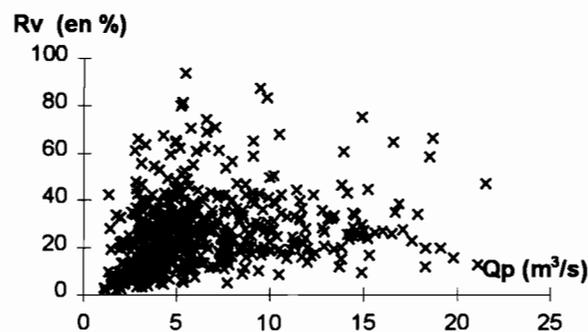
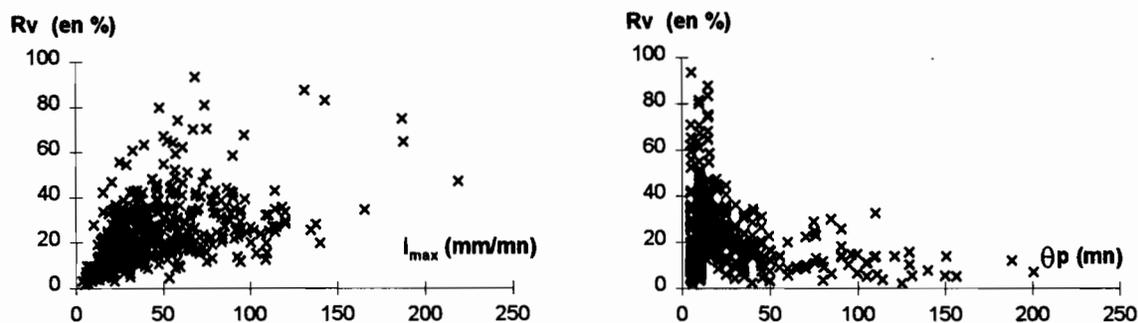


Fig. 8 : Rapport  $R_v$  en % pour le bassin *B1* et pour les 555 pluies de la chronique.

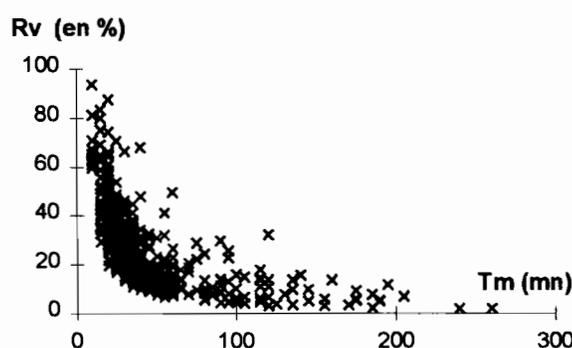
Hormis le fait d'illustrer les remarques que nous avons déjà faites précédemment, les résultats apparaissant sur le graphique (Fig. 8) nous montrent que ce rapport  $R_v$  peut être très important : il varie de 0 à plus de 80% ! Bien entendu, lorsque les rapports dépassent 20%, ils ne sont plus significatifs puisque nous avons justement fait l'hypothèse, pour l'élaboration de la modélisation permettant de déterminer  $R_v$ , que le volume stocké dans les zones bâties situées dans le CEP était négligeable par rapport au volume ruisselé jusqu'à la pointe de crue. Cette hypothèse est donc pour une partie des pluies de la chronique et pour la configuration de bassin étudiée invalidée : si certaines valeurs du rapport  $R_v$  présentées sur le graphiques sont donc fausses (elles sont en l'occurrence surestimées), il n'en reste pas moins qu'elles permettent de conclure que la modélisation du stockage dans les zones bâties est, pour certains types de pluies, nécessaire.

Les caractéristiques des pluies réelles qui conditionnent la valeur du rapport  $R_v$  sont en fait assez difficiles à identifier puisqu'il est difficile de réduire la description de pluies réelles de formes très diverses à un nombre restreint de paramètres.



**Fig. 9 : Influence de deux caractéristiques des pluies : l'intensité maximum  $i_{max}$  (sur une durée de 5mn) et le temps entre le début de la pluie et cette intensité maximum  $\theta_p$  (Bassin *BI*).**

L'étude croisée de l'influence de différentes caractéristiques simples des pluies réelles sur le rapport  $R_v$ , telles que la hauteur totale précipitée et la durée totale de la pluie, l'intensité maximale et sa position au sein de la pluie, etc..., montre que les pluies conduisant aux rapport  $R_v$  les plus importants sont en général les pluies les plus violentes (intensités maximales importantes), les plus ramassées dans le temps (durée faible) et telles que l'intensité maximale se situe en début d'épisode pluvieux (exemples Fig. 9). Ce n'est cependant pas systématique, la forme de la pluie jouant aussi un rôle important. Le paramètre explicatif le plus probant est, en fait, le temps de montée de la crue induite par la pluie qui intègre finalement la majorité des caractéristiques importantes de la pluie et en particulier sa forme. C'est ce que nous pouvons observer sur le graphique suivant (Fig. 10) : plus la crue est courte, plus son volume est faible et donc plus le volume stocké dans les zones bâties peut être significatif (rapport  $R_v$  important) et conduire à une minoration sensible du débit de pointe.



**Fig. 10 : Rapport  $R_v$  pour le bassin *BI* en fonction du temps de montée de la crue  $T_m$ .**

En résumé :

- dans le contexte bien particulier d'un bassin ne disposant pas du tout de réseau de collecte des eaux de pluies (réseau hydrographique naturel ou réseau artificiel), et d'un bassin sur lequel les pertes au ruissellement sont négligées, la période de retour n'influence quasiment pas le rapport  $R_v$ . En d'autres termes, ce rapport est indépendant du débit de pointe de la crue.
- En revanche, le rapport  $R_v$  est très sensible aux différentes caractéristiques de la pluie qui conditionnent le temps de montée de la crue, ce paramètre étant en fait le paramètre explicatif prépondérant de la variabilité du rapport.
- Les rapports  $R_v$  peuvent être très importants (ceci invalide alors le modèle utilisé pour le calculer), les rapports les plus importants étant obtenus pour les temps de montée les plus courts et inversement.

Les pluies étant de caractéristiques très variables, on ne peut donc pas a priori statuer de façon définitive, pour un bassin donné, sur l'importance relative des phénomènes étudiés ici, et sur la nécessité ou non de prendre en compte le stockage dans le bâti dans une modélisation réaliste des inondations du bassin.

### **VIII-B.4. Sensibilité du rapport $R_v$ aux caractéristiques du bassin.**

L'expression analytique du rapport  $R_v$  (Eq. 13) nous permet aussi d'étudier la sensibilité du rapport aux différentes variables et paramètres utilisés pour la description du milieu. Cette étude de sensibilité peut avoir plusieurs applications et permettre :

- d'évaluer la robustesse du modèle en rapport aux éventuelles erreurs que l'on peut faire sur l'estimation ou la mesure de l'un ou l'autre des paramètres,
- d'identifier les caractéristiques ou paramètres du milieu auxquels le rapport est le plus sensible,
- d'estimer la variation du rapport  $R_v$  entre deux configurations de bassins dont les caractéristiques diffèrent de par la valeur d'un des paramètres.

La sensibilité du rapport  $R_v$  aux différents paramètres est présentée ci-dessous en terme d'erreur relative  $\Delta R_v/R_v$  faisant suite à une erreur relative  $\Delta x_i/x_i$  effectuée sur la détermination de la valeur  $x_i$  du  $i^{\text{ème}}$  paramètre. Le rapport  $\alpha = (\Delta R_v/R_v)/(\Delta x_i/x_i)$  peut être déduit de l'expression analytique Eq. 13 pour les paramètres intervenant dans l'expression sous une forme monôme (i.e. tous les paramètres sauf  $K$ ) :  $\alpha$  correspond alors pour des variations faibles de  $x_i$  à l'exposant affecté à la valeur  $x_i$  du  $i^{\text{ème}}$  paramètre.

La plupart des paramètres physiques du système ne peuvent être déterminés qu'avec une précision relative très médiocre (coefficient de rugosité  $K$ , et pente  $i$  de la rue, paramètre  $K$  de l'H.U., fruit  $m$  de la section en travers du CEP, longueur  $L_o$  du CEP, superficie  $A$  du bassin versant). Les incertitudes

sur la détermination de  $R_v$  qui correspondent à l'imprécision probable concernant chacun des paramètres sont présentées dans le Tableau 2. Elles ont été déterminées à partir du rapport  $R_v$  initial (35%) obtenu pour la pluie  $PI$  ( $\theta=60$  mn,  $\theta_p=15$  mn,  $T=20$  ans, hauteur de pluie=100 mm) et pour le bassin versant fictif  $BI$  (Tableau 1).

	$(\Delta x/x)$	$(\Delta R_v/R_v)$	$(\Delta R_v/R_v)/(\Delta x/x)$
Coeff H.U. : $K$	- 40%	de +10 à +30% <sup>8</sup>	-0.5
	+ 40%	de -5 % à -15%	-0.25
Superficie $A$	- 30%	- 6 %	0.2
	+ 30%	+ 6 %	0.2
Pente : $i$	- 50%	+ 52 %	-1
	+ 50%	- 22 %	-0.5
Rugosité : $K_r$	- 20%	+ 31 %	-1.55
	+ 20%	- 20 %	-1
Largeur voie : $B_o$	- 20%	+ 31 %	-1.55
	+ 20%	- 20 %	-1
Fruit section : $m$	- 50%	- 50 %	1
	+ 50%	+ 50 %	1
Longueur drain principal : $L_o$	- 50%	- 50 %	1
	+ 50%	+ 50 %	1

**Tableau 2 : Sensibilité du rapport  $R_v$  à une erreur sur l'un des paramètres du modèle - variation  $\Delta R_v/R_v$  en % du rapport  $R_v=35\%$  initial suite à une variation  $\Delta x_i/x_i$  du  $i^{\text{ème}}$  paramètre.**

Le rapport  $R_v$  est donc, comme nous l'indique les valeurs du rapport  $\alpha$ , relativement peu sensible aux paramètres intervenant dans le modèle hydrologique (mis à part ceux concernant les caractéristiques de la pluie évidemment). Au vu, par ailleurs, de la précision avec laquelle on peut espérer les déterminer, on peut donc conclure que le modèle est relativement robuste vis à vis de ces deux paramètres  $A$  et  $K$ <sup>9</sup>.

<sup>8</sup> Les variations du rapport  $R_v$  induites par une erreur de détermination de  $K$  dépendent à la fois de la durée totale de pluie et de la forme de la pluie puisque le paramètre  $K$  intervient dans les fonctions  $f_1$  et  $f_2$  de l'équation Eq. 13. Les erreurs les plus importantes concernent les pluies dont l'intensité maximum est en début de pluie.

<sup>9</sup> Cette relative robustesse du modèle par rapport à son paramètre principal, avait déjà été évoquée lors d'une étude sur l'influence de  $K$  sur les débits de pointe (Desbordes, 1976).

Le rapport  $R_v$  est en revanche beaucoup plus sensible aux paramètres décrivant la capacité d'évacuation de la rue drainante, cette sensibilité étant d'ailleurs plus importante lorsque la variation du paramètre va dans le sens d'une sous-estimation de la capacité de drainage de la rue (rapport  $\alpha = -1.55$  pour les paramètres  $K_r$  et  $B_o$ ). Lorsque l'on étudie la sensibilité du rapport  $R_v$  dans le cas général où le CEP est constitué de plusieurs voies, la même remarque peut être faite pour le paramètre  $P_F$  qui correspond à la perméabilité du CEP et qui est relatif à la densité d'éléments drainants (Tableau 3).

	$(\Delta x/x)$	$(\Delta R_v/R_v)$	$(\Delta R_v/R_v)/(\Delta x/x)$
Perméabilité du	- 10%	+ 30 %	- 3
CEP : $P_F$	+ 10%	- 14 %	- 1,4

**Tableau 3 : Sensibilité du rapport  $R_v$  vis à vis de la perméabilité du CEP dans le cas général où le CEP est constitué de plusieurs éléments drainants.**

(La perméabilité initiale du CEP a été choisie égale à  $P_F = 0,2$ )

Le rapport  $R_v$  est aussi très sensible aux deux paramètres du modèle d'inondation (fruit  $m$  et longueur du CEP  $L_o$ ) qui interviennent de façon linéaire dans l'expression analytique Eq. 13. L'incertitude sur ces paramètres étant de loin la plus importante, l'imprécision sur la valeur  $R_v$  est donc essentiellement due au modèle d'inondation.

L'imprécision concernant  $R_v$  est certes liée à l'imprécision concernant les différents paramètres du modèle mais elle est aussi et surtout liée aux limites de la modélisation que nous exposons ci dessous.

## **VIII-C. Limites des modèles.**

La plupart des simplifications adoptées précédemment sont critiquables, soit parce que la représentation de la géométrie du milieu est très rudimentaire, soit parce que certaines hypothèses formulées ou sous-entendues sont fortes et peu réalistes. Nous présentons ici les limites de l'approche qui nous semblent être les plus importantes.

### **VIII-C.1. Le modèle de l'hydrogramme unitaire.**

Comme nous l'avons déjà mentionné dans le chapitre II.A., les modèles conceptuels de transformation de la pluie en débit sont en général inadaptés pour les situations d'inondation qui sortent de leur domaine de validité.

Le modèle du réservoir linéaire et les équations de prédétermination de ses paramètres supposent en particulier un système hydrologique sans stockage localisé significatif : l'écoulement est supposé correspondre à un ruissellement superficiel spatialisé sous faible profondeur et à des transferts par des systèmes localisés comme des canaux et des égouts souterrains. Une modélisation plus réaliste du comportement du bassin supposerait de décomposer les phénomènes en deux : des écoulements de type hydrologique à l'amont de la zone d'inondation et un stockage dans cette dernière. La modélisation utiliserait de même que précédemment :

- le modèle de l'HURL pour déterminer les hydrogrammes d'entrée dans la zone d'inondation,
- une section de contrôle permettant de déterminer à l'exutoire de la zone d'inondation la relation hauteur-débit sortant,
- un modèle géométrique pour la zone d'inondation permettant de déterminer la loi hauteur volume stocké et la loi hauteur superficie inondée.

Le point délicat de cette modélisation améliorée est la délimitation à chaque pas de temps des différentes zones situées à l'amont de la zone d'inondation, et dont le fonctionnement est purement hydrologique, puisque leur taille varie justement avec la taille de la zone d'inondation (Fig. 11).

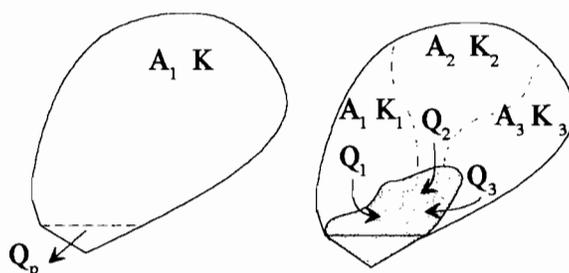


Fig. 11 : Modélisation avec ou sans zone d'inondation .

### **VIII-C.2. Le modèle hydraulique.**

L'utilisation d'un modèle hydraulique simple du régime uniforme pour calculer la hauteur d'eau en fonction du débit  $Q$  est largement discutable : on néglige d'une part les effets de la dynamique de la crue qui sont vraisemblablement importants pour des événements qui peuvent ne durer que quelques heures seulement, et d'autre part les éventuelles contraintes aval qui peuvent conduire à des hauteurs d'eau largement supérieures à celles calculées pour le régime uniforme précédent <sup>10</sup>.

<sup>10</sup> Les quelques courbes de tarage que l'on a essayé de définir à partir de mesures de débit ont mis en évidence que le débit mesuré pour une hauteur d'eau donnée était largement inférieur au débit prévu par un modèle de type Manning-Strickler

Ces contraintes aval peuvent être dues à des goulots d'étranglement situés à l'aval du bassin étudié. Elles peuvent aussi être observées au sein du bassin du fait d'une organisation du bâti irrégulière dans le CEP. Ainsi la perméabilité totale de la section en travers du CEP varie sur les quartiers observés suivant la situation de la section au sein du CEP (Annexe 4). Cette variabilité du taux d'encombrement de la section d'écoulement, due à une densité de voies variable et/ou à des largeurs de voies variables crée donc au sein du CEP diverses sections réduites d'écoulement.

Enfin, les éléments drainants peuvent être sinueux et induire une résistance supplémentaire du CEP aux écoulements ce qui réduit alors la capacité d'évacuation du CEP et ce qui augmente du même coup la hauteur d'inondation dans le bâti et le rapport  $R_v$ <sup>11</sup>.

### **VIII-C.3. Le modèle d'inondation.**

C'est probablement ce modèle qui est à la source des incertitudes les plus importantes dans la détermination du rapport  $R_v$ . La détermination de la surface touchée par l'inondation, et en particulier de l'extension latérale de l'inondation et de la longueur du CEP inondée pose le plus de difficultés.

#### **VIII-C.3.a. L'étendue de la zone inondée au sein du CEP.**

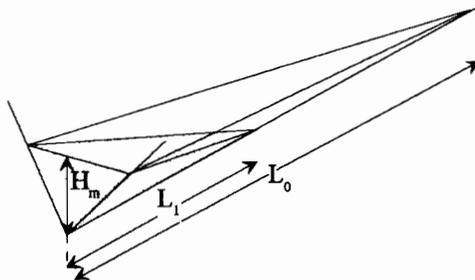
La représentation triangulaire (fruit  $m$ ) de la section en travers du CEP est d'autant plus discutable qu'elle induit un volume stocké dans le bâti variant en  $m.H^2$ . De ce fait une faible augmentation de la hauteur d'inondation induit une augmentation importante de l'emprise latérale de l'inondation et donc du volume stocké. Or, en milieu urbain, le relief est irrégulier en raison des multiples aménagements et terrassements occasionnés pour la construction de routes ou de bâtiments : il est ainsi probable que certains rehaussements de terrain limitent l'emprise possible de la zone inondée tout du moins pour des hauteurs d'inondations inférieure à une hauteur limite donnée.

La longueur du CEP touchée par l'inondation,  $L_0$ , est encore plus délicate à évaluer. On peut en proposer un **minorant** qui correspond à la longueur du **plan d'eau horizontal** limité par les deux versants du CEP et de hauteur à l'exutoire  $H_m$ . La longueur  $L_0$  est dans ce cas reliée à  $H_m$  par le biais

---

<sup>11</sup> Sur le quartier loti de Patte d'Oie (PO), par exemple, afin de rendre le quartier plus convivial, les urbanistes ont défini des blocs en forme de L, disposés en quinconce (v. schéma de situation des voies relevées Annexe 5). C'est en particulier le cas pour les blocs disposés dans le fond du CEP ce qui rend les différentes voies d'écoulement très sinueuses. Cette observation concerne encore plus un quartier tel que le quartier d'habitat spontané de Wemtenga (W2). On peut donc a priori observer dans la relation hauteur débit un phénomène important d'hystérésis.

de la pente  $i$  du CEP (Fig. 12). Ce calcul purement hydrostatique est certainement assez loin de la réalité puisqu'un écoulement, supposé aussi pouvoir inonder le bâti, existe en tout point du CEP.



**Fig. 12 : Deux longueurs du CEP inondée.**

(Le volume du prisme grisé correspond au volume stocké qui serait obtenu avec l'hypothèse du plan d'eau horizontal ; le volume de l'autre prisme (grisé + transparent) correspond à l'hypothèse utilisée dans ce chapitre).

Nous avons par la suite choisi d'utiliser, pour un bassin versant de superficie  $A$  donnée, une longueur  $L_0$  fixe correspondant à la longueur du CEP supposée être en eau au cours d'un épisode pluvieux quelconque. Nous l'estimons à l'aide de la formule arbitraire suivante :

$$L_0 = G \cdot \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 10000 \cdot A - L_r} \quad \text{Eq. 15}$$

où  $A$  est la superficie du bassin versant en ha, où  $G$  est le coefficient de Gravelius du bassin (pris toujours égal à 1.2) et où  $L_r$  est égale à la longueur minimale nécessaire à la formation de ruissellements susceptibles d'être suffisamment importants pour induire des écoulements permettant d'inonder le bâti (cette longueur  $L_r$  a été prise égale à 1000 m pour les bassins de Ouagadougou après avoir consulté les différentes cartes des bassins sur lesquelles figurent les parties visibles du réseau de drainage naturel). Pour les bassins de petite taille pour lesquels nous calculons le rapport  $R_v$  par la suite, cette formulation, qui peut sembler hasardeuse, fournit des longueurs de drain plausibles et qui ne conduisent probablement pas à une surévaluation de  $L_0$  : pour un bassin de 100 ha par exemple, le diamètre moyen du bassin et sa plus grande longueur sont respectivement de 1100 m et de 1350 m et la longueur  $L_0$  n'est que de 350 m.

Pour résumer, l'incertitude relative sur la longueur  $L_0$  du CEP est donc importante.

### VIII-C.3.b. La représentation du volume stocké dans le bâti.

A l'imprécision majeure apportée par  $L_0$ , s'ajoute l'imprécision due à la simplification de la représentation du volume stocké dans le bâti.

L'hypothèse, selon laquelle la cote de l'inondation dans le bâti est la même que celle de l'écoulement dans le CEP, est assez réaliste comme nous le verrons dans le chapitre suivant (Chapitre IX). De même, négliger le volume stocké dans les zones bâties d'éventuels autres axes de drainage du bassin, et ne considérer que le volume stocké dans le CEP, peut se justifier si l'on ne considère que des bassins de petite taille sur lesquels les affluents du CEP sont souvent inexistant<sup>12</sup>.

Cependant, la validité d'une dépendance linéaire entre la section de bâti inondée au sein du CEP et l'abscisse de la section sur le CEP n'est pas aussi évidente. Cette dépendance linéaire correspond aux hypothèses :

- que la hauteur d'eau maximum,  $H_m$  observée à l'exutoire décroît linéairement si l'on remonte l'axe d'écoulement principal jusqu'à la distance  $L_o$  où elle s'annule, c'est à dire que la hauteur d'eau sur le CEP au point d'abscisse curviligne  $s$  est :  $H(s) = s/L_o * H_m$ ,
- et que l'emprise latérale de l'inondation au point d'abscisse  $s$  est proportionnelle à la hauteur maximum de l'inondation en ce même point.

Le second point peut résulter du modèle simple utilisé pour modéliser à l'aide de deux versants plans la géométrie du CEP. La validité de la première hypothèse est moins évidente. On peut en avoir l'intuition si l'on considère, en régime permanent, un écoulement au sein du CEP résultant d'une alimentation par ruissellement tout au long du CEP. Dans ce cas, la ligne d'eau s'apparente à une courbe de remous quasiment rectiligne sauf dans certaines configurations particulières comme par exemple dans le cas d'un CEP à forte pente et dont l'écoulement à l'exutoire serait fortement influencé par l'aval. N'ayant pas de configuration de ce type, nous suggérons donc que cette décroissance linéaire de la hauteur d'eau est réaliste<sup>13</sup>.

**Conclusion :** Le rapport  $R_v$ , tel que défini plus haut, ne peut donc constituer qu'une indication grossière du rapport  $R_v$  réel. Il permet néanmoins d'identifier certaines situations critiques pour lesquelles le stockage dans la partie bâti du bassin versant est susceptible d'influencer largement la dynamique de la crue. Nous présentons ainsi dans le paragraphe suivant les valeurs de ce rapport dans différentes configurations types de bassins versants représentatives des différentes configurations observables à Ouagadougou.

---

<sup>12</sup> C'est en tout cas ce que nous avons observé sur la majorité des bassins étudiés à Ouagadougou.

<sup>13</sup> Nous avons vérifié ces suppositions en modélisant, en régime permanent, l'écoulement dans un CEP de longueur le diamètre équivalent du bassin. Le CEP est alimenté en tout point d'abscisse  $s$  par un débit croissant de l'amont vers l'aval et qui correspond à l'apport de la partie de versant drainée au point du CEP concerné. Le volume stocké dans la partie bâti inondée calculé à partir de cette simulation est même supérieur au même volume calculé en utilisant une longueur inondée  $L_o$  déterminée à l'aide de la formule plus ou moins arbitraire précédente.

## **VIII-D. Rapport $R_v$ dans différentes configurations types de bassin versant.**

L'objet de ce paragraphe est de montrer les ordres de grandeur relatifs que l'on peut obtenir sur différents types de bassins pour le rapport  $R_v$ . Le CEP contient plusieurs éléments drainants qui peuvent être simultanément actifs. Dans un premier temps nous envisageons des bassins de petite taille sur lesquels on ne trouve généralement pas de collecteur d'évacuation des eaux de pluies ni de drain naturel à la topographie bien marquée (bassins de 100ha). Nous étudions ensuite, pour des bassins de plus grande taille, l'impact sur le rapport  $R_v$  de la présence d'un collecteur au sein du CEP. Le nombre de paramètres entrant en compte dans le calcul du rapport  $R_v$  induit un nombre de configurations possibles de bassins versants théoriquement très grand. Nous nous sommes donc limités au calcul de ce rapport pour différentes configurations types de bassins.

### **VIII-D.1. Les configurations types de bassins étudiées.**

#### **Description générale des bassins et des quartiers types.**

Ces configurations types correspondent à divers bassins observés à Ouagadougou différant l'un de l'autre soit par leurs caractéristiques topographiques (pentes), soit par les caractéristiques d'occupation du sol du quartier. Ces caractéristiques ont été, soit mesurées sur le terrain pour certains bassins, soit déduites de l'exploitation de documents cartographiques ou de photographies aériennes pour les autres. Ces différents bassins fictifs portent le nom des quartiers types que nous avons utilisés pour les construire. Ces quartiers sont décrits sommairement dans le Tableau 4. Ils sont situés sur le plan de Ouagadougou présenté dans le chapitre VI (Fig. 6).

Abréviation	Description du quartier	Date lotissement
<b>B1</b>	<b>Quartier fictif</b> correspondant au bassin utilisé dans les paragraphes précédents. ne contient qu'une seule rue drainante au centre du CEP	
<b>Centre</b>	Quartier du centre ville <b>très commercial</b> , quartier dense mais rues larges	1955
<b>Saints</b>	Quartiers Saints - Sud Est du quartier Centre, <b>vieux quartier résidentiel</b> , quartier dense et rues peu larges	1952
<b>P. Oie*</b>	Quartier de Patte d'Oie - périphérie Sud de la ville, <b>quartier résidentiel récent et aéré</b> , rues assez larges	1978
<b>Kalgon</b>	Quartier de Kalgondin - périphérie est de la ville, <b>quartier résidentiel récent et aéré</b> , rues assez larges, pente faible	1988
<b>W. loti*</b>	Quartier Wentenga loti - périphérie Est de la ville, <b>quartier très récent</b> , rues peu larges	1989
<b>W. spon*</b>	Wentenga Spontané - périphérie Est de la ville, <b>quartier d'habitat spontané très récent</b> , ruelles très peu larges	1989
<b>f. pentu</b>	Quartier fictif pentu	

**Tableau 4 : Description thématique des quartiers et abréviations utilisées par la suite pour les configurations type de bassin.**

\* quartiers dont les caractéristiques ont été déterminées à l'aide de relevés terrain :

(W1, W2 et PO ; v. chap. VI )

### Caractéristiques physiques des bassins.

Pour que les résultats soient comparables, nous avons choisi de travailler avec des bassins fictifs de même superficie  $A=100$  ha. Nous avons par ailleurs fixé pour tous ces bassins la longueur du CEP à la valeur  $L_o=350$  m.

Par ailleurs, les paramètres utilisés pour décrire la section en travers du CEP correspondent aux valeurs moyennes de ces paramètres sur le bassin réel (perméabilité totale, largeur moyenne des voies, pente longitudinale, transversale..). Les différents paramètres  $p$ ,  $m$ ,  $i$ , ont été déterminés à l'aide d'une carte topographique. Les paramètres  $IMP$ ,  $P_F$ ,  $B_o$ , ont été obtenus à l'aide de la photo-interprétation de photographies aériennes.  $K_r$  provient de l'observation sur le terrain de la nature du revêtement des différentes voies (voies en latérite pour les quartiers résidentiels récents, voies goudronnées pour les autres) (Tableau 5).

Notation		B1	Centre	Saints	P. Oie	Kalgon	W. loti	W.spon	f. pentu
<b>Caractéristiques du bassin</b>									
pente bassin	p (%)	1	1	0.7	1	0.5	1.5	1	5
coeff Imperm.	IMP	0.2	0.4	0.3	0.2	0.2	0.1	0.1	0.2
coeff H.U.	K (mn)	30	20	28	30	36	32	38	15
<b>Caractéristiques du CEP</b>									
rugosité voies	$K_r$ (usi)	40	60	50	40	40	40	40	40
largeur voies	$B_o$ (m)	10	20	8	15	15	12.5	3.5	15
fruit sect° CEP	m (m/m)	100	100	100	100	100	50	100	50
pente CEP	i (m/m)	0.5	0.5	0.35	0.5	0.25	0.75	0.5	2.5
perméab. CEP	$P_F$ (m/m)		0.2	0.1	0.18	0.16	0.22	0.21**	0.18
longueur blocs *	$L_B$ (m)		80	70	68	80	45	20	68

**Tableau 5 : Caractéristiques des différents bassins fictifs utilisés pour les simulations du calcul de  $R_v$ <sup>14</sup>.**

Une première remarque concerne la faible variabilité de la pente générale des bassins et la perméabilité totale des sections du CEP :

- la pente est relativement faible et varie de 0.6 à 1.5% sur l'ensemble de la ville. Nous avons donc défini un bassin fictif supplémentaire plus pentu.
- la perméabilité totale des sections d'écoulement varie entre 0,1 et 0,2. Une étude plus précise (Annexe 4) montre que, pour certains quartiers, le tissu urbain est anisotrope du fait d'une orientation privilégiée des blocs bâtis. La perméabilité du quartier peut donc être variable suivant la direction adoptée pour l'observation du quartier. Lorsque le cas s'est présenté, nous avons retenu, comme valeur de perméabilité, celle relative à la direction réelle de l'écoulement sur le

<sup>14</sup> \*La longueur moyenne des blocs correspond à la longueur de la trace des zones bâties non transmettrices au sein d'une section en travers du CEP. Elle peut être obtenue à partir de la perméabilité et de la largeur moyenne des voies : elle est mentionnée à titre indicatif.

\*\*La perméabilité du CEP correspond pour le quartier d'habitat spontané à la perméabilité totale du quartier intégrant ruelles et chemins hydrauliques au sein des zones bâties.

quartier <sup>15</sup>. Cette faible variabilité de la perméabilité  $P_F$  des quartiers est cependant non négligeable vu que le rapport  $R_v$  est très sensible à la valeur de  $P_F$ .

D'autres caractéristiques des bassins versants sont beaucoup plus variables suivant les bassins observés. Ce sont la rugosité moyenne de voies  $K_r$ , leur largeur moyenne  $B_o$  et ainsi que le fruit de la section en travers du CEP,  $m$ . Elles dépendent de l'âge et/ou de la nature des bassins pour les deux premières et de la topographie locale pour la troisième.

### **VIII-D.2. Les pluies simulées.**

#### **Les pluies brutes utilisées.**

Nous ne présentons par la suite que les résultats relatifs à trois pluies fictives. Leurs caractéristiques ont été définies à partir de l'étude statistique effectuée par Le Barbé (1982) sur 1391 événements de la série chronologique de pluies observée à la station Ouagadougou Aéroport. Cette étude montre que 60% des pluies ont un corps de pluie d'une durée inférieure à 30mn et que 95% d'entre elles ont un corps de pluie d'une durée inférieure à 90mn. Pour chaque classe de durée (contenant les pluies de durée comprise entre  $\theta$  et  $\theta+10mn$ ), Le Barbé a déterminé un hyétogramme moyen qui a une forme quasi triangulaire <sup>16</sup>. Pour chaque classe de durée enfin, la position moyenne de l'intensité maximale au sein de la pluie  $\theta_p$  est, pour les pluies de durée  $\theta \leq 90mn$ , telle que  $\theta_p/\theta = 0,25$  (Annexe 7).

Les trois pluies utilisées par la suite ont donc été choisies de forme triangulaire et sont de durées respectives  $\theta = 20, 45, \text{ et } 90mn$ . Elles sont telles que  $\theta_p/\theta = 0,25$ , et ont une intensité moyenne de période de retour  $T=20ans$ . Les hauteurs de pluies brutes correspondantes sont respectivement 56, 84 et 120 mm.

---

<sup>15</sup> Ces blocs sont en fait souvent orientés de sorte que l'encombrement des sections perpendiculaires à la pente principale soit le moins défavorable à l'évacuation des flux. Ceci explique en particulier que les caractéristiques utilisées ici pour les bassins ayant fait l'objet de l'étude de perméabilité présentée au chapitre VII (Transmissivité des zones bâties), soient différentes de celles résultant de l'étude de perméabilité.

<sup>16</sup> Pour déterminer ce hyétogramme moyen, les hyétogrammes des différentes pluies appartenant à une classe donnée ont été au préalable superposés de sorte que les intensités maximales observées pour chacune des pluies coïncident entre elles.

**Schéma de production : transformation de la pluie brute en pluie nette.**

Le modèle utilisé pour transformer la pluie brute en pluie nette est basé sur la combinaison de pertes initiales et de pertes continues d'intensité constante. Les valeurs utilisées pour ces deux types de pertes sont celles déjà utilisées lors de l'étude hydrologique de différents bassins urbains de Ouagadougou (Bouvier 1990, Hingray 1995). Ce sont respectivement  $STO=8.5\text{mm}$  et  $INF=6.8\text{mm/h}$  pour les pertes initiales par stockage et les pertes continues par infiltration.

**Le paramètre K de l'H.U.**

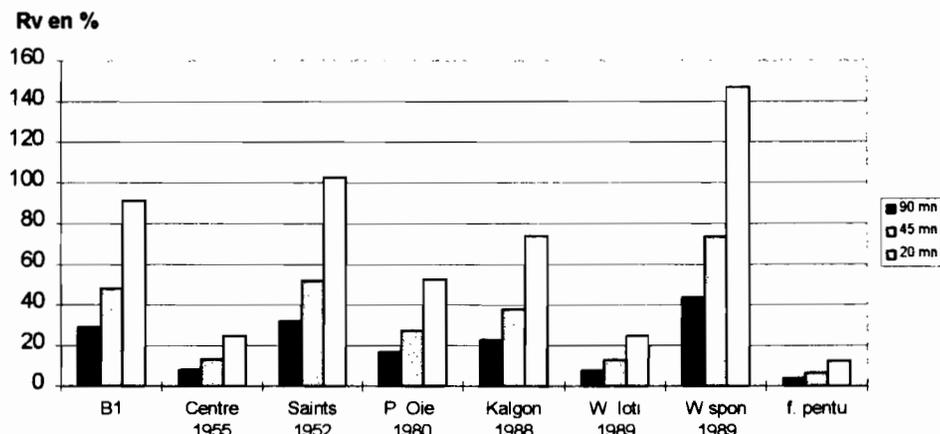
Nous avons pour chacune des configurations de bassin versant précédentes, utilisé la formule de prédétermination du paramètre K proposée par Bouvier (1990) pour différents bassins versants urbanisés africains et réutilisée ensuite avec succès sur d'autres bassins versants de Ouagadougou (Hingray 1995) :

$$K = 3,4 \cdot A^{0,3} \cdot IMP^{-0,45} \cdot p^{-0,39} \quad \text{avec K en mn} \quad \text{Eq. 16}$$

où  $A$  est la superficie du bassin (ha), où  $p$  est la pente moyenne du bassin versant en % et où  $IMP$  est le coefficient d'imperméabilisation du bassin ( $\text{m}^2/\text{m}^2$ ). Le coefficient  $IMP$ , la pente moyenne du bassin  $p$ , et le coefficient  $K$  calculé à l'aide de la formule précédente, figurent pour chaque bassin dans le Tableau 5.

**VIII-D.3. Variabilité du rapport  $R_v$  pour les différents bassins fictifs.**

Les résultats présentés sur la Fig. 13 montrent que le rapport  $R_v$  est très variable selon le type de quartier. Un paramètre qui semble jouer à première vue un rôle important dans cette variabilité est la largeur moyenne des voies. Les autres informations issues des simulations montrent d'ailleurs, qu'une seule voie large suffit à transiter la totalité du débit de pointe  $Q_p$  (Tableau 6). Ainsi, seuls les CEP du vieux quartier résidentiel (Quartiers Saints) et du quartier d'habitat spontané (W.spon), dont les rues ont respectivement pour largeur moyenne  $B_o=8$  et  $3.5\text{m}$ , ont plusieurs voies actives lors de la pointe de crue (resp. 2 et 6 voies). Les résultats montrent aussi qu'il n'y a pas de lien pour les différents quartiers entre le débit de pointe  $Q_p$  et le rapport  $R_v$ .



**Fig. 13 : Variabilité du rapport  $R_v$ , en fonction du type de bassin et pour trois pluies triangulaires de durées respectives  $\theta = 20, 45$  et  $90$ mn.**

Notation		B1	Centre	Saints	P. Oie	Kalgon	W. loti	W.spon	f. pentu
débit de pointe	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	20.2	25.4	20.9	20.2	16.4	18	15.9	31.2
hauteur inond <sup>o17</sup>	$H_m$ (m)	0.9	0.5	0.9	0.7	0.7	0.6	1.7	0.5
largeur inond <sup>o</sup>	$L_m$ (m)	190	120	196	155	155	75	360	65
nb voies actives		1	1	2	1	1	1	5	1
$Q_1$ voie centrale	$Q_1/Q_p$ %	100	100	85	100	100	100	28	100

**Tableau 6 : Valeurs des différentes variables associées à la pluie de durée  $\theta=20$ mn.**

Les résultats présentés ci-dessus correspondent à une configuration pour laquelle la totalité du débit passe par les rues contenues dans le CEP, ce qui n'est vrai que lorsque le bassin est dépourvu d'un réseau de drainage (artificiel ou naturel) des eaux de pluies. Ceci constitue une hypothèse forte qui peut dans certains cas ne pas être vérifiée. L'influence de la présence d'un ou plusieurs collecteurs sur le laminage opéré par les zones bâties est évoqué ci-dessous.

<sup>17</sup>  $H_m$  et  $L_m$  sont respectivement la hauteur maximale et la largeur maximale de l'emprise de l'inondation au niveau de l'exutoire (voies inondées comprises).  $Q_1$  est la part du débit de pointe  $Q_p$  transitant dans la voie centrale du CEP.

### **VIII-E. Influence d'un système de drainage sur le rapport $R_v$ .**

Nous calculons ici le rapport  $R_v$  pour des bassins emboîtés de différentes tailles situés sur Patte d'Oie et qui disposent d'un système de drainage des eaux de pluie. Ces bassins ont respectivement pour superficie 200, 300, 400 et 500ha. Chacun des 3 premiers sous bassins (de superficie 200, 300 et 400 ha) est drainé par deux collecteurs de dimensions quasiment identiques bordant la voie en fond de marigot. Leurs dimensions augmentent avec la taille du bassin desservi (Tableau 7). Le bassin de 500ha est drainé par un marigot collectant les écoulements des collecteurs précédents.

La longueur  $L_o$ , prise en compte pour la longueur inondée du CEP, est aussi croissante suivant la superficie du bassin (Tableau 7). Elle est évaluée à l'aide de l'équation Eq. 15.

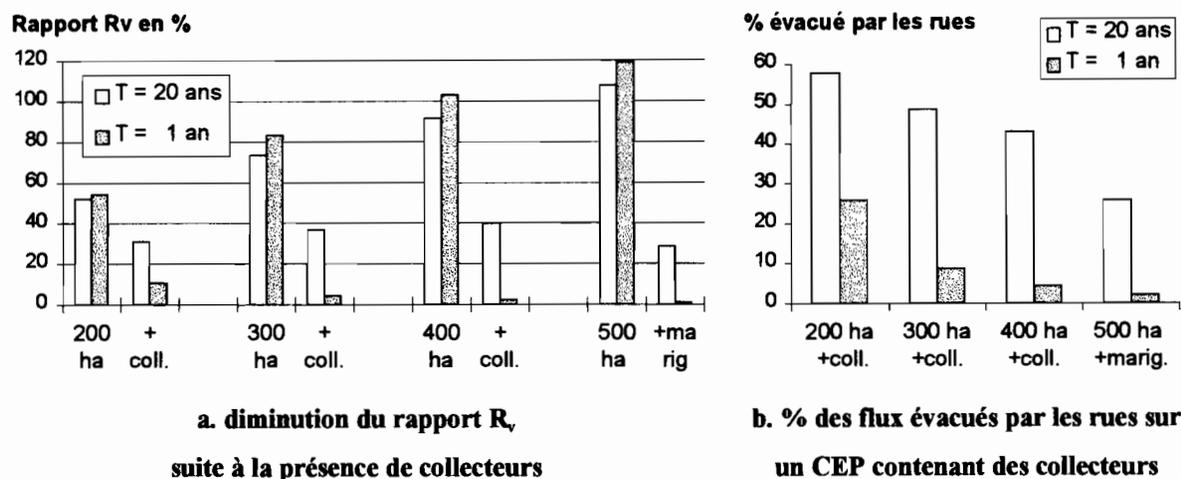
Surface $A$ du sous bassin		200 ha	300 ha	400 ha	500 ha
<b>Caractéristiques des collecteurs et marigot</b>					
profondeur du collecteur *	H (m)	2	2	2,5	1,5
largeur du collecteur *	B (m)	1	1,5	1,5	5
rugosité	Kr U.S.I.	60	60	60	30
fruit marigot	$m$ (m/m)				3
<b>Longueur du CEP</b>	$L_o$ (m)	920	1350	1700	2000
<b>Paramètre de l'H.U.</b>	K (mn)	35	39	42	45

**Tableau 7 : Caractéristiques des collecteurs pour les différents sous bassins versants de Patte d'Oie.**

\* : données obtenues d'après des relevés topographiques effectués sur le bassin en 1996.

La figure (Fig. 14a) présente la diminution du rapport  $R_v$  suite à l'installation de ces collecteurs ou, à la prise en compte des écoulements transités par le marigot. Les résultats concernent respectivement une pluie de période de retour 1an et une pluie de période de retour 20ans. Le pourcentage des flux évacués par les rues suite au débordement des collecteurs, et qui provoquent donc l'inondation du tissu urbain voisin, sont présentés pour les mêmes événements sur la figure Fig. 14b.

De façon évidente, le pourcentage des flux transités par la voirie est très faible pour les pluies de période de retour 1 an en présence d'un réseau extérieur de drainage. De ce fait, le rapport  $R_v$  est pour ce type de situation très faible : le stockage dans le bâti n'a donc a priori pas besoin d'être pris en compte pour des pluies fréquentes.



**Fig. 14 : Influence de la présence de collecteurs ou d'un marigot sur le rapport  $R_v$  pour des bassins de tailles différentes et pour des pluies de période de retour  $T = 1$  an et  $T = 20$  ans.**

En revanche, et c'est ce type de situation qui nous intéresse, les capacités d'évacuation des drains sont insuffisantes pour une période de retour plus importante de la pluie. C'est pourquoi, le rapport  $R_v$  peut devenir non négligeable même s'il reste toujours beaucoup moins important que sur le bassin sans drain : la modélisation de l'inondation d'un bassin peut donc, malgré la présence des collecteurs qui limitent considérablement les flux transités par les voies, nécessiter la prise en compte du stockage dans les zones bâties.

## **VIII-F. Conclusion.**

### **VIII-F.1. Variabilité du rapport $R_v$ importante.**

L'importance relative des phénomènes de stockage dans les zones bâties inondées, vis à vis des flux transités dans le Couloir d'Écoulement Principal (CEP) d'un bassin donné, est très variable :

- Elle dépend tout d'abord des **caractéristiques du CEP**. L'étude met ainsi en évidence l'importance de la capacité d'évacuation du CEP qui est étroitement liée :
  - au type de quartier (encombrement de la section en travers du CEP, densité et surtout largeur des voies submergées au sein du CEP),
  - au degré de consolidation du quartier (présence ou non d'éléments drainants supplémentaires au sein des zones bâties),
  - à l'existence ou non de collecteurs des eaux de pluie (naturels ou artificiels, à l'air libre ou souterrains),
  - et à la topographie (pente des voies d'écoulement contenues dans le CEP, pente des versants du bassin).

- Elle dépend aussi, dans une moindre mesure, des **caractéristiques du bassin versant** qui conditionnent sa réponse aux précipitations (coefficient d'imperméabilisation, pente moyenne du bassin, superficie drainée ...).

De ce fait, pour une pluie donnée et pour les quartiers que nous avons étudiés ici, le rapport  $R_v$ , qui est défini par le rapport entre le volume stocké dans les zones bâties lors du maximum de crue ( $V_s$ ) et le volume ruisselé à l'exutoire du bassin jusqu'au maximum de crue ( $V_{rp}$ ), peut varier d'un rapport 1 à 5 suivant les caractéristiques du milieu.

Par ailleurs, il n'est pas possible, pour un quartier donné de statuer de façon définitive sur le rôle que jouent les zones bâties sur le laminage de crue. En effet, le rapport  $R_v$  est encore plus sensible aux différentes **caractéristiques de la pluie** à l'origine de l'inondation du milieu. Les résultats mis en évidence dans ce chapitre sont les suivants :

- les caractéristiques de la pluie qui ont une influence la plus marquée sur la valeur de ce rapport sont celles qui conditionnent le **temps de montée de la crue** (durée totale de la pluie, valeur de l'intensité maximum, position du maximum d'intensité, forme du hyétogramme, ...).
- le rapport  $R_v$  peut être alors très important, les rapports les plus importants étant obtenus pour les temps de montée les plus courts et inversement.
- la période de retour n'influence quasiment pas le rapport  $R_v$  lorsque le bassin étudié ne dispose pas du tout de réseau de collecte des eaux de pluies (réseau hydrographique naturel ou réseau artificiel). En d'autres termes, le rôle des zones bâties est indépendant du débit de pointe de la crue.
- la valeur du rapport  $R_v$  est très fortement réduite pour les faibles périodes de retour des débits de pointe lorsque le bassin possède un ou plusieurs collecteurs, les crues correspondantes ne conduisant pas à l'inondation du milieu.

### **VIII-F.2. Implications pour une modélisation de l'inondation par ruissellement pluvial d'un quartier donné.**

Lorsque l'on veut modéliser de façon réaliste l'inondation par ruissellement pluvial d'un quartier donné, il peut donc être indispensable de prendre en compte le stockage opéré par les zones bâties sans quoi la fiabilité des résultats obtenus serait fortement compromise. Ceci dépend cependant énormément de la configuration du bassin et des caractéristiques des précipitations dont on veut modéliser les effets.

Pour des **quartiers très ouverts** possédant des voies larges, la capacité d'évacuation des voies sera a priori suffisante pour que le stockage dans les zones bâties puissent être, quelles que soient les caractéristiques de la pluie, négligé. Dans le cas où le **quartier est plus encombré** (cas des quartiers anciens en centre ville, des quartiers résidentiels aux rues étroites, ...) et pour des **pluies violentes**

(intensités maximales importante et situées en début d'épisode pluvieux), la seule modélisation de l'écoulement dans les éléments drainants du quartier est insuffisante, car la crue est laminée du fait des volumes d'eau importants soustraits à la crue par le bâti. On se voit donc dans l'obligation de traiter l'inondation d'un quartier par ruissellement pluvial **au cas par cas**.

### **VIII-F.3. Limites de l'approche et perspectives de recherche.**

L'approche proposée dans ce chapitre permet, si l'on connaît les caractéristiques du bassin étudié et celles des pluies dont on veut connaître les effets, d'évaluer grossièrement la valeur du rapport  $R_v$ . Elle a cependant des limites importantes.

En particulier, **la principale hypothèse** qui stipulait à priori que ce rapport  $R_v$  était négligeable se trouve **invalidée** par les résultats. Une modélisation plus fine prenant en compte les **aspects hydrodynamiques** de l'écoulement dans les différents éléments drainants du Couloir d'Écoulement Principal est donc souhaitable pour préciser les résultats de ces travaux exploratoires. Une étude est actuellement en cours à ce sujet. Le modèle retenu pour les éléments drainants du CEP est un modèle d'écoulement en réseau qui utilise les équations de Barré de Saint Venant. Les premiers résultats obtenus semblent aller dans le sens de ceux présentés dans ce chapitre.

La **seconde hypothèse forte** formulée lors de la méthode présentée ici est que **l'évolution de la hauteur d'inondation** dans les zones bâties est simultanée à l'évolution de la hauteur de la crue dans les éléments drainants inondés adjacents. Cela revient donc à calculer un majorant du volume stocké dans les zones bâties et par suite un majorant du rapport  $R_v$ . Par conséquent, si le rapport  $R_v$  obtenu avec cette hypothèse était négligeable, l'hypothèse selon laquelle le rôle du stockage dans les zones bâties peut être négligé, serait confortée. Malheureusement ce n'est pas le cas puisque le rapport  $R_v$  peut prendre des valeurs très importantes. Qui plus est, ces fortes valeurs correspondent aux crues de temps de montée très court. Or, comme nous le verrons dans le chapitre qui suit, c'est précisément pour ce type de crue que l'hypothèse sur l'égalité des cotes entre zone bâtie et éléments drainant est la moins vérifiée. Une **modélisation du comportement des zones bâties** peut donc aussi s'avérer **nécessaire** si l'on souhaite affiner la connaissance du rôle qu'elles jouent dans le laminage de crue.



## **PARTIE III**

### **COMPORTEMENT ET MODELISATION HYDRAULIQUE DES ZONES BATIES.**

**Cas des milieux cloisonnés.**



*Les flux transités par les zones bâties d'un quartier inondé donné peuvent être négligeables ou non négligeables devant les flux transités par les principaux éléments drainants. Cela dépend des caractéristiques d'ouverture du milieu bâti et du réseau de drainage principal et en particulier de leurs transmissivités respectives (Chapitre VII). De même, le volume stocké par ces zones bâties, et donc le laminage qu'elles opèrent sur la crue lors de l'inondation du quartier, peut être, en comparaison du volume ruisselé jusqu'à la pointe de crue, négligeable ou non. Cela dépend encore des caractéristiques du réseau de drainage. Cela dépend en plus des caractéristiques de la pluie (Chapitre VIII).*

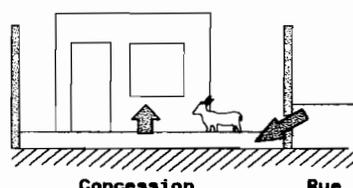
*Si les zones bâties jouent, d'un point de vue ou de l'autre, un rôle important sur la dynamique de la crue, il faut en modéliser le comportement, et l'intégrer dans la modélisation complète de l'inondation du quartier. Dans le cas contraire, la modélisation de l'inondation du milieu peut se limiter à une modélisation hydrodynamique des écoulements dans les voies. Cependant, si l'on veut connaître les caractéristiques de submersion propres à chacune des zones bâties du quartier inondé, et en particulier, si l'on veut déterminer l'évolution de ces caractéristiques au cours de l'inondation, il faut aussi pouvoir décrire leur comportement vis à vis de l'inondation dans les voies qui leur sont adjacentes.*

*Dans ces deux cas de figure, il est donc intéressant, sinon indispensable, de pouvoir modéliser le comportement hydraulique des zones bâties situées dans le secteur affecté par l'inondation. Une simplification souvent utilisée consiste à considérer que la cote de l'eau dans une zone bâtie évolue à la même vitesse que la cote de l'eau dans les rues inondées adjacentes (Braschi et al. 1991) : elle suppose donc un équilibre hydrostatique immédiat entre ces deux milieux. Cette hypothèse est loin d'être toujours vérifiée et il peut être nécessaire de décrire de façon plus fine les échanges entre éléments drainants et bâti adjacent.*

*Les chapitres suivants ont pour objectif de préciser le comportement hydraulique des zones bâties et d'en proposer une modélisation dans le cas particulier où elles sont cloisonnées comme celles observées à Ouagadougou. Le comportement hydraulique de l'objet hydraulique élémentaire de ces zones bâties, la concession africaine, est tout d'abord étudié. Une modélisation à une échelle supérieure, celle du bloc de concessions est ensuite proposée et discutée dans le cas de plusieurs quartiers d'habitat individuel de la ville.*



## IX- Vulnérabilité hydraulique d'une cellule urbaine élémentaire.



Dans les quartiers d'habitat résidentiel de Ouagadougou, du fait du mur d'enceinte, presque toujours imperméable, qui l'entoure, la concession est hydrauliquement isolée des concessions voisines. Elle constitue donc l'**objet hydraulique et hydrologique élémentaire** de ces zones bâties. Cet objet hydraulique urbain élémentaire, que nous appellerons **cellule urbaine** par la suite, n'est pas spécifique au milieu urbain ouagalais. Il peut en effet être identifié dans tout type de quartier urbain, dès lors que celui-ci est fortement cloisonné.

L'objet de ce chapitre est d'**étudier le comportement hydraulique** d'une cellule urbaine en situation d'**inondation**, c'est à dire d'une cellule urbaine riveraine à une rue inondée. Les différents paramètres conditionnant l'évolution de l'inondation dans la cellule sont tout d'abord identifiés : ce sont d'une part les paramètres relatifs aux propriétés de pénétrabilité et de stockabilité de la cellule ; ce sont d'autre part certaines caractéristiques de l'aléa hydraulique à l'origine de l'inondation de la cellule. Le concept de vulnérabilité hydraulique de la cellule est ensuite introduit. Cette vulnérabilité hydraulique est appréciée à l'aide d'un index de vulnérabilité dont est proposée une formulation analytique simple.

L'étude est basée sur les observations effectuées sur les trois quartiers résidentiels de Ouagadougou présentés au chapitre VI et sur la série chronologique de pluie de 23 ans utilisée au chapitre VIII. La vulnérabilité hydraulique moyenne de ces quartiers est discutée suivant leurs propriétés hydrauliques et suivant les caractéristiques de différents événements inondants.

## **IX-A. Comportement hydraulique d'une cellule urbaine.**

### **IX-A.1. Remarques préliminaires sur les caractéristiques du milieu.**

Nous avons suggéré au chapitre V que le comportement hydraulique de tout objet urbain pouvait être déterminé à l'aide de trois caractéristiques physiques importantes de l'objet :

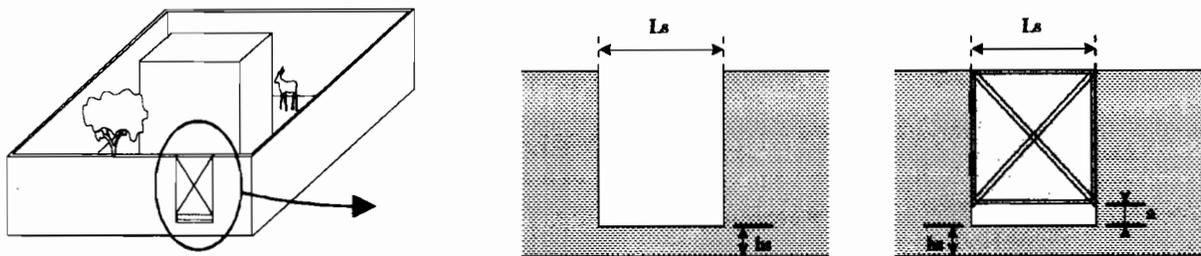
- **sa pénétrabilité** : qui correspond à sa capacité à laisser entrer de l'eau et qui est une fonction de la densité d'ouverture dans le mur d'enceinte de la cellule
- **sa transmissivité** : qui correspond à sa capacité à être traversé par les écoulements.
- **sa stockabilité** : qui correspond à sa capacité de stockage interne.

La pénétrabilité est ici une propriété de la frontière de la cellule, la stockabilité une propriété du cœur de la cellule et la transmissivité une propriété globale.

Pour ce qui concerne le comportement hydraulique des cellules urbaines observées à Ouagadougou, on peut faire les différentes observations importantes suivantes :

1. La cellule est fréquemment non transmettrice. Son comportement hydraulique peut alors être décrit uniquement à l'aide de sa stockabilité et de sa pénétrabilité.
2. On trouve seulement deux types d'ouvertures dans le mur d'enceinte de la cellule. Ces ouvertures correspondent aux passages d'accès à la cellule. Ces derniers peuvent être, soit totalement ouverts et définir ainsi une ouverture hydraulique de type déversoir (seuils des portails, murets,...), soit fermés avec un vide résiduel entre la porte et le seuil de la porte et définir ainsi une ouverture hydraulique de type orifice.
3. La pénétrabilité de la cellule est, de plus, facile à décrire du fait de la géométrie simple de ces ouvertures (radier horizontal des seuils et des orifices et orifices de section rectangulaire). Ainsi, la pénétrabilité d'une ouverture de type seuil dépend de la hauteur  $h_s$  et de la longueur  $L_s$  du seuil. La pénétrabilité d'une ouverture de type orifice dépend de la hauteur du radier de l'orifice  $h_o$ , de sa longueur  $L_o$  et de son ouverture  $a$  (Fig. 1).
4. L'orientation de ces différentes ouvertures est couramment orthogonale à la rue et par conséquent à la direction principale de l'écoulement.
5. La géométrie interne d'une cellule est souvent simple de sorte que sa stockabilité peut être décrite par sa surface inondable  $S_p$  qui est une fonction invariante de la hauteur. Comme cette superficie inondable est généralement petite (de 50 à 300m<sup>2</sup> maximum), on peut estimer que la surface de

l'eau dans la cellule reste horizontale tout au long de l'inondation <sup>1</sup>. Le volume stockable dans la cellule est donc une fonction linéaire de la hauteur d'eau  $h_p$  dans la cellule  $V(h_p) = S_p \cdot h_p$ .



**Fig. 1 : caractéristiques géométriques décrivant la pénétrabilité d'une cellule**  
 dans le cas d'une ouverture hydraulique de type seuil (schéma à gauche)  
 et dans le cas d'une ouverture de type orifice (schéma à droite).

6. La cote du sol dans la cellule et la cote de la chaussée dans la rue inondée adjacente sont fréquemment identiques <sup>2</sup>. De ce fait, la hauteur d'eau dans la cellule  $h_p$ , et la hauteur d'eau dans la rue adjacente  $h_r$ , seront par la suite utilisées pour décrire respectivement la cote de l'inondation dans la cellule et la cote de la crue dans la rue.

Dans ces conditions, l'évolution de l'inondation dans une cellule adjacente à une rue qui est inondée et pour laquelle le limnigramme de crue  $h_r(t)$  est connu, peut être décrite à l'aide de la simple équation de continuité suivante :

$$Q_{ex} (h_r(t), h_p(t)) = S_p \cdot \frac{dh_p}{dt} \tag{Eq. 1}$$

où  $Q_{ex}$ , déterminé par la pénétrabilité de la cellule, est le débit d'échange entre la rue et la cellule ( $m^3/s$ ) ; où  $S_p$  est la surface inondable de la cellule ( $m^2$ ) et où  $h_p(t)$  en  $m$  est la hauteur d'eau dans la cellule à l'instant  $t$  (s).

<sup>1</sup> On suppose donc que les flux dérivés dans la cellule étudiée sont négligeables devant les flux transités dans la rue inondée adjacente.

<sup>2</sup> Certaines des remarques exposées ci dessus sont déterminantes pour le comportement hydraulique d'une cellule en situation d'inondation (surface du sol dans la cellule horizontale, cotes du sol dans la cellule et dans la rue adjacente identiques...). Leur validité est vérifiée pour les concessions observées sur les bassins étudiés car celles-ci ont une superficie réduite et se situent sur des terrains relativement peu pentus. Leur validité n'est pas vérifiée dans le cas général ; les résultats exposés par la suite ne peuvent donc pas avoir valeur de généralité.

*Remarque : nous réserverons par la suite le terme d'inondation pour l'inondation observée dans la cellule et le terme de crue pour l'inondation observée dans la rue.*

### **IX-A.2. Etude qualitative du comportement hydraulique de la cellule.**

L'évolution de l'inondation dans une cellule adjacente à une rue qui est inondée et pour laquelle le limnigramme de crue  $h_r(t)$  est connu, peut généralement être décomposée en quatre phases (à condition que la forme de la crue soit unimodale <sup>3</sup>) (Fig. 2). Lorsque l'ouverture dans le mur d'enceinte est unique, ces phases sont les suivantes <sup>4</sup> :

- **Phase 1 : ouverture non activée :**
  - la hauteur d'eau dans la rue  $h_r(t)$  est inférieure à la hauteur du radier de l'ouverture  $h_s$  : il n'y a pas d'échange entre la cellule et la rue.
- **Phase 2 : ouverture activée et remplissage de la cellule :**
  - pour  $t = T_o$  : activation de l'ouverture, i.e.,  $h_r(t) \geq h_s$  : la cellule commence à se remplir.
  - pour  $t = T_o + T_r$ , la hauteur d'eau dans la cellule rejoint la hauteur d'eau dans la rue :  $h_p(t) = h_r(t)$  : la hauteur d'inondation dans la cellule est alors maximum :  $h_p(t) = h_{pm}$ .
- **Phase 3 : ouverture activée et vidange de la cellule :**
  - cette phase est possible uniquement si la hauteur d'eau dans la cellule  $h_p(t)$  a dépassé au cours de la phase de remplissage précédente la hauteur du seuil de l'ouverture  $h_s$ . Si c'est le cas, alors tant que  $h_p(t) > h_r(t)$  et tant que  $h_p(t) > h_s$ , les flux sont inversés et la cellule se vidange.
  - $t = T_o + T_r + T_v$  : désactivation du seuil : et  $h_p(t) \leq h_s$ , (et toujours  $h_r(t) \leq h_s$ , bien entendu).
- **Phase 4 : ouverture désactivée :**
  - $t > T_o + T_r + T_v$  : il n'y a de nouveau plus d'échange : la cellule stocke alors le volume  $h_s * S_p$  (qui sera perdu par infiltration, ou par vidange ultérieure si les habitants activent, une fois la crue dans la rue terminée, une ouverture qui aurait été prévue à cet effet).

---

<sup>3</sup> Une crue unimodale ne comporte qu'une pointe de crue.

<sup>4</sup> Lorsque le mur d'enceinte comporte plusieurs ouvertures, les phases d'activation et de désactivation des échanges entre la cellule et la rue sont déterminées par l'ouverture dont la hauteur  $h_s$  est la plus petite.

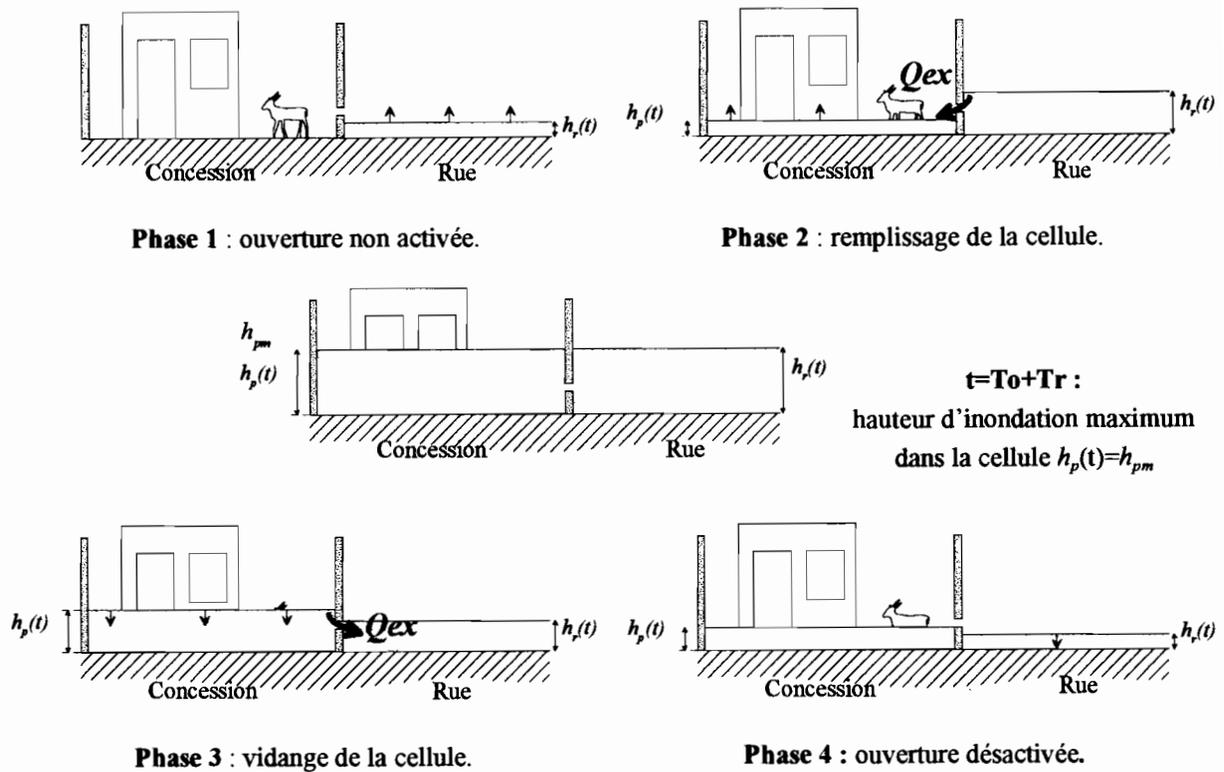


Fig. 2 : Phases de l'évolution de l'inondation d'une cellule urbaine élémentaire non transmettrice.

Ces différentes phases apparaissent par exemple sur le limnigramme relevé dans une concession du quartier inondé de Patte d'Oie lors de la crue du 31 Août 1996 (Fig. 3)<sup>5</sup>.

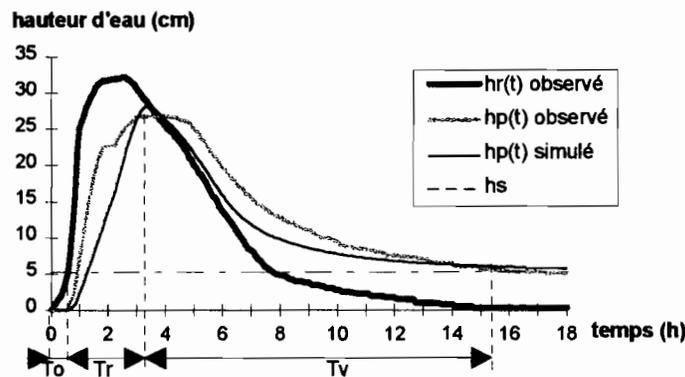


Fig. 3 : Comportement hydraulique d'une cellule : les 4 phases de l'inondation.

Cas d'une ouverture de hauteur  $h_s = 5\text{cm}$  (ouverture de type orifice /  $a = 8\text{cm}$  -  $L_s = 10\text{cm}$ ).

Crue du 30/08/96 (pluie de 34.6mm). (le modèle utilisé pour la simulation est présenté dans le § suivant)

<sup>5</sup> Les limnigrammes correspondant à l'évolution de la hauteur d'eau dans la rue,  $h_r(t)$  et à l'évolution de la hauteur d'eau dans la concession  $h_p(t)$  ont été mesurés à l'aide de 2 limnigraphes à flotteur (type OTT X, rotation 24 H, rapport de réduction 1/10°) installés respectivement dans la rue inondée et dans une concession voisine.

Les différentes phases précédentes ont les durées suivantes :

- la durée d'activation de l'ouverture  $T_o$ , ou la durée nécessaire à la crue dans la rue pour atteindre et activer le seuil de hauteur  $h_s$  ;
- La durée de remplissage  $T_r$ , définie comme étant la durée nécessaire pour atteindre, à partir du moment où le seuil est activé, la hauteur d'inondation maximum dans la concession  $h_{pm}$  ;
- La durée de vidange de la cellule  $T_v$ , définie comme la durée pendant laquelle les flux échangés entre la cellule et la rue sont inversés du fait d'une hauteur d'eau plus importante dans la cellule que dans la rue ;

Ces durées dépendent à la fois des caractéristiques de la cellule et de la forme du limnigramme de la crue dans la rue. La durée  $T_o+T_r$  est une durée caractéristique de l'inondation de la cellule particulièrement intéressante. On peut en effet la comparer à un autre temps caractéristique, le temps de montée de la crue dans la rue,  $T_m$ .

- Si  $T_o+T_r > T_m$ , alors l'inondation dans la cellule est atténuée par rapport à l'inondation dans la rue, i.e. la hauteur maximum de l'inondation dans la cellule  $h_{pm}$  est inférieure à la hauteur maximum de l'inondation dans la rue  $H_m$
- Si  $T_o+T_r \leq T_m$ , alors l'inondation dans la cellule n'est pas atténuée et  $h_{pm}=H_m$ .

Nous ferons référence par la suite au coefficient d'atténuation de l'inondation dans une cellule donnée, que nous définissons par le rapport  $h_{pm}/H_m$ . Il sera noté  $\omega$ .

### **IX-A.3. Modélisation du comportement hydraulique d'une cellule.**

#### **IX-A.3.a. Modélisation des flux échangés entre la cellule et la rue.**

La cellule est supposée, pour clarifier l'exposé, ne posséder qu'une ouverture dans son mur d'enceinte<sup>6</sup>. Nous étudions tout d'abord le cas où l'ouverture est de type seuil. Nous étudierons ci-après le cas où l'ouverture est de type orifice. Pour modéliser le comportement hydraulique de la cellule, il suffit d'adjoindre à l'équation de continuité (Eq. 1) une relation permettant de **modéliser les flux échangés** entre la rue et la cellule.

La modélisation du comportement des singularités hydrauliques telles que les déversoirs, les orifices, les vannes, etc. , est problématique dès lors que l'on veut les intégrer dans un modèle de simulation hydraulique. En général, les formulations des modèles de débits sur ces ouvrages sont obtenues en

---

<sup>6</sup> Le cas d'un mur d'enceinte comportant plusieurs ouvertures est évoqué dans le chapitre suivant.

établissant une relation entre la perte de charge sur l'ouvrage et les variations du terme d'énergie cinétique dues à la singularité. Les paramètres de cette relation peuvent être déterminés expérimentalement lorsque cela est possible. Ils sont sinon approchés à l'aide d'hypothèses simplificatrices sur les transformations d'énergie entre l'amont et l'aval de la singularité<sup>7</sup>. La seconde approche conduit nécessairement à une **modélisation imparfaite de la réalité**. Il en est ainsi du modèle dit du déversoir à large crête que nous utiliserons pour modéliser les ouvertures de type seuil observables dans le mur d'enceinte d'une cellule urbaine.

Lorsque l'écoulement sur l'ouvrage est en régime noyé, i.e., lorsque la hauteur à l'aval de l'ouvrage a une influence sur le débit, les observations et hypothèses formulées pour aboutir à cette modélisation sont les suivantes (Carlier 1972) :

1. la mise en vitesse induite par la différence de charge hydraulique entre l'amont et l'aval du seuil est représentable par une vitesse moyenne dans la section au droit du seuil<sup>8</sup> ;
2. la perte d'énergie lors de la contraction des écoulements entre l'amont du seuil et la section au droit du seuil est nulle,
3. entre la section au droit du seuil et une section à l'aval du seuil, la divergence des écoulements conduit à une perte d'énergie localisée due à une perte d'énergie cinétique que l'on peut par ailleurs considérer totale.

De ce fait, si de plus la vitesse d'incidence des écoulements à l'amont du seuil est négligeable (seuil orienté dans une direction perpendiculaire à la direction principale des écoulements), la charge hydraulique à l'amont du seuil est égale à la cote de l'eau à l'amont du seuil (Fig. 4). Lorsque le **régime d'écoulement est noyé**, l'expression du débit transité au dessus de l'ouvrage est alors la suivante:

$$Q_{ex\ noyé}(h_s, h_1(t), h_2(t)) = m \cdot L_s \cdot (h_2(t) - h_s) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_1(t) - h_2(t))} \quad (\text{pour } h_2 > h_s) \quad \text{Eq. 2}$$

où  $Q_{ex\ noyé}$  est le débit d'échange sur le seuil *en régime noyé* (m<sup>3</sup>/s), où  $h_1(t)$  (hauteur d'eau amont) et  $h_2(t)$  (hauteur d'eau aval) sont respectivement égales à  $h_r(t)$  (hauteur d'eau dans la rue) et  $h_p(t)$  (hauteur d'eau dans la cellule) si  $h_r(t) > h_p(t)$  et à  $h_p(t)$  et  $h_r(t)$  dans le cas contraire, et où  $m$  est le coefficient de débit de l'ouvrage.

---

<sup>7</sup> Les formulations du débit obtenues de cette façon contiennent toujours un paramètre de réglage qui permet de caler les débits calculés aux débits observés sur un ouvrage donné (Carlier 1972, Lencastre 1995, Peter 1996, Ramirez 1997). Dans le modèle de débit du seuil à large crête, ce paramètre est le coefficient de débit  $m$ .

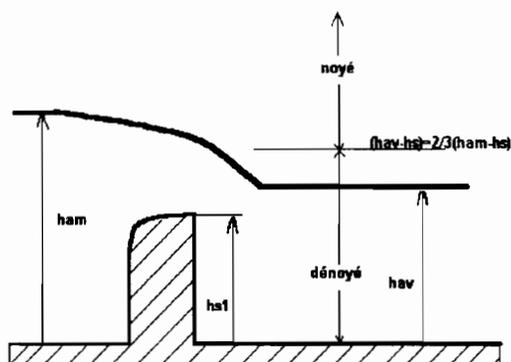
<sup>8</sup> La présence de la contraction de la section d'écoulement au droit du seuil introduit une convergence des filets liquides qui provoque une égalisation de leurs vitesses suivant les propriétés générales des systèmes convergents.

Le modèle de débit *sur un seuil dénoyé* à large crête peut être obtenu par application du principe du débit maximum. Le régime dénoyé est obtenu lorsque la hauteur d'eau à l'aval de l'écoulement n'a plus d'influence sur l'écoulement sur le seuil. Le débit du régime dénoyé correspond alors au débit maximum pouvant être obtenu en régime noyé : il est déterminé en diminuant la valeur de la cote aval  $h_2$  dans l'équation (Eq. 2). Il a l'expression suivante :

$$Q_{ex\,dénové}(h_s, h_1) = \underset{h_2}{Max} (Q_{ex\,noyé}(h_s, h_1, h_2)) \quad \text{Eq. 3}$$

$$Q_{ex\,dénové}(h_s, h_1(t)) = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot m \cdot L_s \cdot \sqrt{2g} \cdot [h_1(t) - h_s]^{3/2} \quad \text{Eq. 4}$$

Le régime dénoyé est obtenu lorsque  $(h_1(t) - h_s) \geq 3/2 \cdot (h_2(t) - h_s)$ , et le régime noyé est obtenu dans le cas contraire (Fig. 4).



**Fig. 4 : Les régimes d'écoulement noyé/dénové en fonction de la hauteur d'eau à l'aval du seuil**  
(lorsque le modèle de débit utilisé est celui pour les seuils à large crête).

**IX-A.3.b. Remarques sur le modèle de débit choisi :**

Ce modèle présente le gros avantage d'offrir une **expression du débit continue** entre les différents régimes de fonctionnement de l'ouvrage <sup>9</sup> et de pouvoir, du fait des hypothèses sous-jacentes à son élaboration, être utilisé en première approximation quelles que soient les caractéristiques du seuil

<sup>9</sup> Condition indispensable si le modèle de débit doit être intégré dans un modèle mathématique dont la résolution utilise un schéma numérique implicite. Un autre avantage du modèle qui a été pour nous déterminant dans le choix de cette formulation sera mis en évidence dans le chapitre suivant.

observé. En particulier, nous l'utiliserons dans le cas d'un seuil de hauteur nulle ce qui nous permettra d'avoir un modèle de débit unique autorisant le travail exploratoire présenté par la suite.

Le modèle que nous avons choisi n'a donc pas pour objectif de représenter finement la réalité. Il faudrait pour cela utiliser soit des modélisations obtenues par une approche expérimentale, soit des modélisations numériques plus sophistiquées (bidimensionnelles voire tridimensionnelles). Or, ces modélisations sont inadaptées dans le cadre d'une recherche exploratoire : les premières présentent l'inconvénient majeur d'avoir un domaine de validité très restreint et les secondes sont fastidieuses à mettre en œuvre. Par ailleurs, la plus grande précision des résultats qu'elles autorisent n'est de toutes façons pas justifiée par l'objet de la présente étude.

De même, même si les ouvertures que l'on souhaite modéliser sont latérales à la direction principale de l'écoulement dans la rue, la modélisation fréquemment utilisée pour les déversoirs latéraux classiques n'est pas nécessaire. La modélisation spécifique qui leur est dédiée est due au fait que la hauteur de l'eau au dessus du déversoir entre les deux cotés de l'ouvrage n'est pas uniforme. Dans notre cas, comme la superficie inondable des cellules étudiées est faible, le stockage effectué par la cellule n'a strictement aucune influence sur le débit de la crue dans la rue inondée adjacente et par suite sur la hauteur de l'écoulement dans la rue. De plus, la longueur des ouvertures est fréquemment limitée à quelques mètres et les pentes des rues étudiées sont relativement faibles (inférieures à 1%)<sup>10</sup>. De ce fait la cote de l'eau dans la rue adjacente à une cellule peut aisément être considérée comme invariante entre les côtés amont et aval du seuil de l'ouverture la desservant.

Enfin, les mesures respectives de l'évolution de la hauteur d'eau dans une cellule et dans la rue voisine inondée, réalisées in situ pendant les différentes crues de la saison des pluies de 1996 (Hingray 1996), montrent que le modèle précédent, de même que les modèles de débit présentés par la suite pour des ouvertures de type orifice, conviennent pour calculer les flux échangés entre la cellule et la rue (cf. limnigramme simulé mentionné sur la Fig. 3).

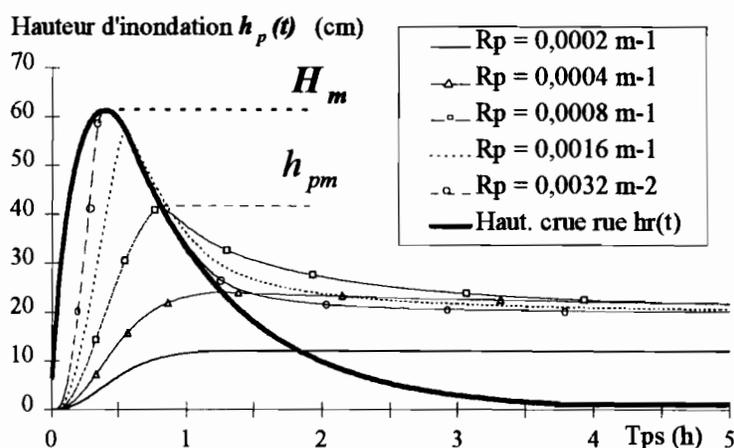
### IX-A.3.c. L'importance du rapport pénétrabilité/stockabilité.

Que le régime soit noyé ou dénoyé, la combinaison du modèle de débit approprié (Eq. 2 ou Eq. 4) avec l'équation de continuité Eq. 1, fait apparaître, pour une hauteur du seuil  $h_s$  donnée, un paramètre important unique qui détermine à la fois la rapidité (temps  $T_o+T_r$ ) et le coefficient d'atténuation ( $\varpi=h_{pm}/H_m$ ) de l'inondation de la cellule. C'est le rapport  $R_p = L_s/S_p$ . Il correspond au rapport entre la pénétrabilité de la cellule et sa stockabilité.

---

<sup>10</sup> Lorsque les ouvertures sont plus longues que quelques mètres, l'inondation de la cellule, comme nous le verrons par la suite est de toutes façons immédiate et la modélisation des échanges peut se faire simplement en considérant que la hauteur d'eau dans la cellule est la même que dans la rue.

La figure (Fig. 5) montre la simulation de l'évolution de l'inondation d'une cellule  $h_p(t)$  en fonction du rapport  $R_p$ . Cette simulation a été effectuée à partir du limnigramme de crue  $h_r(t)$  enregistré lors de la crue du 14 Août 1996 sur une rue du quartier de Patte d'Oie (trait fort). Lorsque le rapport  $R_p$  décroît, le temps de montée  $T_o+T_r$  augmente et le coefficient d'atténuation  $\alpha$  diminue (i.e. l'atténuation de la hauteur d'inondation dans la cellule augmente) et inversement.



**Fig. 5 : Evolution de la hauteur d'inondation dans une cellule en fonction du rapport  $R_p = L_r/S_p$ . Cas d'une ouverture de type seuil telle que  $h_s = 20\text{cm}$ .**

*Remarque :*

*Cette simulation a été obtenue à l'aide de la résolution numérique de l'équation différentielle constituée des équations Eq. 1 + Eq. 2 (ou Eq. 1 + Eq. 4 lorsque le seuil est dénoyé). Un schéma implicite aux différences finies a été appliqué pour discrétiser l'équation différentielle précédente avec un pas de temps  $\Delta t = 1\text{mn}$ . La méthode de Newton a été utilisée pour linéariser et résoudre l'équation. La hauteur d'eau initiale dans la rue est égale à  $h_r = 0$ .*

## **IX-B. Vulnérabilité hydraulique.**

### **IX-B.1. Vulnérabilité hydraulique - index de vulnérabilité hydraulique.**

On considère généralement que la vulnérabilité d'une aire donnée dépend en premier lieu de sa valeur socio-économique (v. chapitre II). Sa vulnérabilité vis à vis des inondations dépend, aussi, de sa plus ou moins grande facilité à être inondée. Dans un milieu envahi par l'eau, la vulnérabilité des bâtiments qui sont surélevés est, par exemple, moins grande que la vulnérabilité des autres bâtiments (U.S. Army Corps of Engineers 1996, Torterotot 1993). De même, la vulnérabilité des bâtiments entourés d'une enceinte imperméable et de hauteur suffisante pour qu'elle ne soit pas submergée, est

moins importante que la vulnérabilité de bâtiments dépourvus de ce type de protection. Nous définissons de ce fait la *vulnérabilité hydraulique d'une cellule urbaine* donnée par sa **facilité à être inondée**. Cette vulnérabilité hydraulique dépend, comme le paragraphe précédent l'a révélé, des propriétés hydrauliques de la cellule, i.e. de sa pénétrabilité et de sa stockabilité. Elle dépend cependant aussi des caractéristiques de l'inondation à l'extérieur de la cellule.

Cette vulnérabilité peut être appréciée par l'atténuation de l'inondation subie par la cellule et en particulier par le coefficient d'atténuation de la hauteur maximale d'inondation défini par le rapport  $\varpi = h_{pm}/H_m$ . La vulnérabilité hydraulique de la cellule est maximum pour une crue donnée lorsque le coefficient d'atténuation  $\varpi$  est maximum, i.e., égal à 1. Ce coefficient  $\varpi$  maximum est obtenu, pour une cellule ayant une ouverture de type seuil, lorsque le rapport pénétrabilité/stockabilité de la cellule,  $R_p = L_s/S_p$ , est supérieur ou égal à une valeur limite  $R_o$  qui dépend des caractéristiques de la crue dans la rue (par exemple  $R_o = 10^{-4} \text{m}^{-1}$  dans la configuration présentée Fig. 5). Par ailleurs, plus le rapport  $R_p$  est petit devant  $R_o$ , plus le coefficient d'atténuation  $\varpi$  est faible, plus la cellule est « protégée » contre la crue au dehors. On peut donc évaluer la vulnérabilité hydraulique de la cellule par *l'index de vulnérabilité hydraulique*,  $\phi$ , défini par le rapport suivant :

$$\phi = \frac{R_p}{R_o} = \frac{L_s}{S_p \cdot R_o} \quad \text{Eq. 5}$$

Nous verrons dans les paragraphes suivants comment le coefficient d'atténuation de l'inondation dans la cellule,  $\varpi$ , est relié à cet index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$ .

### **IX-B.2. Expression analytique de l'index de vulnérabilité hydraulique.**

Dans le cas où l'ouverture dans le mur d'enceinte de la cellule est de **type seuil**, une expression analytique approchée de la valeur limite  $R_o$  peut être obtenue si l'on fait, pour résoudre l'équation différentielle régissant l'évolution de la hauteur de l'inondation  $h_p(t)$  dans la cellule, les hypothèses simplificatrices suivantes :

1. les échanges entre la cellule et la rue inondée adjacente ne se font que par une ouverture unique ;
2. l'ouverture fonctionne en régime dénoyé pendant toute la phase de remplissage de la cellule (donc quelque soit  $t > h_s/A$  ; v. définition de A ci dessous);
3. lors de la phase de montée de la crue, la hauteur d'eau dans la rue est une fonction linéaire du temps :  $h_r(t) = A.t$  avec  $t \in [0, T_m]$ . A est la pente de la montée du limnigramme de crue (m/s) et est donc donnée par l'équation suivante :  $H_m = A.T_m$ .

Remarque :

La seconde hypothèse est bien entendu non valide pour une durée plus ou moins longue de la phase de remplissage de la cellule, cette durée dépendant des caractéristiques de la cellule et de la crue inondante (la durée en question est d'ailleurs moins longue que celle qui serait définie par la stricte condition  $(h_1-h_s) > 3/2(h_2-h_s)$  du fait de la continuité des débits et de la continuité de leur dérivées entre les deux régimes d'écoulement - Fig. 6). Cette hypothèse est malgré tout intéressante dans la mesure où elle permet une résolution analytique simple de l'équation différentielle régissant le remplissage de la cellule. La prise en compte du régime noyé rendrait cette résolution analytique impossible et nous empêcherait du même coup d'obtenir une expression analytique simple, même imparfaite, du rapport  $R_0$ . Or, une expression analytique approchée de  $R_0$  permet de mettre en évidence la façon dont il est influencé par les différents paramètres définissant le problème. Les effets de cette hypothèse sur la validité de l'expression analytique du rapport  $R_0$  obtenue dans ce paragraphe sont discutés plus loin.

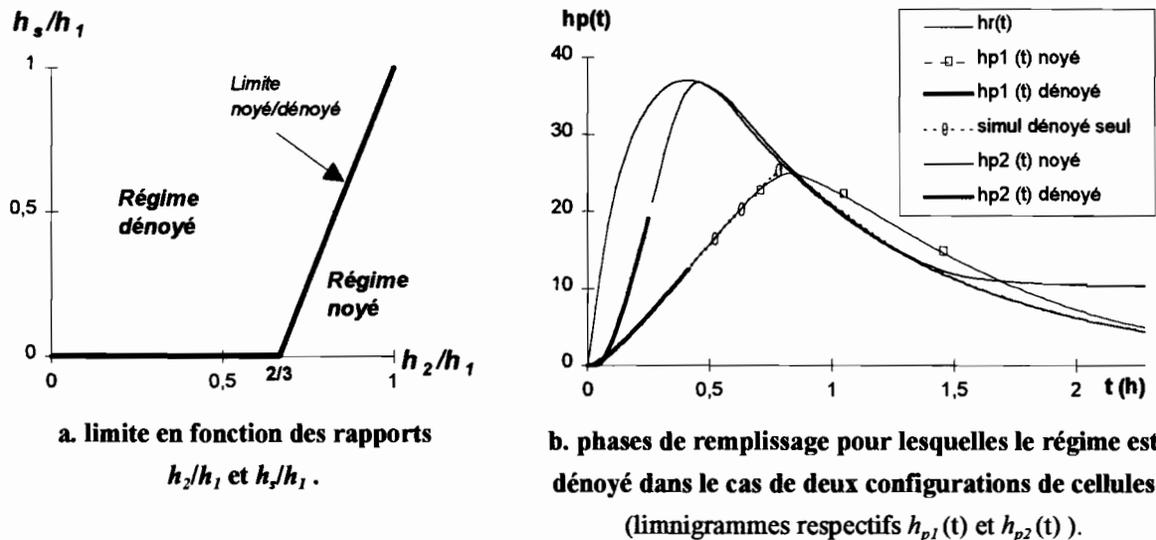


Fig. 6 : Limite entre les régimes noyé/dénoyé.

Sous les trois hypothèses mentionnées ci-dessus, l'équation simplifiée gouvernant le remplissage de la cellule est la suivante :

$$Q_{ex}(h_s, h_r) = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot m \cdot L_s \cdot \sqrt{2g} \cdot [h_r(t) - h_s]^{3/2} = S_p \cdot \frac{dh_p}{dt} \quad \text{Eq. 6}$$

où  $Q_{ex}$  dépend donc seulement de la hauteur d'eau dans la rue  $h_r(t)$ . La hauteur d'eau dans la cellule  $h_p(t)$  peut être déterminée à tout instant en intégrant l'équation différentielle précédente. On obtient alors :

$$\begin{cases} h_p(t) = 0 & \text{si } t \leq h_s / A \\ h_p(t) = h_p(t, \frac{L_s}{S_p}) = K \cdot \frac{L_s}{S_p} \cdot \sqrt{g} \cdot A^{3/2} \cdot \left(t - \frac{h_s}{A}\right)^p & \text{si } t > h_s / A \end{cases} \quad \text{Eq. 7}$$

où  $K = 4 / 15 \cdot m \cdot \sqrt{2 / 3}$  et  $p=5/2$ . La valeur limite  $R_o$  est donc le rapport  $R_p=L_s/S_p$  tel que  $h_p(t=T_m \cdot L_s/S_p)=H_m$ .

L'expression analytique de  $R_o$  est alors pour un seuil de hauteur  $h_s$  la suivante :

$$R_o = \left(\frac{L_s}{S_p}\right)_0 = \frac{1}{K} \cdot \frac{1}{T_m \cdot \sqrt{g} \cdot H_m} \cdot \left(1 - \frac{h_s}{H_m}\right)^{-p} \quad (\text{unité : m/m}^2) \quad \text{Eq. 8}$$

L'expression de l'index de vulnérabilité est alors :

$$\phi = \left(\frac{L_s}{S_p}\right) \cdot K \cdot T_m \cdot \sqrt{g} \cdot H_m \cdot \left(1 - \frac{h_s}{H_m}\right)^p \quad \text{Eq. 9}$$

Remarque :

*Il est intéressant d'étudier la pertinence de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  à partir de l'ordre de grandeur des diverses variables intervenant dans l'équation Eq. 9. Les valeurs utilisées sont dans le tableau suivant :*

1 m	< $L_s$ <	2 m
100 m <sup>2</sup>	< $S_p$ <	200 m <sup>2</sup>
$5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	< $L_s/S_p$ <	$2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^{-1}$
0.05 m	< $h_s$ <	0.2 m
15 mn (= 900s)	< $T_m$ <	4 h (14400s)
0.5 m	< $H_m$ <	1 m

**Tableau 1 : Plage de variation des variables déterminant la valeur de l'index de vulnérabilité  $\phi$ .**

*On obtient alors, pour ces différentes valeurs des paramètres, un index  $\phi$  qui varie entre les deux valeurs extrêmes suivantes ce qui justifie donc son utilisation :*

$$0,36 < \phi < 104$$

### **IX-B.3. Cas d'une ouverture de type orifice.**

La même analyse peut être effectuée lorsque l'ouverture située dans le mur d'enceinte est de type orifice. Nous ne présentons ici que les éléments nécessaires à la détermination d'un index de vulnérabilité hydraulique dans le cas d'une ouverture de ce type. Avec l'hypothèse que l'ouverture  $a$  de l'orifice est petite devant la hauteur maximum d'inondation dans la rue  $H_m$  le modèle de débit pour les flux échangés par l'orifice entre la rue et la cellule est (Carlier 1972) :

$$Q_{ex}'(h_s, h_r(t)) = m \cdot L_s \cdot a \cdot \sqrt{2g \cdot (h_r(t) - (h_s + a/2))} \quad \text{Eq. 10}$$

L'équation différentielle régissant l'inondation de la cellule obtenue en combinant l'équation de continuité Eq. 1 à l'équation Eq. 10, et la fonction  $h_p(t)$  déterminée de même que précédemment par intégration de cette équation différentielle sont alors :

$$m \cdot L_s \cdot a \cdot \sqrt{2g \cdot (h_r(t) - (h_s + a/2))} = S_p \cdot \frac{dh_p}{dt} \quad \text{Eq. 11}$$

$$\begin{cases} h_p(t) = 0 & \text{si } t < \frac{h_s + a/2}{A} \\ h_p(t) = K' \cdot a \cdot \frac{L_s}{S_p} \cdot \sqrt{g} \cdot A^{1/2} \cdot \left( t - \frac{(h_s + a/2)}{A} \right)^{p'} & \text{si } t \geq \frac{h_s + a/2}{A} \end{cases} \quad \text{Eq. 12}$$

où  $K' = 2/3 \cdot m \cdot \sqrt{2}$  et  $p' = 3/2$ . Dans ce cas, et pour une hauteur  $h_s$  donnée du radier de l'orifice, le seul paramètre important contrôlant la rapidité et l'atténuation de l'inondation de la cellule est le rapport adimensionnel pénétrabilité/stockabilité suivant :  $R_p' = (a \cdot L_s) / S_p$  (la pénétrabilité de la cellule est définie ici par la hauteur du seuil  $h_s$  et par la superficie de la section de l'orifice,  $a \cdot L_s$ ). Lors de l'inondation de la cellule, le rapport  $R_p'$  joue le même rôle que le rapport  $R_p$ . La valeur limite  $R_o'$  du rapport  $R_p'$  qui induit une inondation non atténuée de la cellule peut être déterminée en suivant le même principe que précédemment. Elle a l'expression :

$$R_o' = \left( \frac{a \cdot L_s}{S_p} \right)_0 = \frac{1}{K'} \cdot \frac{1}{T_m} \cdot \sqrt{\frac{H_m}{g}} \cdot \left( 1 - \frac{h_s + a/2}{H_m} \right)^{-p'} \quad \text{Eq. 13}$$

Comme nous le verrons par la suite, le coefficient d'atténuation  $\varpi$  peut, ici encore, être relié à la vulnérabilité hydraulique de la cellule évaluée par l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi'$  défini par :

$$\phi' = R_p' / R_o' \quad \text{Eq. 14}$$

soit encore :

$$\phi' = \left( \frac{a.L_s}{S_p} \right) \cdot K' \cdot T_m \cdot \sqrt{\frac{g}{H_m}} \cdot \left( 1 - \frac{h_s + a/2}{H_m} \right)^{p'} \quad \text{Eq. 15}$$

Remarque :

On peut de même que précédemment étudier la pertinence de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi'$  défini pour un orifice par l'équation Eq. 15 avec le paramètre supplémentaire :a. Pour les mêmes plages de valeurs que celles utilisées dans le Tableau 1 et pour une ouverture a de l'orifice variant de 0.01m à 0.1m, l'indice  $\phi'$  varie entre les valeurs extrêmes suivantes :

$$0,05 < \phi' < 43$$

#### **IX-B.4. Variabilité de l'index de Vulnérabilité hydraulique $\phi$ ou $\phi'$ .**

##### **IX-B.4.a. Variabilité de l'index $\phi$ en fonction des propriétés hydrauliques de la cellule.**

Les expressions analytiques Eq. 9 (ou Eq. 15) de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  (ou  $\phi'$ ) mettent en évidence deux paramètres importants conditionnant la vulnérabilité hydraulique d'une cellule.

- Le premier,  $R_p$  ou  $R_p'$ , exprime l'importance relative entre la pénétrabilité de la cellule et sa stockabilité. Son rôle sur l'évolution de l'inondation dans la cellule a été expliqué précédemment (Fig. 5). L'inverse de ce rapport,  $1/R_p$ , (ou  $1/R_p'$ ) est l'analogue du temps de relaxation  $\tau = R.C$  d'un circuit électrique composé en série d'un condensateur de capacité C, d'une résistance R et d'un générateur de courant alternatif (Mérat et al. 1992) Dans ce circuit électrique, le temps caractéristique  $\tau$  contrôle aussi à la fois, le déphasage entre la tension électrique délivrée par le générateur et la tension aux bornes du condensateur, et le coefficient d'atténuation de l'amplitude de ce signal électrique. La surface inondable de la cellule  $S_p$  joue ici le rôle du condensateur. La pénétrabilité de la cellule, représentée par la largeur de l'ouverture  $L_s$  dans le cas d'une ouverture de type seuil, et par la surface ( $a.L_s$ ) de l'orifice dans le cas d'une ouverture de type orifice, correspond à l'inverse de la résistance du circuit électrique.
- Le second paramètre est le rapport adimensionnel  $h_s/H_m$  (ou  $(h_s+a/2)/H_m$  pour un orifice). Il contrôle la durée adimensionnelle d'activation de l'ouverture  $T_o/T_m$ , et donc la durée adimensionnelle de la phase de remplissage de la cellule  $(T_m - T_o)/T_m$ , où  $T_o$  est la durée nécessaire à l'activation de l'ouverture et  $T_m$  le temps de montée de la crue. En effet, l'inondation de la cellule

commence lorsque  $h_s(t) > h_s$ . Dans le cas d'une montée de crue linéaire, cette activation a lieu lorsque  $h_s(t) = A.T_o = h_s$ , i.e., lorsque  $T_o/T_m = h_s/H_m$  (pour un seuil).

Pour les deux types d'ouvertures, la vulnérabilité hydraulique est une fonction linéaire croissante du premier paramètre ( $R_p$  ou  $R_p'$ ) et une fonction décroissante du paramètre adimensionnel  $h_s/H_m$  (ou  $(h_s+a/2)/H_m$  pour un orifice) (Fig. 7).

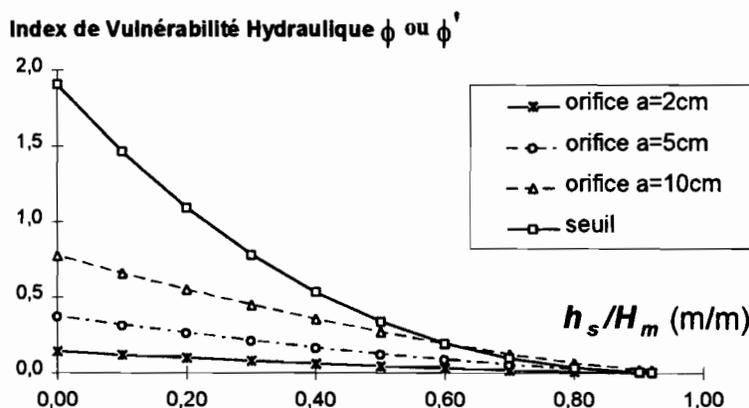


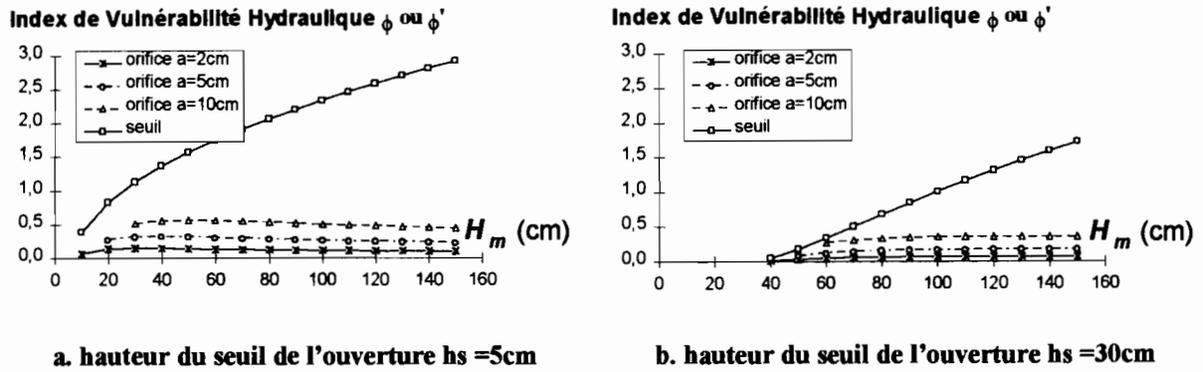
Fig. 7 : Index de Vulnérabilité Hydraulique  $\phi$  versus le rapport  $h_s/H_m$  (ou  $(h_s+a/2)/H_m$  pour l'orifice).

(Caractéristiques de la crue :  $T_m = 10\text{mn}$  ;  $H_m = 0,6\text{m}$  - Caractéristiques communes de la cellule utilisées pour calculer  $R_p$  ou  $R_p'$  :  $L_s = 1\text{m}$  et  $S_p = 100\text{m}^2$ )

#### IX-B.4.b. Variabilité de l'index $\phi$ en fonction des caractéristiques de la crue :

Deux caractéristiques élémentaires de la crue dans la rue, à l'origine de l'inondation de la cellule, apparaissent dans l'expression analytique de l'index de vulnérabilité hydraulique : le temps de montée de crue, et la hauteur maximale de la crue. Les deux index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  et  $\phi'$  sont des fonctions linéaires croissantes du temps de montée de crue  $T_m$ . De ce fait la vulnérabilité hydraulique de la cellule est plus importante face à des crues fluviales que face à des crues d'origine pluviale, les premières étant généralement beaucoup plus lentes que les secondes.

Dans le cas d'une ouverture de type seuil, l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  est aussi une fonction croissante de la hauteur maximum de la crue dans la rue  $H_m$  ( $\phi$  est défini par le produit de deux fonction croissantes de  $H_m$ ). La variabilité de  $\phi$  en fonction de  $H_m$  est par ailleurs relativement importante (Fig. 8). En revanche, lorsque l'ouverture est de type orifice, l'influence de  $H_m$  sur l'index  $\phi'$  est moins immédiate ( $\phi'$  est le produit de deux fonctions de  $H_m$  qui sont respectivement croissante et décroissante). Dans ce cas, l'index  $\phi'$  dépend en fait relativement peu de ce paramètre  $H_m$  (Fig. 8).



**Fig. 8 : Index de Vulnérabilité Hydraulique  $\phi$  en fonction de la hauteur de crue  $H_m$**   
 (Caractéristiques de la crue :  $T_m=10\text{mn}$  - Caractéristiques communes de la cellule utilisées pour calculer  $R_p$  ou  $R_p'$  :  $L_s=1\text{m}$  et  $S_p = 100\text{m}^2$ )

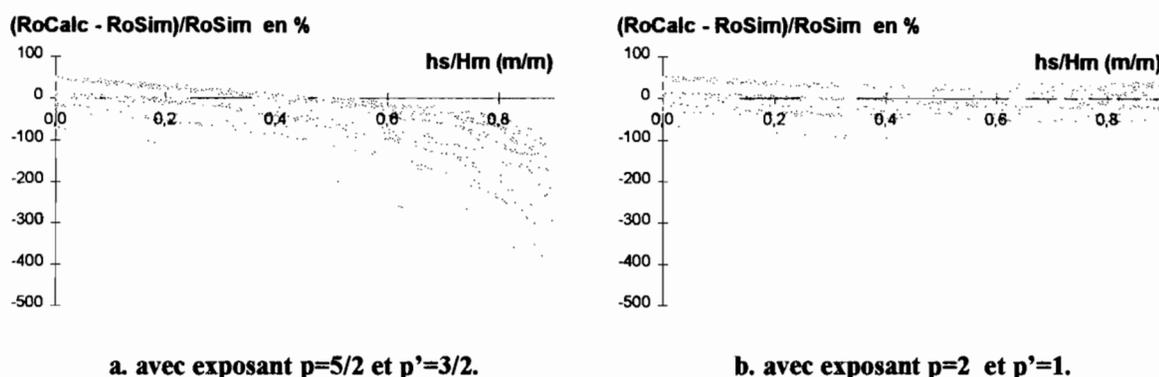
**IX-B.4.c. Fiabilité de l'expression analytique des index de vulnérabilité  $\phi$  et  $\phi'$ .**

Certaines hypothèses ont été faites pour obtenir une expression analytique des valeurs limites  $R_o$  et  $R_o'$  utilisées pour la définition des index de vulnérabilité  $\phi$  et  $\phi'$  (régime dénoyé pendant toute la phase d'inondation, montée linéaire de la crue). Ces hypothèses peuvent conduire à des estimations relativement grossières des valeurs limites  $R_o$  et  $R_o'$  réelles. Les valeurs limites  $R_o$  et  $R_o'$  calculées à l'aide des expressions analytiques Eq. 9 et Eq. 15, ont été comparées, pour différentes crues et pour différentes valeurs de  $h_s$  et de  $a$ , avec les valeurs limites des rapports  $R_p$  et  $R_p'$  conduisant à une inondation non atténuée de la cellule obtenues par simulation numérique <sup>11</sup>.

<sup>11</sup> Le principe de la simulation numérique de l'inondation d'une cellule a été expliqué précédemment. La détermination de la valeur limite de  $R_p$  conduisant à un temps de montée de l'inondation dans la cellule  $T_o+T_r$  égal au temps de montée de la crue  $T_m$  a été effectuée, pour chacune des crues étudiées, en utilisant une méthode de recherche itérative (Simulation de l'inondation de la cellule pour différents rapport  $R_p$  jusqu'à obtenir le rapport  $R_p$  limite répondant au critère  $T_o+T_r=T_m$ ). La valeur de  $R_o$  ainsi obtenue est notée par la suite  $R_{o\text{sim}}$ .

Les événements de crue utilisés sont 8 crues choisies parmi les 555 crues présentées dans la section suivante IX.C.2. Elles diffèrent les unes des autres de par leurs caractéristiques de base (temps de montée  $T_m$  et hauteur maximum de crue  $H_m$ ) et de part leur forme. Elle sont représentatives des différentes caractéristiques et formes extrêmes observées pour les 555 crues. Les ouvertures utilisées pour la détermination des erreurs relatives sont un seuil, et des orifices d'ouverture  $a = 2, 5$  et  $10\text{cm}$ . Le rapport adimensionnel  $h_s/H_m$  varie par ailleurs de 0 à 0,9.

L'erreur relative entre le rapport  $R_o$  (ou  $R_o'$ ) et la valeur limite  $R_p$  (ou  $R_p'$ ) déterminée à l'aide de la simulation numérique varie de 0 à 50% lorsque la hauteur  $h_s$  de l'ouverture est nulle et augmente assez fortement lorsque le rapport  $h_s/H_m$  augmente (l'erreur relative varie de 200% à 400% lorsque  $h_s/H_m=0.9$ ). Cette erreur peut être considérablement réduite lorsque l'on modifie les exposants  $p$  et  $p'$  dans les expressions analytiques Eq. 9 et Eq. 15 : en prenant  $p=2$  et  $p'=1$ , l'erreur relative devient inférieure à 50% quelle que soit la forme de la crue et quelles que soient les valeurs de  $h_s$  et de  $a$ . Or, une erreur de 50% est relativement faible si on la compare à la variation naturelle de  $R_o$  (ou  $R_o'$ ) obtenue lorsqu'on fait varier  $h_s/H_m$  : la valeur limite  $R_o$  (resp.  $R_o'$ ) varie effectivement d'un rapport 1 à 320 (resp. d'un rapport 1 à 32) lorsque  $h_s/H_m$  varie de 0 à 0,9 (cf. Fig. 7). Par la suite, toutes les valeurs de  $R_o$ ,  $R_o'$  et par conséquent de  $\phi$  et  $\phi'$ , seront calculées avec les expressions analytiques approximatives Eq. 9 et Eq. 15 améliorées avec les valeurs  $p=2$  et  $p'=1$ .



**Fig. 9 : Erreurs relatives entre les valeurs limites  $R_o$  ou  $R_o'$  (RoCalc) calculées à l'aide des expressions Eq. 9 et Eq. 15, et les valeurs limites des rapports  $R_p$  ou  $R_p'$  (RoSim) obtenues par simulation numérique.**

Fig. 9a : Amélioration des erreurs relatives obtenue en modifiant les valeurs des exposant  $p$  et  $p'$ .

### IX-B.5. Relation entre le coefficient d'atténuation $\varpi$ et l'index $\phi$ ou $\phi'$ .

Pour une ouverture de type seuil (resp. de type orifice), le coefficient d'atténuation de l'inondation de la cellule,  $\varpi$ , dépend de  $\phi$  (resp.  $\phi'$ ), du fait justement de la définition de l'index de vulnérabilité hydraulique (Eq. 5 et Eq. 14) :

- $\phi$  ou  $\phi' \geq 1 \Leftrightarrow T_o + T_r \leq T_m \Leftrightarrow \varpi = h_{pm}/H_m = 1$  (inondation dans la cellule non atténuée).
- $\phi$  ou  $\phi' < 1 \Leftrightarrow T_o + T_r > T_m \Leftrightarrow \varpi = h_{pm}/H_m < 1$  (inondation dans la cellule atténuée).

La simulation numérique de l'inondation d'une cellule, effectuée pour différentes propriétés hydrauliques de la cellule et pour différentes crues, montre que la valeur de ce coefficient

d'atténuation  $\varpi$  est fortement corrélée, et de façon non linéaire, à la valeur de l'index de vulnérabilité  $\phi$  (resp.  $\phi'$ ) calculé à partir de l'expression analytique Eq. 9 (resp. Eq. 15) (Fig. 10). La corrélation entre  $\varpi$  et l'index de vulnérabilité est d'ailleurs indépendante de la nature de l'ouverture (seuil ou orifice).

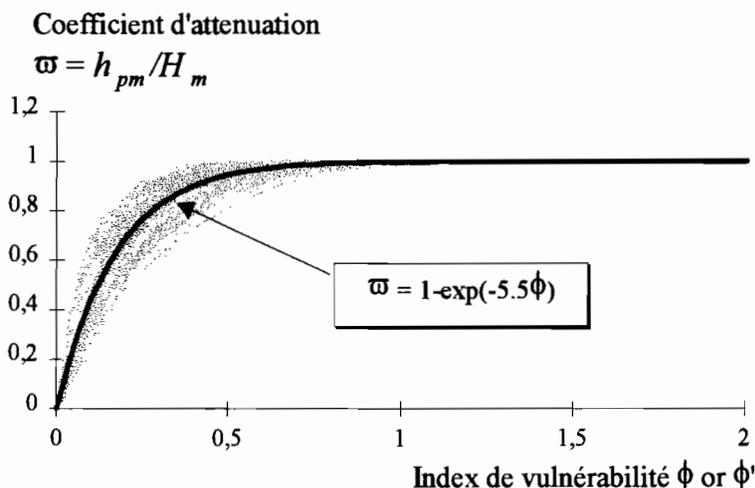


Fig. 10 : Coefficient d'atténuation  $\varpi$  en fonction de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  ou  $\phi'$ .

Chaque courbe de la figure 10 correspond :

- 1) à une crue de forme et de caractéristiques  $T_m$  et  $H_m$  données et
- 2) à une ouverture de caractéristique(s)  $h_s$  (et éventuellement  $a$  si c'est un orifice) donnée(s).

La variation de l'index de vulnérabilité  $\phi$  ou  $\phi'$  a été obtenue pour chaque configuration précédente en faisant varier le rapport  $R_p$  (ou  $R_p'$ ), i.e. en faisant varier la longueur  $L_s$  de l'ouverture.

Pour un index de vulnérabilité donné, la variabilité du coefficient d'atténuation  $\varpi$  est due en partie à l'approximation effectuée lors de la détermination de l'expression analytique de l'index  $\phi$  ou  $\phi'$ . Elle est due aussi à la forme de la décrue de l'inondation dans la rue qui peut être très variable suivant les caractéristiques des précipitations à l'origine de la crue. De plus, on peut observer que le coefficient d'atténuation maximum est souvent atteint pour des index de vulnérabilité  $\phi$  ou  $\phi'$  inférieurs à 1. Ces situations sont obtenues pour les crues telles que la durée de l'étalement de crue est relativement longue, i.e., telles que la hauteur  $h_s(t)$  est proche de la hauteur maximale  $H_m$  pendant une durée importante.

La relation entre l'index de vulnérabilité calculé  $\phi$  (ou  $\phi'$ ) et le coefficient d'atténuation  $\varpi$  obtenu par simulation numérique peut être, malgré tout, exprimée à l'aide de la formule analytique suivante :

$$\varpi = 1 - \exp(-5.5\phi) \quad \text{Eq. 16}$$

où le coefficient de l'exponentielle a été déterminé à l'aide d'un ajustement aux moindres carrés sur 1400 couples ( $\phi$  ou  $\phi'$  calculé,  $\omega$  simulé). Pour cet ajustement, le coefficient de Nash-Sutcliffe (1970) est égale à 0,91 pour les valeurs de  $\phi$  et  $\phi'$  plus petites que 1. Pour une crue et pour une cellule de caractéristiques données, l'erreur relative entre, d'une part le coefficient d'atténuation  $\omega$  obtenu à l'aide de l'équation Eq. 16 et du modèle analytique pour  $\phi$  ou  $\phi'$  (Eq. 9 et Eq. 15), et d'autre part le rapport  $h_{pm}/H_m$  obtenu par la simulation numérique de l'inondation de la cellule, varie de 40% lorsque  $\phi \neq 0$  à 0% lorsque  $\phi = 1$ .

## **IX-C. Vulnérabilité hydraulique de 3 quartiers de Ouagadougou.**

La vulnérabilité hydraulique du bâti, telle qu'elle a été définie précédemment, est étudiée dans ce paragraphe sur trois quartiers d'habitat résidentiel de Ouagadougou concernés par le risque d'inondation pluvial. Ces trois quartiers sont le quartier loti ancien de Patte d'Oie (PO), le quartier loti récent de Wemtenga (W1), et le quartier d'habitat spontané de Wemtenga (W2). Ils ont été présentés en détail au chapitre VI.

Les relevés de pénétrabilité effectués sur ces quartiers<sup>12</sup> ont permis de déterminer la pénétrabilité d'environ 250 concessions par quartier, i.e. de 775 cellules urbaines élémentaires (Moyenga et Belem 1996). Les propriétés hydrauliques des différentes concessions décrites sont résumées ci dessous. Elles sont présentées plus en détail dans l'Annexe 4.

*Remarque : Nous n'étudions ici que la fraction non perméable des blocs de concession : seules ont été retenues les concessions qui ne peuvent pas être traversées par l'eau.*

### **IX-C.1. Stockabilité et pénétrabilité des cellules sur les trois quartiers.**

#### **Stockabilité des cellules :**

Dans les deux quartiers lotis, toutes les concessions ont une même superficie totale égale à 300m<sup>2</sup>. La surface inondable  $S_p$  de chaque concession varie cependant en fonction du degré de valorisation de la cellule, qui peut être relié à son âge et à son niveau de standing.  $S_p$  varie de moins de 100m<sup>2</sup> pour des concessions très valorisées à plus de 250m<sup>2</sup> pour les autres et a une valeur moyenne de 200m<sup>2</sup>. Les concessions du quartier d'habitat spontané, généralement plus petites que les précédentes, ont une surface inondable qui varie de 50 à 100m<sup>2</sup>.

---

<sup>12</sup> Le principe de ces relevés est exposé au chapitre VI et est présenté plus en détail dans l'Annexe 5.

**Pénétrabilité des cellules :**

La répartition entre les ouvertures de type orifice et les ouvertures de type seuil varie suivant les quartiers : plus le quartier est ancien, plus la proportion d'orifices est importante (75% sur PO, 40% sur W1, 10% sur W2). Les jours observables dans les murs d'enceinte des quartiers récents n'existent pratiquement plus sur le quartier plus ancien. On retrouve l'observation que nous avons déjà faite à propos de la perméabilité partielle de bloc : le milieu se referme avec l'âge.

La longueur des ouvertures de type seuil,  $L_s$ , varie, sur les trois quartiers, de moins d'un mètre à plus de 10m. Cependant, lorsque la concession est habitée, elle n'excède jamais 4m : cette longueur est effectivement la longueur maximum observée pour les voies d'accès à la concession qui correspondent soit aux passages pour les résidents et les véhicules à deux roues (Ouagadougou est considérée en Afrique de l'Ouest comme la capitale du deux roues), soit aux passages pour véhicules automobiles même si ces derniers sont relativement rares.

La distribution des longueurs des ouvertures de type orifice dépend du quartier. Sur le quartier d'habitat spontané W2 et sur le quartier loti récent W1, les seules portes observées sont destinées aux individus ( $L_s=1$  ou 2m). Sur le quartier plus ancien PO, différents orifices de longueur plus importante (3 à 4m) apparaissent : si on les trouve de façon automatique chez les résidents possédant une voiture, on peut aussi les trouver chez des résidents moins aisés. L'ouverture  $a$  des orifices est quasiment toujours inférieure à 5cm.

La dernière observation concerne la hauteur des ouvertures  $h_s$ . Plus de 70% des ouvertures ont une hauteur nulle. Dans le cas général, cette hauteur ne dépend pas du quartier mais est cependant fortement corrélée à la situation de la concession au sein du quartier, ou plus précisément, au sein du bassin versant où se situe le quartier. Elle peut correspondre au niveau de protection de la cellule contre les inondations et être ainsi un indicateur de la fréquence et de l'importance des inondations subies : ainsi, les propriétaires des concessions situés dans les bas fonds, et de ce fait souvent confrontés au problème, ont fréquemment surélevé le radier des voies d'accès à leur concession. Quoiqu'il en soit, ces protections sont de toutes façon largement insuffisantes pour les événements de fréquence rare.

**IX-C.2. Caractéristiques des crues inondantes.**

Les quartiers ci-dessus sont concernés par des crues d'origine pluviale. Les caractéristiques de base des crues inondante,  $H_m$  et  $T_m$  ont été déterminées par l'étude des 555 événements de la chronique de pluies observée sur 23 ans à la station de Ouagadougou Aéroport. Chaque événement pluvieux produit une crue de caractéristiques données. La méthode utilisée pour déterminer, d'une part le temps de montée  $T_m$  et le débit de pointe  $Q_p$  de chacune des 555 crues, et d'autre part, la hauteur maximum

d'inondation  $H_m$  correspondant au débit de pointe  $Q_p$  est celle présentée au chapitre VIII. Les modèles utilisés sont donc :

- le modèle hydrologique de transformation pluie débit de l'hydrogramme unitaire à réservoir linéaire qui permet d'obtenir le temps  $T_m$  et le débit  $Q_p$  et,
- le modèle hydraulique d'écoulement dans la rue inondée qui permet d'en déduire  $H_m$  (v. Fig. 1 du chapitre VIII) .

Pour évaluer l'influence des propriétés hydrauliques d'un quartier sur sa vulnérabilité hydraulique, tous les calculs suivants ont été menés, pour les trois quartiers étudiés, avec des crues inondantes de mêmes caractéristiques ; i.e., nous avons utilisé trois configurations de bassin identiques et supposé par ailleurs que tout l'écoulement ne se faisait que par une seule voie (ce qui est faux pour le quartier d'habitat spontané). Les caractéristiques du bassin utilisées pour la transformation pluie débit, et celles de la rue utilisée pour le calcul de  $H_m$  sont celles du bassin B1 présenté dans le tableau 1 du chapitre VIII.

L'analyse statistique croisée des caractéristiques  $T_m$  et  $H_m$  des 555 crues obtenues pour la configuration précédente, a conduit à la sélection de 4 crues correspondant à la combinaison de 2 valeurs de temps de montée  $T_m$  avec deux périodes de retour différentes du débit de pointe  $Q_p$  (Tableau 2) <sup>13</sup>. Les deux valeurs du temps de montée correspondent aux bornes de l'intervalle comprenant 90% des temps de montée observés pour les 555 hydrogrammes simulés.

Temps de montée de la crue Période de retour de $Q_p$	$T_m = 10$ mn	$T_m = 45$ mn
$T(Q_{p1}) = 1$ an	Crue F1	Crue F2
$T(Q_{p50}) = 50$ ans	Crue F3	Crue F4

Tableau 2 : caractéristiques  $T_m$  et  $T(Q_p)$  des 4 crues inondantes F1, F2, F3, F4.

Pour le bassin utilisé de 100ha, les valeurs des débits de pointe sont  $Q_{p1}=12\text{m}^3/\text{s}$  et  $Q_{p50}=28\text{m}^3/\text{s}$  pour des périodes de retour respective de 1 an et de 50 ans. Les hauteurs maximum d'inondation correspondantes sont  $H_{m1}=63$  cm et  $H_{m50}=105$  cm.

<sup>13</sup> La période de retour des débits de pointe a été déterminée à l'aide du logiciel SAFARHY (Lubès et al 1994). Une loi gamma incomplète à deux paramètres a été ajustée par la méthode des moments sur la série des 555 débits de pointe extraits des différents hydrogrammes de crue.

### IX-C.3. Index de vulnérabilité $\phi$

#### IX-C.3.a. Index de vulnérabilité $\phi$ en fonction des caractéristiques des cellules.

La figure Fig. 11 (resp. Fig. 12) représente l'évolution de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  (resp.  $\phi'$ ) en fonction du rapport conductivité/stockabilité de la cellule  $R_p=L_s/S_p$  (resp.  $R_p'=(a.L_s)/S_p$ ) dans le cas d'une ouverture de type seuil (resp. de type orifice) et pour les 4 crues décrites précédemment. L'index de vulnérabilité  $\phi$  (resp.  $\phi'$ ) a été calculé à l'aide de l'équation Eq. 9 (resp. Eq. 15). Le coefficient de débit  $m$  a été calibré à l'aide des mesures des flux échangés entre diverses concessions et la rue inondée adjacente. Il a été pris ensuite constant et égal à 0,6 pour toutes les cellules. Une étude de sensibilité de l'index de vulnérabilité montre que le comportement hydraulique de la cellule est beaucoup plus sensible, pour les plages de valeurs des caractéristiques des cellules de Ouagadougou, à la valeur du paramètre  $R_p$  ou  $R_p'$  qu'à la valeur du rapport adimensionnel  $h_s/H_m$ . Par ailleurs, la majorité des ouvertures a une hauteur  $h_s=0$ . Les figures ne montrent donc que les résultats obtenus pour une ouverture de hauteur de seuil  $h_s=0$ .

Les deux intervalles marqués sur la Fig. 11 (resp. Fig. 12) montrent les valeurs prises par le paramètre  $R_p$  (resp.  $R_p'$ ) pour deux surfaces inondables différentes. Ces deux surfaces correspondent aux valeurs extrêmes observées sur les trois quartiers étudiés ( $S_p=50m^2$  et  $S_p=250m^2$ ). Les limites droite et gauche de chaque intervalle correspondent aux valeurs extrêmes observées pour la longueur des seuils  $L_s$  ( $L_{s,min}=1m$  et  $L_{s,max}=4m$ ). L'ouverture de l'orifice de la figure Fig. 12 est  $a=2cm$ .

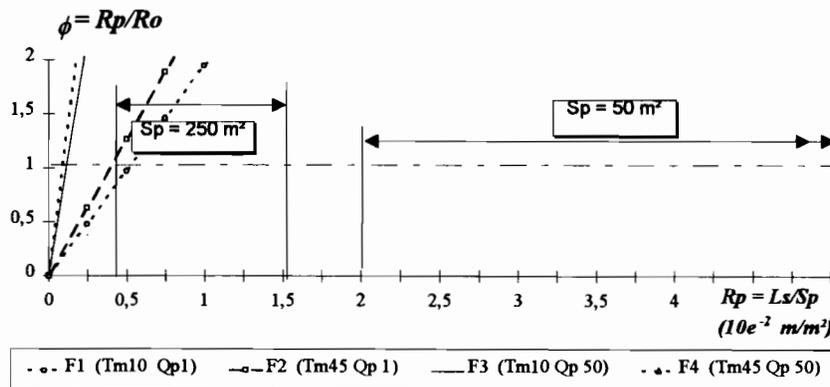
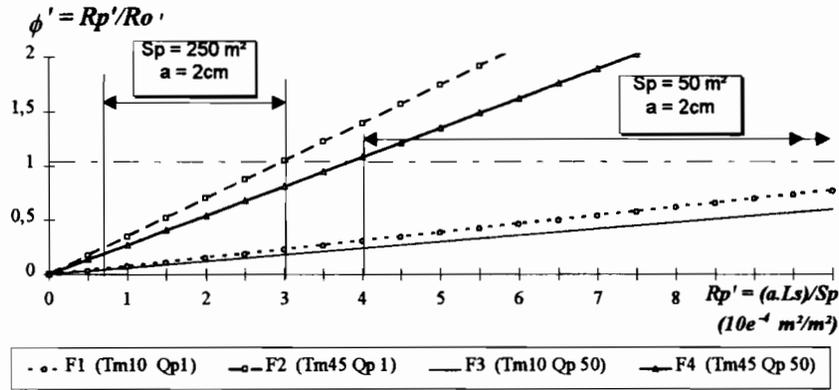


Fig. 11 : Index de vulnérabilité  $\phi$  en fonction du rapport conductivité/stockabilité  $R_p=L_s/S_p$ .  
Cas d'une ouverture de type seuil.



**Fig. 12 : Index de vulnérabilité  $\phi'$  en fonction du rapport conductivité/stockabilité  $R_p' = (a.L_s)/S_p$ .  
Cas d'une ouverture de type orifice .**

La figure Fig. 11 montre que l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  de toute cellule appartenant à l'un des trois quartiers, dont l'ouverture est de type seuil, est supérieur à 1, quelles que soient la longueur du seuil  $L_s$ , la surface inondable  $S_p$  et les caractéristiques des crues inondantes. Pour ces quartiers, l'inondation correspondante des cellules n'est jamais atténuée.

Dans le cas d'une ouverture de type orifice, (Fig. 12), les cellules sont dans une certaine mesure moins vulnérables aux crues. Lorsque les crues sont de courte durée (crues F1 et F3), ce qui est souvent le cas au Sahel, l'inondation de la cellule est presque toujours atténuée. Dans le cas contraire, des événements de durée plus longue (Crues F2 et F4) conduisent à des index de vulnérabilité  $\phi'$  supérieurs à 1 sauf dans le cas où le paramètre  $R_p'$  est inférieur à  $4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}^2$ . C'est le cas par exemple lorsque la longueur de l'ouverture  $L_s$  est inférieure à 4m pour une surface inondable de 200m<sup>2</sup> et pour un orifice d'ouverture 2cm.

Pour finir, on peut aussi noter que les valeurs de l'index de vulnérabilité  $\phi$  ou  $\phi'$  sont beaucoup plus influencées par le temps de montée de la crue  $T_m$  que par la valeur du débit de pointe  $Q_p$ . L'explication est immédiate : l'index  $\phi$  (ou  $\phi'$ ) est une fonction linéaire croissante de  $T_m$  et n'est par ailleurs qu'une fonction de la racine carrée de  $H_m$ . De plus,  $H_m$  est approximativement une fonction linéaire de  $Q_p^{3/5}$  du fait de la section rectangulaire de la section en travers de l'écoulement dans la rue (v. modèle hydraulique).

Comme l'influence du débit de pointe de la crue n'est pas vraiment significative sur la valeur de l'index de vulnérabilité  $\phi$  (ou  $\phi'$ ), seuls les résultats relatifs aux crues F1 et F2 sont présentés par la suite (elles correspondent à un débit  $Q_p$  de même période de retour et se différencient par leur temps de montée  $T_m$ ). Par ailleurs, les index de vulnérabilité  $\phi$  et  $\phi'$  sont reliés par une même relation au coefficient d'atténuation  $\omega$  de l'inondation dans la cellule. Le seul symbole  $\phi$  désignera donc désormais l'un ou l'autre des deux index.

**IX-C.3.b. Index de vulnérabilité en fonction du type de quartier.**

La figure Fig. 13 présente l'histogramme de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$ , calculé à l'aide des expressions Eq. 9 et Eq. 15, pour l'ensemble des cellules non transmettrices des trois quartiers étudiés. Les distributions de cellules sont données, pour chaque quartier et pour les trois classes d'index suivantes, en pourcentages du nombre total de cellules. **Classe 1** : l'index  $\phi=0$  correspond aux concessions sans ouverture pénétrable (pas de jour entre le radier de l'ouverture et le portail au dessus) et aux concessions dont la hauteur de l'ouverture  $h_i$  est supérieure à la hauteur maximum de la crue dans la rue  $H_m$ ; **Classe 2** : l'index conduit théoriquement à une inondation atténuée de la cellule ( $\phi < 1$ ) ; **Classe 3** : l'index conduit à une inondation maximale de la cellule ( $\phi \geq 1$ ).

Les distributions d'index de vulnérabilité sont très dépendantes de la rapidité de la crue : pour le quartier loti ancien par exemple (PO), alors que plus de 70% des concessions sont, d'après la valeur de leur index  $\phi$ , relativement bien protégées pour une crue du type F1 (Fig. 13a), elles ne sont plus que 40% pour une crue plus lente du type F2 (Fig. 13b).

Par ailleurs, les différences entre les distributions concernant les trois quartiers apparaissent clairement : dans le cas d'une crue rapide du type F1, plus le quartier est ancien, plus le nombre de cellules, non inondables ou subissant une inondation atténuée est important (Fig. 13a). La Fig. 13b. montre que ces différences entre quartiers diminuent lorsque le temps de montée de la crue dans la rue augmente.

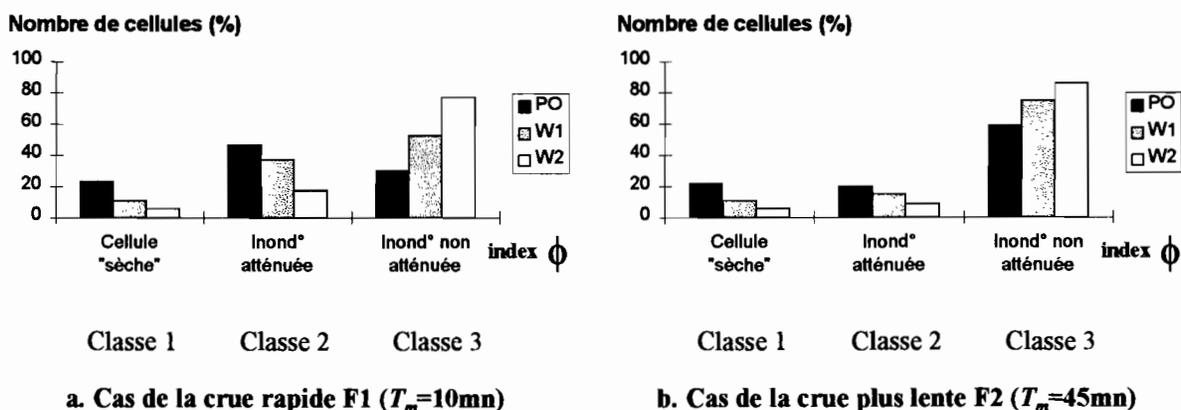


Fig. 13 : Histogrammes de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  pour trois quartiers (âge décroissant).

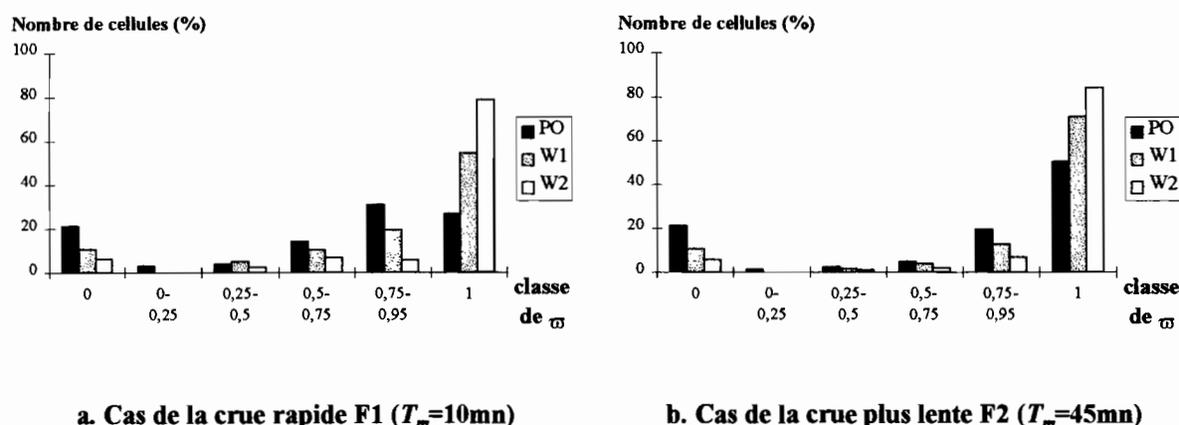
**IX-C.4. Coefficient d'atténuation en fonction du quartier.**

Pour chacune des cellules  $C_i$  des trois quartiers, le coefficient d'atténuation de la hauteur maximale de l'inondation dans la cellule par rapport à la hauteur maximale de crue dans la rue,  $\omega_i = h_{pmi} / H_m$ , a été calculé de deux façons. Pour une crue  $F_j$  donnée :

- la première a consisté à déterminer la hauteur d'inondation maximale  $h_{pm}$  observable dans la cellule à l'aide de la simulation numérique de l'inondation de la cellule. (cf. principe de simulation exposé au paragraphe A.)<sup>14</sup>.
- la seconde a consisté à déterminer, dans un premier temps, l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  de la cellule à l'aide des expressions Eq. 9 (seuil) ou Eq. 15 (orifice), et d'en déduire ensuite, une approximation du coefficient d'atténuation  $\varpi$ , notée  $\hat{\varpi}$ , à l'aide de l'expression ajustée reliant  $\phi$  à  $\varpi$  (Eq. 16).

Pour chacun des trois quartiers, les résultats obtenus très rapidement, pour les différentes cellules du quartier, à l'aide de la deuxième méthode ont été comparés par la suite, cellule par cellule, aux résultats plus précis obtenus à l'aide des simulations numériques (Fig. 15).

La Fig. 14 présente tout d'abord les histogrammes du coefficient d'atténuation  $\varpi$  obtenus à partir des résultats fournis par les simulations numériques pour les crues F1 et F2 et pour l'ensemble des cellules décrites sur les quartiers PO, W1 et W2.



**Fig. 14 : Histogrammes du coefficient d'atténuation  $\varpi$  pour les trois quartiers PO, W1 et W2.**

Pour la crue F1 de courte durée (Fig. 14a), une proportion significative des cellules sont affectées par une inondation bien atténuée : de 15% pour le quartier le plus pénétrable (quartier spontané W2), à 42% des cellules, pour le quartier le plus fermé (quartier ancien PO), subissent une inondation dont la hauteur maximum est au pire 75% de la hauteur maximum de la crue dans la rue ( $\varpi_1 < 0,75$ ). Le nombre de cellules dans ce cas de figure diminue très fortement lorsque la crue est plus longue (Fig. 14b) : de 9% (pour W2) à 30% seulement des coefficients  $\varpi_1$  (pour PO) sont inférieurs à 0,75.

<sup>14</sup> Deux limnigrammes  $h_i(t)$  ont été utilisés à cette fin pour décrire chacune des crues inondantes observables dans la rue. Les formes de ces limnigrammes sont celles des limnigrammes H11 et H14 présentés dans le chapitre suivant (X.C.2). Les limnigrammes  $h_i(t)$  ont respectivement pour caractéristiques de base  $T_m$  et  $H_m$ , 10mn et 63cm pour le premier et 45mn et 63cm pour le second.

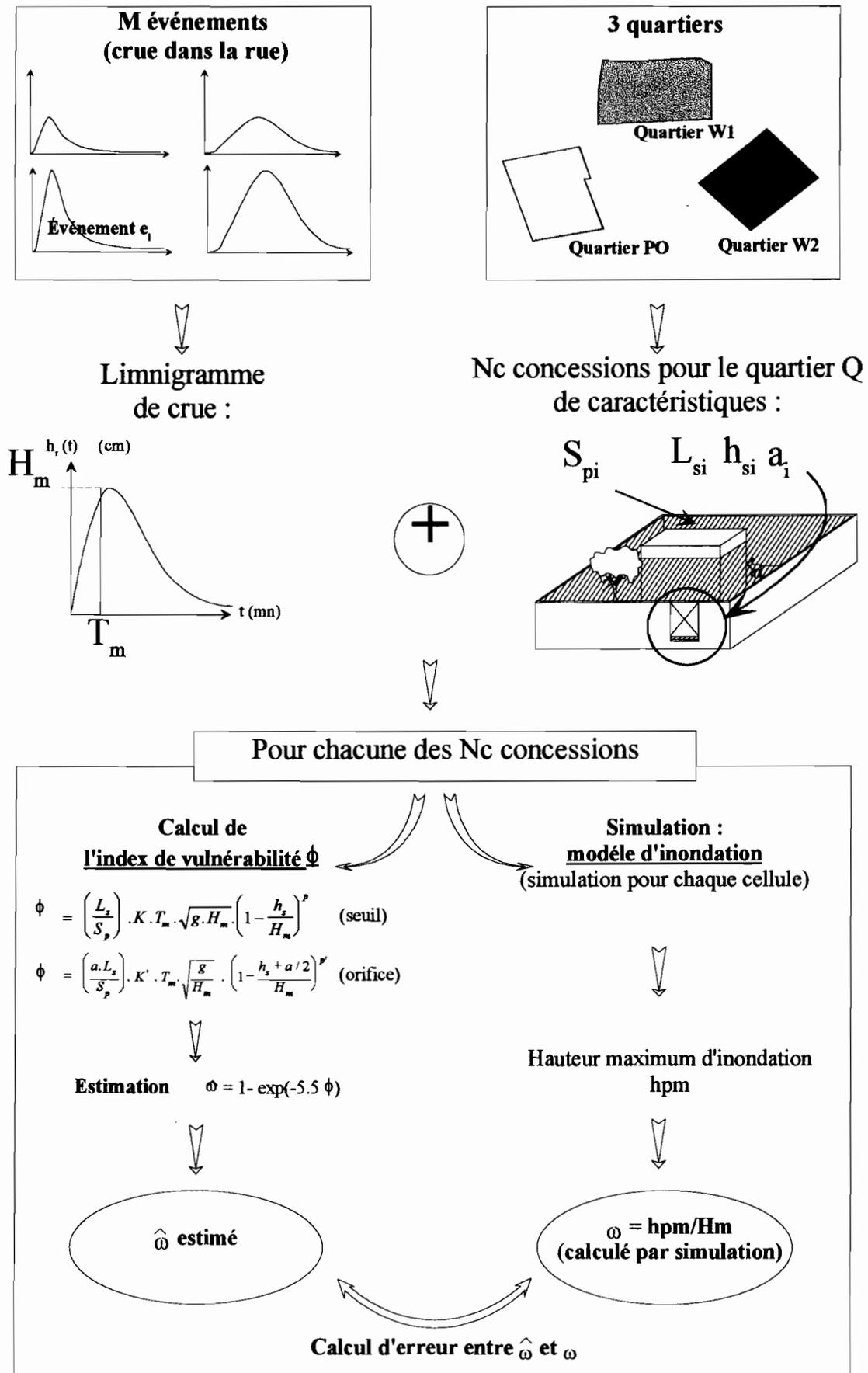


Fig. 15 : Les deux méthodes pour déterminer le coefficient d'atténuation  $\omega = h_{pm}/H_m$  concernant l'inondation des différentes concessions décrites sur chacun des trois quartiers étudiés.

Pour les crues F1, F2, et pour chacun des trois quartiers, les écarts absolus moyens et maximum entre  $\hat{\omega}_i$  (estimé) et  $\omega_i$  (simulé), de même que le critère de Nash déterminé sur l'ensemble des couples  $(\hat{\omega}_i, \omega_i)$  tels que  $\omega_i < 1$  ont été calculés. Les valeurs des critères de Nash et des écarts moyens absolus obtenues montrent que, pour les trois quartiers et pour les 2 crues simulées, les coefficients estimés  $\hat{\omega}_i$  sont relativement proches des coefficients  $\omega_i$  obtenus par les simulations numériques (Tableau 3).

Les valeurs des critères de Nash et des écarts moyens absolus obtenues pour d'autres crues (crues F3, F4, ...) sont similaires à celles présentées pour les crues F1 et F2 : le critère de Nash est toujours supérieur à 0.9, l'écart absolu moyen est toujours inférieur à 0.08 et l'écart maximum est, en valeur absolue, la plupart du temps inférieur à 0.2. La méthode permettant d'obtenir le coefficient d'atténuation  $\omega = h_{pm}/H_m$  en fonction de l'index de vulnérabilité  $\phi$  ou  $\phi'$ , s'avère donc intéressante. Elle permet d'évaluer, de façon relativement précise (sous réserve que l'on soit capable de déterminer les différentes variables qui interviennent dans le calcul de l'index de vulnérabilité de la cellule et en particulier le coefficient de débit de l'ouverture), et sans avoir recours à une simulation de l'inondation plus délicate à mettre en œuvre, un paramètre important de l'inondation de la cellule : sa hauteur maximum de submersion. Elle est cependant limitée au cas où la cellule ne comprend qu'une ouverture unique dans le mur d'enceinte qui l'entoure.

Quartier	PO	W1	W2
<b>Critère de Nash</b>			
Crue F1	0.98 (170) <sup>15</sup>	0.975 (122)	0.985 (54)
Crue F2	0.92 (103)	0.92 (76)	0.91 (40)
<b>Ecart moyen absolu entre <math>\hat{\omega}_i</math> et <math>\omega_i</math> : Moy <math> \hat{\omega}_i - \omega_i </math></b>			
Crue F1	0.04	0.04	0.03
Crue F2	0.07	0.08	0.08
<b>Écarts maximum entre <math>\hat{\omega}_i</math> et <math>\omega_i</math> : Max (<math>\hat{\omega}_i - \omega_i</math>)</b>			
Crue F1	+0.11 -0.13	+0.08 -0.13	+0.08 -0.13
Crue F2	+0.30 -0.00	+0.24 -0.00	+0.24 -0.00

Tableau 3 : Écarts entre les valeurs estimées  $\hat{\omega}$  et simulées  $\omega$  du coefficient d'atténuation  $h_{pm}/H_m$

<sup>15</sup> Les nombres entre parenthèse correspondent au nombre de cellules utilisées pour le calcul du critère. Ces cellules sont les cellules telles que  $\omega < 1$ .

### **IX-D. Conclusion :**

La vulnérabilité hydraulique d'une cellule urbaine élémentaire non transmettrice, dépend d'une part de ses propriétés hydrauliques et d'autre part des caractéristiques de la crue observable dans la rue inondée adjacente. Les propriétés hydrauliques concernées de la cellule sont sa stockabilité et sa pénétrabilité, i.e., sa surface inondable et la taille et l'altitude des ouvertures présentes dans l'enceinte entourant la cellule et utilisables par l'eau pour inonder cette dernière. Les paramètres déterminants et relatifs à ces propriétés sont, d'une part, la hauteur du radier de l'ouverture la plus basse, et, d'autre part, le rapport pénétrabilité/stockabilité de la cellule dont l'expression est différente suivant le type d'ouverture rencontré (seuil ou orifice). Par ailleurs, les différentes caractéristiques de la crue inondante dont dépend aussi la vulnérabilité hydraulique de la cellule sont, par ordre d'importance croissante, sa forme, sa hauteur maximale  $H_m$  et son temps de montée  $T_m$ .

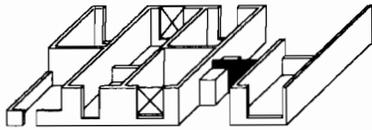
On peut apprécier la vulnérabilité hydraulique d'une cellule à l'aide d'un index de vulnérabilité qui peut être calculé pour un type d'ouverture donné en fonction des différentes caractéristiques précédentes. Cet index de vulnérabilité, de détermination immédiate, est relié au coefficient d'atténuation de l'inondation dans la cellule et permet d'accéder simplement, à partir de la hauteur maximale  $H_m$  de la crue dans la rue, à la hauteur d'inondation maximale dans la cellule. De ce fait, si l'on connaît, sur un quartier donné, les propriétés hydrauliques des différentes cellules urbaines du quartier, il est possible de déterminer la proportion des cellules affectées par une hauteur d'inondation donnée.

Cette méthodologie, appliquée à trois quartiers d'habitat résidentiel de Ouagadougou, montre ainsi que la vulnérabilité hydraulique des cellules varie en moyenne d'un quartier à l'autre, les cellules étant, dans ce cas, les concessions du quartier. La vulnérabilité hydraulique décroît avec l'âge du milieu qui conditionne fortement le degré d'ouverture des concessions, et par la même leur pénétrabilité. Ainsi, pour une crue rapide, 15% seulement des concessions du quartier d'habitat spontané étudié sont affectées par une inondation dont la hauteur maximale est réduite de 25% ou plus par rapport à la hauteur maximale dans la rue voisine. Pour le quartier loti ancien étudié, cette proportion passe à près de 50%, et l'on peut supposer qu'elle serait encore plus forte dans les vieux quartiers du centre ville beaucoup plus consolidés que ce dernier.

Cette variabilité entre quartiers décroît très sensiblement lorsque la durée de la crue augmente, la vulnérabilité hydraulique des cellules ayant tendance à devenir maximale pour toutes les cellules pénétrables. Pour une crue de temps de montée 45mn, que l'on peut qualifier de relativement lente si on compare ce temps de montée aux temps de montées des crues d'origine pluviale, et pour des

cellules du type de celles rencontrées à Ouagadougou, on peut par exemple, avec une bonne fiabilité, supposer que les paramètres de submersion de toutes les cellules pénétrables seront identiques aux caractéristiques de la crue dans la rue. Plus généralement, on peut faire cette même hypothèse, sans prendre trop de risques, pour tout type de cellule urbaine pénétrable exposée à une inondation fluviale.

La méthodologie présentée dans ce chapitre, développée dans le cadre particulier de trois quartiers d'habitat individuel de Ouagadougou, est applicable à tout type de milieu urbain cloisonné.



## **X- Représentation agrégée des Zones Bâties Cloisonnées.**

Ce dernier chapitre aborde les problèmes de changement d'échelle liés à la représentation des zones bâties cloisonnées et à la modélisation de leur comportement hydraulique lorsqu'elles sont en situation d'inondation. Les chapitres précédents ont en effet révélé les points importants suivants :

1. les zones bâties d'un bassin urbain donné peuvent avoir un rôle non négligeable sur le laminage des crues d'origine pluviale, en particulier lorsque celles ci ont des temps caractéristiques relativement courts. Si tel est le cas, il est alors nécessaire de modéliser le comportement des parties bâties de la zone affectées par l'inondation (chapitre VIII).
2. dans le cas des milieux cloisonnés, le comportement hydraulique des différentes cellules urbaines élémentaires d'une zone bâtie peut être, au sein d'un même quartier, très variable suivant leurs propriétés hydrauliques (pénétrabilité + stockabilité) mais aussi suivant les caractéristiques de la crue dans la rue adjacente aux cellules (chapitre IX).

Dans certains cas de figure, il faudrait donc, pour tenir compte de cette variabilité, et pour prendre en compte l'influence des zones bâties sur la dynamique de crue, modéliser indépendamment le comportement des différentes cellules concernées par l'inondation. Ceci est cependant impossible à réaliser : d'une part, parce que le nombre de cellules à modéliser serait considérable (environ 2500 concessions par km<sup>2</sup> sur les quartiers étudiés) ; et d'autre part, parce que la détermination des propriétés hydrauliques propres à chacune d'entre elles serait une tâche coûteuse et fastidieuse. On est donc confrontés à la nécessité de représenter le comportement des zones bâties à l'échelle d'un objet urbain de taille supérieure à celle de la concession.

Le bloc de concessions, délimité par différentes rues desservant un groupe de concessions contiguës, est l'objet urbain le plus attrayant : il représente l'unité de bâti la plus fine que l'on peut raisonnablement envisager pour décrire les zones bâties, et par ailleurs, il ne contient en principe que

des objets urbains de même nature (les concessions), les éléments drainants du milieu lui étant extérieurs.

L'objet de ce chapitre est de proposer une modélisation simplifiée d'un tel bloc de concessions et d'en évaluer la validité. Dans un premier temps, nous étudions le cas d'une cellule urbaine communicant avec les voies inondées extérieures par plusieurs ouvertures de nature et de caractéristiques différentes. Une approche agrégative conduit alors à définir un indicateur synthétique, l'*HistoSeuil*, caractéristique de la pénétrabilité de la cellule. Cet indicateur permet de déterminer les flux échangés entre la cellule et le milieu extérieur et donc d'en modéliser le comportement.

Nous étudions ensuite la possibilité d'utiliser cet indicateur pour modéliser de façon simplifiée le comportement d'un bloc de concessions. Tout d'abord, cet indicateur peut aussi être défini à l'échelle d'un bloc de concessions cloisonné, et plus généralement à l'échelle d'un objet bâti quelconque. Nous déterminons ainsi cet indicateur pour différentes bandes de bâti observées sur chacun des trois quartiers de Ouagadougou étudiés précédemment. Nous utilisons à cet effet les relevés de pénétrabilité du milieu effectués sur ces quartiers. Ceci nous permet d'évaluer *la pertinence géométrique de l'indicateur* en étudiant d'une part la stabilité de l'indicateur au sein d'un quartier donné, et d'autre part sa variabilité entre les quartiers. Nous étudions enfin *la pertinence hydraulique* de l'indicateur, i.e., la possibilité de l'utiliser pour modéliser de façon globale le comportement des zones bâties à l'échelle d'un bloc composé de  $N$  concessions. Les résultats concernant les différents paramètres de la submersion d'un bloc obtenus à l'aide d'une telle modélisation simplifiée sont à cet effet comparés, pour différentes configurations de bloc et pour différentes crues inondantes d'origine pluviale, aux paramètres de submersion moyens du bloc obtenus à partir des paramètres de submersion propres à chacune des cellules élémentaires du bloc.

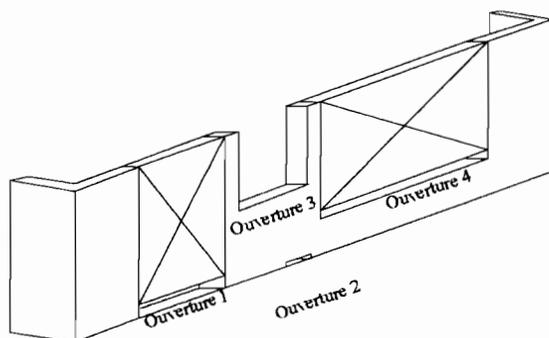
## **X-A. Comportement et modélisation d'une cellule élémentaire.** **Cas général.**

### **X-A.1. Equation de continuité et débit échangé.**

On considère ici une cellule non transmettrice et qui est isolée de la rue par une cloison dans laquelle ont été aménagées  $N$  ouvertures ( $N=N_{seuil} + N_{orifice}$ ) (Fig. 1). L'intérieur de cette cellule est non cloisonné. Les différentes remarques 1. à 6. exposées dans le paragraphe IX.A.1. du chapitre précédent, où nous étudions en détail le comportement hydraulique d'une cellule ne comportant qu'une seule ouverture, sont ici encore valables. En particulier :

- seules les propriétés de stockabilité et de pénétrabilité de la cellule sont nécessaires pour modéliser son comportement ;
- la surface inondable  $S_p$  de la cellule est faible et donc :
  - la hauteur de l'eau  $h_p(t)$  est uniforme dans la cellule ;
  - et le stockage qu'elle peut opérer n'a aucune influence sur le laminage de la crue dans la rue inondée adjacente.

Nous supposons pour simplifier l'exposé que, sur toute la longueur de l'interface séparant la cellule de la rue, la rue est horizontale et que la cote de la crue dans la rue est uniforme. De ce fait, la hauteur de l'eau dans la rue et la hauteur d'eau dans la cellule au niveau de chacune des ouvertures peuvent être respectivement décrites par une hauteur d'eau unique. Nous utiliserons donc toujours par la suite les seules hauteurs d'eau dans la rue  $h_r(t)$  et dans la cellule  $h_p(t)$  pour décrire respectivement la cote de l'eau dans la rue et la cote de l'inondation dans la cellule.



**Fig. 1 : Cellule avec ouvertures multiples dans l'interface séparant la cellule de la rue inondée voisine.**

Dans ces conditions, l'évolution de l'inondation dans une cellule en situation d'inondation peut toujours être décrite à l'aide de la simple équation de continuité suivante :

$$Q_{ex} (h_r(t), h_p(t)) = S_p \cdot \frac{dh_p}{dt} \quad \text{Eq. 1}$$

où  $Q_{ex}$  est le débit d'échange entre la rue et la cellule ( $m^3/s$ ) ; où  $S_p$  est la surface inondable de la cellule ( $m^2$ ) et où  $h_p(t)$  et  $h_r(t)$  (m) sont respectivement la hauteur de l'inondation dans la cellule et la hauteur de la crue dans la rue inondée adjacente à l'instant  $t$  (s).

Le débit total d'échange  $Q_{ex}$  entre la rue et la cellule adjacente est la somme des débits transités par les différentes ouvertures de l'interface entre la cellule et la rue. Le débit d'échange transitant par chaque ouverture dépend des caractéristiques géométriques de l'ouverture et des deux hauteurs  $h_r(t)$  et  $h_p(t)$  :

$$\text{Pour le seuil } i : \quad Q_{s_i} = Q_{s_i}(h_{s_i}, L_{s_i}, h_p(t), h_r(t))$$

$$\text{Pour l'orifice } k : \quad Q_{o_k} = Q_{o_k}(h_{s_k}, L_{s_k}, a_k, h_p(t), h_r(t))$$

où  $Q_{s_i}$ ,  $Q_{o_k}$ , sont le débit transité par le  $i^{\text{ème}}$  seuil et par le  $k^{\text{ème}}$  orifice de hauteurs et de longueurs de seuil respectives  $h_{s_i}$ ,  $h_{s_k}$ ,  $L_{s_i}$  et  $L_{s_k}$ , et où  $a_k$  est l'ouverture du  $k^{\text{ème}}$  orifice.

Le débit d'échange total entre la cellule et la rue inondée adjacente est donc donné par la relation suivante :

$$Q_{ex}(h_r(t), h_p(t)) = \sum_{k=1}^{N_{\text{orifice}}} Q_{o_k}(h_{s_k}, L_{s_k}, a_k, h_r(t), h_p(t)) + \sum_{i=1}^{N_{\text{seuil}}} Q_{s_i}(h_{s_i}, L_{s_i}, h_r(t), h_p(t)) \quad \text{Eq. 2}$$

Cette formulation peut être largement simplifiée si l'on fait quelques aménagements sur la forme de certains des modèles de débits utilisés dans l'expression précédente et sur l'écriture même de cette somme. Par la suite,  $h_1(t)$  et  $h_2(t)$  seront respectivement utilisées pour décrire, à un instant  $t$  donné, la hauteur maximum et la hauteur minimum entre les deux hauteurs  $h_r(t)$  et  $h_p(t)$ .

## **X-A.2. Simplification de l'écriture du débit d'échange.**

### **X-A.2.a. Modèle de débit pour un seuil :**

Le modèle de débit pour le seuil  $i$  de hauteur de seuil  $h_{s_i}$  est celui exposé dans le chapitre IX.

fonctionnement en régime noyé :  $Q_{s_i}(h_{s_i}, h_1, h_2) = m \cdot L_{s_i} \cdot (h_2 - h_{s_i}) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_1 - h_2)}$  Eq. 3

fonctionnement en régime dénoyé :  $Q_{s_i}(h_{s_i}, h_1) = \frac{2}{3 \cdot \sqrt{3}} \cdot m \cdot L_{s_i} \cdot \sqrt{2g} \cdot [h_1 - h_{s_i}]^{3/2}$  Eq. 4

La limite entre les deux régimes d'écoulement noyé/dénoyé est définie par :

$$(h_1(t) - h_{s_i}) = 3/2 (h_2(t) - h_{s_i}) \quad \text{Eq. 5}$$

**X-A.2.b. Un modèle de débit pour les orifices utilisant une formulation couplée :**

Différentes modélisations sont proposées dans la littérature pour modéliser le débit transitant par un orifice (Carlier 1972, Lencastre 1995). Elles diffèrent suivant le régime d'écoulement observable sur l'ouvrage et suivant l'approche utilisée pour obtenir cette modélisation (Annexe 2). Une modélisation particulièrement intéressante pour le problème qui nous préoccupe est celle proposée par l'approche couplée dont le principe est le suivant (Baume 1987, Ramirez Luna 1997) :

- Un orifice de longueur  $L_s$ , de hauteur de seuil  $h_s$  et d'ouverture  $a$  se comporte comme un seuil tant que l'eau ne le submerge pas (écoulement à surface libre :  $h_1(t) < h_s + a$ ) :
- Lorsqu'il est submergé (écoulement en charge :  $h_1(t) \geq h_s + a$ ), le débit qu'il transite,  $Q_o$ , peut être approché par le débit  $Q_{s_1}$  d'un premier seuil de longueur  $L_s$  dont la cote  $h_{s_1}$  est égale à la cote  $h_s$  du radier de l'orifice, auquel on retranche le débit  $Q_{s_2}$  d'un deuxième seuil de même longueur  $L_s$ , dont la cote  $h_{s_2}$  est égale à la cote supérieure de l'orifice  $h_s + a$  (Fig. 2) .

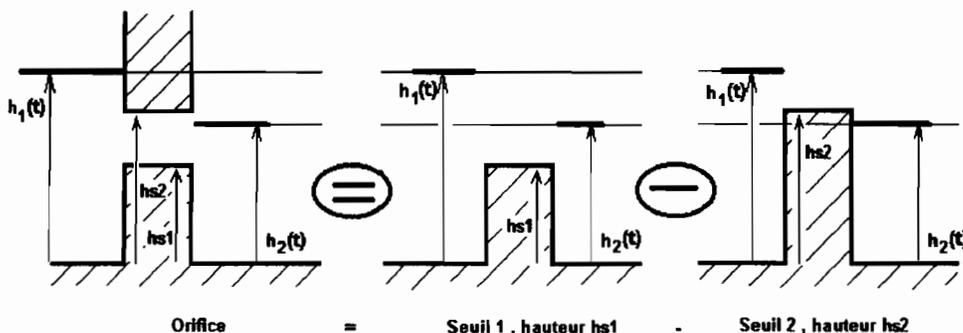


Fig. 2 : Formulation couplée pour la modélisation du débit transitant par un orifice.

Les changements de régime de fonctionnement de l'orifice (à surface libre/en charge ; noyé/ dénoyé) sont déterminés à partir de l'activation ou non des deux seuils le composant (critères géométriques purs) et du changement de régime que l'on observerait sur chacun d'entre eux s'il était indépendant de

l'autre <sup>1</sup> (Annexe 2). Pour chacun des deux seuils de hauteur de seuil  $h_{s,i}$ , la limite entre les deux régimes d'écoulement noyé/dénouyé est toujours définie par l'équation Eq. 5. Le modèle d'écoulement par un orifice rectangulaire de hauteur de seuil  $h_s$  et d'ouverture  $a$  peut donc s'écrire quel que soit le régime d'écoulement sous la forme suivante :

$$Q_o(h_s, a, h_1(t), h_2(t)) = Q_{s_1}(h_s, h_1(t), h_2(t)) - Q_{s_2}(h_s + a, h_1(t), h_2(t)) \quad \text{Eq. 6}$$

Cette formulation fait apparaître le modèle de fonctionnement de deux seuils, l'un à contribution positive, l'autre à contribution négative.

A partir de ce moment là, le comportement de toutes les ouvertures présentes dans la façade de la cellule peut être modélisé à l'aide des seuls modèles de fonctionnement pour les seuils. Par ailleurs, les hauteurs  $h_r(t)$  et  $h_p(t)$  sont identiques pour toutes les ouvertures. Par conséquent, pour un instant  $t$  donné, les seules équations apparaissant dans l'équation Eq. 1 sont des équations de type seuil et les seules variables sont la longueur  $L_s$  et la hauteur  $h_s$  des différents seuils (Eq. 7).

$$Q_{ex}(h_r(t), h_p(t)) = \sum_{i=1}^{N_{\text{seuil}}+2*N_{\text{orifice}}} Q_{s_i}(h_{s_i}, L_{s_i}) \quad \text{Eq. 7}$$

avec  $L_{s_i} > 0$  si le seuil est à contribution positive et  $L_{s_i} < 0$  dans le cas contraire.

#### X-A.2.c. Linéarité du modèle de débit pour une hauteur de seuil $h_s$ donnée :

Pour une hauteur de seuil  $h_s$  donnée, on peut remarquer que le modèle de débit, qu'il soit de type noyé ou de type dénouyé, dépend linéairement de la longueur  $L_s$  de seuil (cf. Eq. 3 et Eq. 4). On peut donc regrouper les différents termes de l'équation (Eq. 7) correspondants à une hauteur de seuil  $h_s$  donnée de la façon suivante :

$$Q_{ex}(h_{s_i}, L_{s_i}) = q(h_{s_1}) * \sum_{n=1}^{n_1} L_{s_n} \Big|_{h_s=h_{s_1}} + q(h_{s_2}) * \sum_{n=1}^{n_2} L_{s_n} \Big|_{h_s=h_{s_2}} + \dots + q(h_{s_k}) * \sum_{n=1}^{n_k} L_{s_n} \Big|_{h_s=h_{s_k}}$$

- où  $q(h_{s_k})$  est le débit par mètre linéaire de seuil lorsque la hauteur du seuil est  $h_s = h_{s_k}$  (en  $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ),
- où  $n_1, n_2, \dots, n_k$  sont le nombre de seuils de hauteurs respectives  $h_{s_1}, h_{s_2}, \dots, h_{s_k}$ ,
- où  $L_{s_n} \Big|_{h_s=h_{s_k}}$  est la longueur en mètres du  $n^{\text{ème}}$  seuil de hauteur  $h_{s_k}$ ,

<sup>1</sup> Cette artifice est souvent utilisé pour la modélisation des ouvrages dans de nombreux logiciels de calcul hydraulique. Il permet en particulier d'assurer la continuité du débit au différents changements de régime en charge/ à surface libre et noyé/intermédiaire/dénouyé.

Le modèle de débit par mètre linéaire  $q(h_{s_i})$  pour les seuils de hauteur de seuil  $h_s = h_{s_i}$  est obtenu à partir du modèle de débit pour un seuil classique, et correspond donc, soit au régime noyé (Eq. 3), soit au régime dénoyé (Eq. 4). Le régime d'écoulement dépend, pour des hauteurs à l'amont  $h_1$  et à l'aval  $h_2$  du seuil, du signe de l'expression  $[(h_1 - h_{s_i}) - 3/2 (h_2 - h_{s_i})]$  et donc de la seule hauteur  $h_{s_i}$  du seuil :

$$0 < h_{s_i} \leq h_{s_{lim}} \quad : \text{ seuil noyé } : \quad q(h_{s_i}) = m \cdot (h_2(t) - h_{s_i}) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_1(t) - h_2(t))} \quad \text{Eq. 8}$$

$$h_{s_{lim}} < h_{s_i} \leq h_1 \quad : \text{ seuil dénoyé } : \quad q(h_{s_i}) = m \cdot \frac{2}{3 \cdot \sqrt{3}} \cdot \sqrt{2g} \cdot [h_1(t) - h_{s_i}]^{3/2} \quad \text{Eq. 9}$$

$$h_1 < h_{s_i} \quad : \text{ seuil inactif } : \quad q(h_{s_i}) = 0$$

où  $h_{s_{lim}} = (3 h_2 - 2 h_1)$  est la hauteur de seuil limite au dessus de laquelle les seuils fonctionnent en régime dénoyé et en dessous de laquelle les seuils fonctionnent en régime noyé (Fig. 3). Cette hauteur limite est obtenue à partir de l'équation Eq. 5.

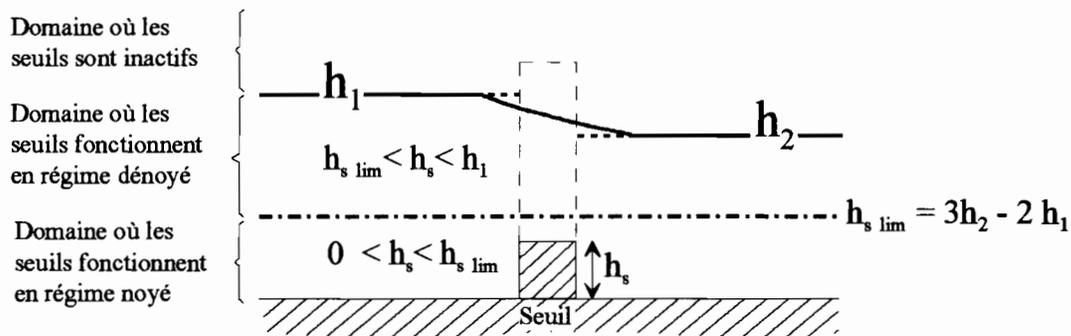


Fig. 3 : Le régime de fonctionnement des seuils en fonction de la situation de leur hauteur de seuil  $h_s$  par rapport à la hauteur de seuil limite définie par  $h_{s_{lim}} = (3 h_2 - 2 h_1)$ .

Par conséquent, pour un instant  $t$  donné, lorsque les hauteurs  $h_1(t)$  et  $h_2(t)$  sont fixées, le débit échangé entre la cellule et la rue est uniquement une fonction de la distribution  $L_s(h_{s_k})$  des longueurs de seuil relatives aux différentes hauteurs de seuil  $h_{s_k}$  (Eq. 10).

$$Q_{ex}(h_{s_i}, L_s) = q(h_{s_1}) \cdot L_s(h_{s_1}) + q(h_{s_2}) \cdot L_s(h_{s_2}) + \dots + q(h_{s_k}) \cdot L_s(h_{s_k}) \quad \text{Eq. 10}$$

où  $L_s(h_{s_k})$  est la longueur totale en mètres des seuils de hauteur  $h_{s_k}$ .

Cette distribution  $L_s(h_s)$  est un indicateur de la pénétrabilité de la cellule. Cet indicateur est défini par un nombre discret de valeurs  $L_s(h_{s_k})$  si l'on observe dans l'interface entre la cellule et la rue un nombre limité d'ouvertures. Ces valeurs peuvent être indifféremment positives ou négatives, suivant

que les seuils sont à contribution positive ou négative. La figure Fig. 4 montre la forme de cet indicateur pour la façade entre la rue et la cellule décrite sur la Fig. 1.

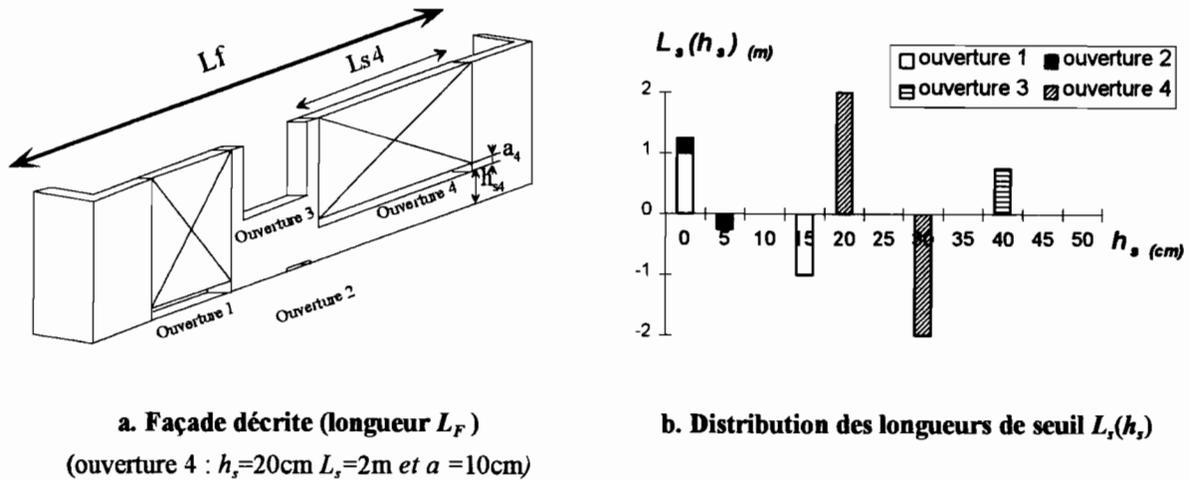


Fig. 4 : Fonction  $L_s(h_s)$  pour l'interface entre la cellule et la rue contenant 4 ouvertures.

### X-A.3. Remarques sur l'expression obtenue du débit d'échange.

#### X-A.3.a. De l'utilité d'un Indicateur synthétique normé.

Nous aurons par la suite à comparer la pénétrabilité de diverses interfaces cellule-rue de longueurs différentes. A cet effet, la distribution d'ouverture  $L_s(h_s)$  peut être normée par la longueur de l'interface décrite  $L_F$  (Fig. 4), et correspondre ainsi à la distribution des longueurs relatives  $L_s(h_s)/L_F$ . La distribution obtenue décrit alors la distribution de longueurs d'ouvertures par mètre de façade entre la cellule et la rue adjacente. Par la suite, nous ne ferons plus référence qu'à cette distribution normée que nous noterons par ailleurs toujours  $L_s(h_s)$ .

#### X-A.3.b. Expression du débit d'échange dans le cas où la distribution d'ouverture est continue.

La distribution d'ouverture normée  $L_s(h_s)$  peut être une fonction continue et correspondre ainsi à une densité d'ouverture dans l'interface cellule-rue. En séparant, en fonction de la hauteur  $h_s$  du seuil, les ouvertures qui fonctionnent en régime noyé des ouvertures qui fonctionnent en régime dénoyé, on peut écrire le débit total d'échange entre la rue et la cellule adjacente sous la forme suivante :

$$Q_{ex} = Q_{tot, \text{noyé}} + Q_{tot, \text{dénoyé}} \quad \text{Eq. 11}$$

avec  $Q_{tot, \text{noyé}}$  et  $Q_{tot, \text{dénoyé}}$  exprimés sous la forme continue de la façon suivante :

$$Q_{tot\ dénoyé}(h_1, h_2) = L_F \int_{h_s=h_s \lim=3h_2-2h_1}^{h_s=h_1} L_s(h_s) \cdot \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot \sqrt{2g} \cdot m \cdot (h_1 - h_s)^{3/2} dh_s \quad \text{Eq. 12}$$

$$Q_{tot\ noyé}(h_1, h_2) = L_F \int_{h_s=0}^{h_s=h_s \lim=3h_2-2h_1} L_s(h_s) \cdot (h_2 - h_s) \cdot m \cdot \sqrt{2g(h_1 - h_2)} dh_s \quad \text{Eq. 13}$$

Le débit est, dans les deux cas, déterminé par une intégrale basée sur le principe des convolutions. La convolution est opérée entre la distribution des longueurs relatives d'ouvertures  $L_s(h_s)$  et le **modèle de référence respectif du seuil à large crête** pour le régime noyé (cas de l'équation Eq. 12) ou le régime dénoyé (cas de l'équation Eq. 13). Ces modèles de référence (largeur de seuil unitaire et hauteur de seuil nulle), noyaux des deux convolutions, sont obtenus d'après les équations correspondant respectivement au régime noyé ou dénoyé :

$$\text{noyau pour le régime noyé} \quad q_n^*(h) = m \cdot h \cdot U \quad \text{où} \quad U = \sqrt{2g \cdot (h_1 - h_2)} \quad \text{Eq. 14}$$

$$\text{noyau pour le régime dénoyé} \quad q_d^*(h) = \frac{2}{3\sqrt{3}} \cdot m \cdot \sqrt{2g} \cdot (h)^{3/2} \quad \text{Eq. 15}$$

Le débit total, transitant par l'interface entre la rue et la cellule de longueur  $L_F$ , peut alors s'exprimer sous la forme suivante :

$$Q_{ex}(h_1, h_2) = L_F \int_{h_s=0}^{h_s=3h_2-2h_1} L_s(h_s) \cdot q_n^*(h_2 - h_s) \cdot dh_s + L_F \int_{h_s=3h_2-2h_1}^{h_s=h_1} L_s(h_s) \cdot q_d^*(h_1 - h_s) \cdot dh_s \quad \text{Eq. 16}$$

Cette formulation peut bien entendu aussi convenir dans le cas où la distribution  $L_s(h_s)$  est une fonction discrète (les deux convolutions s'écrivent sous forme discrète). Le débit total échangé entre la rue et la cellule défini par l'équation Eq. 10 peut alors s'exprimer en fonction de la distribution  $L_s(h_s)$  et des deux modèles de référence du seuil à large crête  $q_n^*(h)$  et  $q_d^*(h)$ .

### X-A.3.c. Réversibilité du modèle d'échange.

Le débit d'échange entre la rue et la cellule, défini sous forme continue par les équations Eq. 15, Eq. 14 et Eq. 16 ou sous forme discrète par les équations Eq. 10, Eq. 8 et Eq. 9 est valable quel que soit le sens des échanges, les hauteurs  $h_l(t)$  et  $h_r(t)$  pouvant donc être indifféremment les hauteurs  $h_r(t)$  et  $h_l(t)$  ou les hauteurs  $h_p(t)$  et  $h_r(t)$ .

**X-A.3.d. Limites de l'expression.**

Nous avons fait, pour arriver à la formulation synthétique discrète ou continue (Eq. 10 ou Eq. 16), une hypothèse forte qui est que l'on peut utiliser un modèle de débit unique pour décrire des ouvertures de nature et de caractéristiques différentes. Cette hypothèse présente l'intérêt de permettre d'agrèger de façon simple les différentes caractéristiques géométriques des ouvertures présentes dans l'interface d'échange entre la cellule et la rue adjacente. Sa validité mérite cependant d'être vérifiée.

En particulier, il est peu probable que le coefficient de débit  $m$  puisse être considéré comme invariant pour les différentes ouvertures trouvées dans l'interface. Il dépend en principe des ouvertures et aussi, pour une ouverture donnée, du sens des échanges (i.e.  $m$  est a priori variable suivant que le flux rentre dans la cellule ou en sort). Cependant, les différentes ouvertures qui nous concernent n'ont pas les profils dissymétriques observables pour les ouvrages hydrauliques de types seuils traditionnels, et, par ailleurs, ces ouvertures ont entre elles des formes relativement semblables. L'hypothèse précédente se justifie donc en première approximation. Si tel n'était pas le cas on pourrait toujours définir de la façon suivante un indicateur  $M_s(h_s)$  du même type que l'indicateur synthétique  $L_s(h_s)$  construit précédemment en prenant en compte cette variabilité du coefficient  $m$  :

$$M_s(h_s) = \sum_n m_k \cdot L_{sk}$$

de débit  $m$ . Les noyaux de convolution seraient bien sûr adaptés et ne comprendraient plus le coefficient  $m$  supposé invariable ici.

**X-A.4. Conclusion.****X-A.4.a. L'HistoSeuil : Un indicateur synthétique de la pénétrabilité d'une cellule urbaine élémentaire.**

Dans le cas particulier où l'on est en présence d'une rue et d'une cellule séparés par une interface « percée » et dans lesquels la hauteur d'eau est uniforme, la propriété d'additivité des débits transitant par les différentes ouvertures de l'interface permet donc une formulation simplifiée du débit total d'échange. Elle est basée sur :

- la détermination de la distribution normée des longueurs des seuils de hauteur  $h_s$  :  $L_s(h_s)$ .
- la détermination du débit total par des opérations simples de convolution entre cette distribution normée des longueurs  $L_s(h_s)$  et les deux modèles de référence du seuil à large crête  $q_n^*(h)$  et  $q_d^*(h)$  déterminés respectivement pour le régime noyé et le régime dénoyé.

La distribution normée des longueurs de seuil  $L_s(h_s)$  définit donc un indicateur synthétique qui est une caractéristique importante de la cellule : elle décrit la pénétrabilité de sa façade donnant sur la rue voisine. *Pour une cellule urbaine élémentaire, non transmettrice et dont l'intérieur est non*

*cloisonné, cet indicateur synthétique (associé à la longueur  $L_F$  de l'interface) et la stockabilité de la cellule sont les deux caractéristiques nécessaires et suffisantes pour en modéliser le comportement.*

Dans le cas le plus fréquent où la distribution  $L_s(h_s)$  des longueurs des seuils de hauteur  $h_s$ , est définie par un nombre discret de valeurs, la pénétrabilité de la cellule peut être décrite par un histogramme que nous appellerons par la suite *HistoSeuil* de la façade.

#### X-A.4.b. Qualités de l'indicateur requises pour une utilisation à une échelle plus large.

Il semble intéressant d'explorer le domaine de validité de cet indicateur synthétique, et d'identifier en particulier dans quelle mesure il est utilisable à une échelle plus large, permettant, par exemple, de modéliser le comportement d'un objet bâti tel qu'un bloc de concession. Il n'est pas certain, en effet, que *HistoSeuil*, qui est pertinent à l'échelle de la cellule élémentaire, soit toujours pertinent à l'échelle supérieure. Par ailleurs, si on souhaite l'utiliser, dans le cas particulier des quartiers cloisonnés de Ouagadougou, pour décrire et modéliser le comportement de blocs de concessions représentatifs de différents types de quartiers (à supposer qu'il existent), l'indicateur doit en particulier satisfaire les conditions ci dessous.

- **Conditions définissant la pertinence géométrique de l'indicateur.**
  - *stabilité de l'indicateur* : cette condition doit être vérifiée sur un quartier qui est homogène en terme d'occupation de l'espace horizontal et vertical, i.e., la variabilité de l'indicateur déterminé pour différents objets urbains similaires du quartier doit être faible,
  - *représentativité de l'indicateur* : deux quartiers types, différenciables du point de vue de leur comportement vis à vis des inondations, doivent pouvoir être décrits par des indicateurs de valeurs ou de formes différentes.
  
- **Conditions définissant ce que nous appelons la pertinence hydraulique de l'indicateur**
  - *pertinence vis à vis des mécanismes à décrire* : l'indicateur doit correspondre à une caractéristique physique du milieu explicative du phénomène physique que l'on souhaite décrire.
  - *intégrabilité dans une modélisation hydraulique* : l'indicateur doit pouvoir être utilisé dans une modélisation permettant de décrire correctement le comportement hydraulique de l'objet urbain concerné.

La première de ces deux conditions est vérifiée dans notre cas puisque *HistoSeuil* décrit parfaitement une propriété hydraulique de la cellule essentielle à la modélisation de son comportement : sa pénétrabilité.

- **Conditions définissant la pertinence opérationnelle de l'indicateur.**

- *Accessibilité* : l'indicateur doit pouvoir être déterminé à partir d'informations facilement accessibles et n'exigeant pas d'investissements humains et matériels trop coûteux.
- *Simplicité* : le sens physique de l'indicateur doit enfin être suffisamment simple à comprendre pour qu'il n'exige pas un personnel spécialisé pour le déterminer (degré d'abstraction minimum)

Ces conditions ne nous concernent pas a priori. Cependant, elles peuvent être à la base d'un travail scientifique intéressant si l'on peut par exemple envisager de définir une typologie d'indicateurs en lien avec une typologie des zones bâties qui permettrait d'avoir accès simplement et rapidement à l'indicateur désiré. Cet aspect peut d'ailleurs être abordé par le biais de l'étude de la pertinence géométrique de l'indicateur.

Nous étudions exclusivement dans les paragraphes suivants la pertinence géométrique et hydraulique de l'*HistoSeuil*, lorsqu'on veut l'utiliser pour un objet bâti urbain d'une taille supérieure à la taille d'une cellule urbaine élémentaire.

## **X-B. Pertinence géométrique de l'*HistoSeuil*.**

### **X-B.1. Quartiers étudiés et objets bâtis comparés :**

Dans ce paragraphe, la variabilité intra quartier de l'*HistoSeuil* est étudiée pour chacun des trois quartiers PO, W1 et W2 présentés au chapitre concernant le milieu étudié (chapitre VI). La variabilité de l'indicateur entre les quartiers est étudiée ensuite.

L'étude est toujours réalisée à partir des relevés de pénétrabilité du milieu effectués sur différentes bandes bâties de chacun des quartiers. L'*HistoSeuil* décrit la densité d'ouverture d'une façade donnée, séparant une rue et une zone bâtie riveraine. L'indicateur est donc relatif à la façade attachée à la voie support qui a été utilisée pour le relevé de pénétrabilité de la bande de bâti. L'*HistoSeuil* a ainsi été déterminé pour chacune des façades décrites et correspond donc à l'indicateur de pénétrabilité moyen pour les différents blocs contenus dans la bande supportée par la façade.

Seule la partie non transmettrice des bandes de bâti a été prise en compte pour l'obtention de l'indicateur : toutes les ouvertures, telles que les rues ou les chantiers permettant à l'eau de transiter d'une rue support de bande à l'autre, ont été soustraites aux relevés. La partie des quartiers étudiée

correspond donc exactement à celle utilisée lors de l'étude de la vulnérabilité hydraulique des quartiers au chapitre précédent (Chapitre IX).

### **X-B.2. Mode de présentation des indicateurs synthétiques.**

Les *HistoSeuils* des diverses façades relevées sont présentés sous leur forme cumulée, forme plus facilement interprétable :

- la valeur  $L_s cum(h)$  de la courbe cumulée obtenue (Eq. 17 et Fig. 5), correspond à la longueur, par mètre linéaire de façade, des seuils « purs » actifs pour la hauteur d'eau  $h$  en question (c'est à dire que les longueurs des seuils à contribution positive et négative constituant un orifice sont non comprises quand l'orifice est en charge). De ce fait :
  - une décroissance de la valeur  $L_s cum(h)$  est due à la présence des seuils à « contribution négative » définis par la hauteur supérieure  $(h_{s_i} + a_i)$  d'un ou plusieurs orifices observables dans la façade ;
  - la valeur minimum de  $L_s cum(h)$  correspond au pourcentage de vide minimum observable dans la façade pour tout  $h$  ;
  - lorsque la valeur  $L_s cum(h)$  ne varie plus à partir d'une hauteur  $h_{s0}$  donnée, alors la valeur  $L_s cum(h_{s0})$  représente le pourcentage de vide dans la façade en  $m/m$  pour tout  $h > h_{s0}$ .

$$L_s cum (h) = \int_{h_s=0}^h L_s (h_s) . dh_s \quad \text{Eq. 17}$$

- l'aire  $A_s(h_1, h_2)$  en dessous de la courbe  $L_s cum(h)$ , entre la hauteur d'eau  $h=h_1$  et la hauteur  $h=h_2$ , correspond à la superficie totale des ouvertures, par mètre linéaire de façade, entre ces deux hauteurs (Eq. 18 et Fig. 5).

$$A_s (h_1, h_2) = \int_{h=h_1}^{h_2} L_s cum (h) . dh \quad \text{Eq. 18}$$

La figure ci-dessous (Fig. 5) présente l'indicateur cumulé obtenu pour la façade décrite par la Fig. 1, ainsi que la lecture qui peut en être faite.

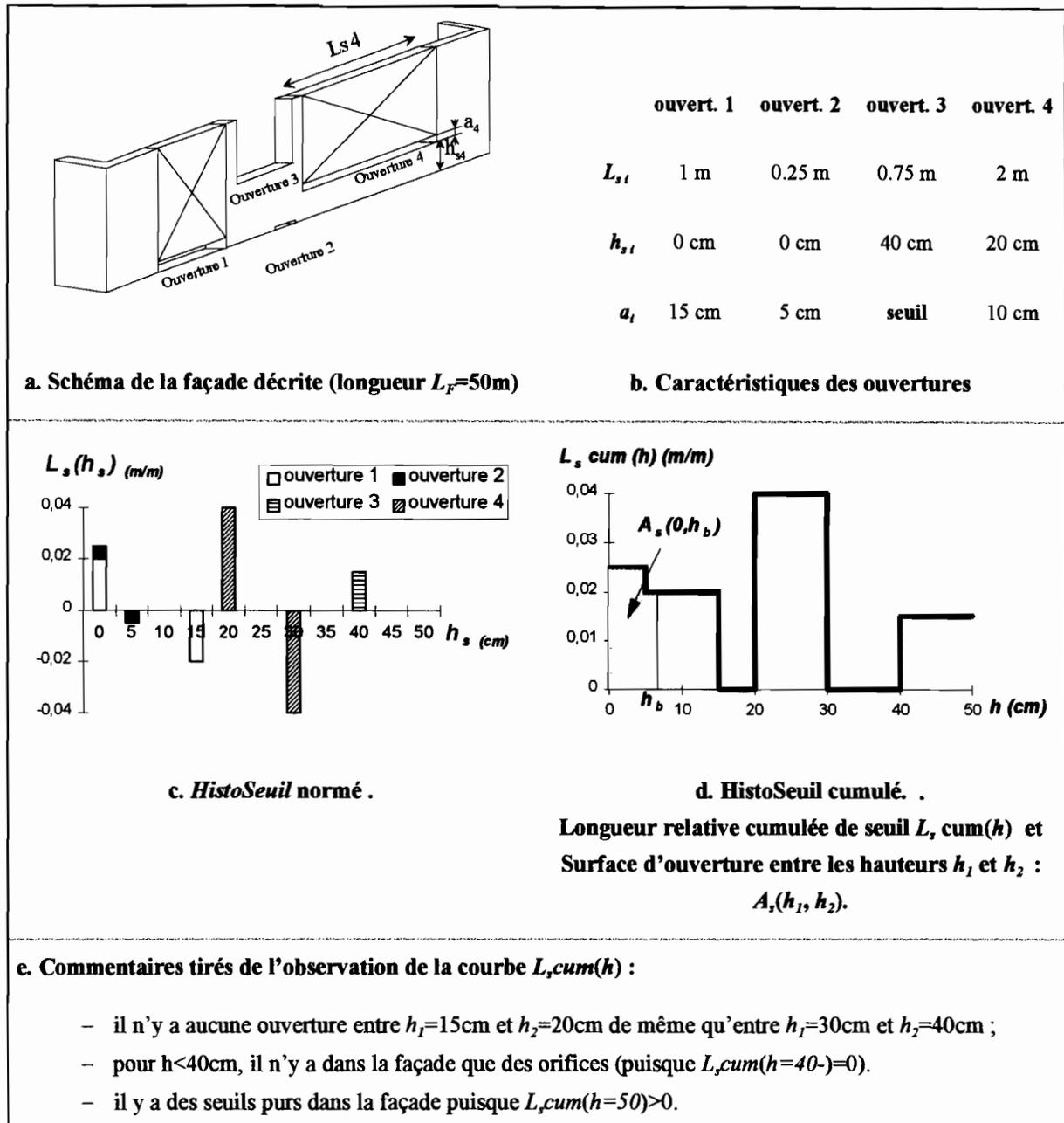


Fig. 5 : Exemple de lecture d'un HistoSeuil sous sa forme cumulée.

### X-B.3. Variabilité intra-quartier de l'indicateur « HistoSeuil ».

#### X-B.3.a. Les informations déductibles de la forme des indicateurs sur PO, W1 et W2.

Pour les trois quartiers, les informations, qui peuvent être extraites des HistoSeuils cumulés, permettent en partie de retrouver les observations générales résultant de l'étude de la pénétrabilité du milieu à l'échelle de la cellule. Par exemple, la valeur initiale des HistoSeuils sous leur forme

cumulée,  $L_s cum(0)$ , est, pour la grande majorité des façade décrites, importante en comparaison des variations de la fonction  $L_s cum(h)$  observables lorsque  $h > 0$ . La plus grande longueur d'ouverture est donc observée pour une hauteur de seuil  $h_s$  nulle. De même, la variation de la fonction  $L_s cum(h)$  en fonction de  $h$  permet aussi d'identifier la nature des ouvertures (seuil ou orifice) conditionnant la pénétrabilité des façades décrites (sans pouvoir toutefois en quantifier la répartition).

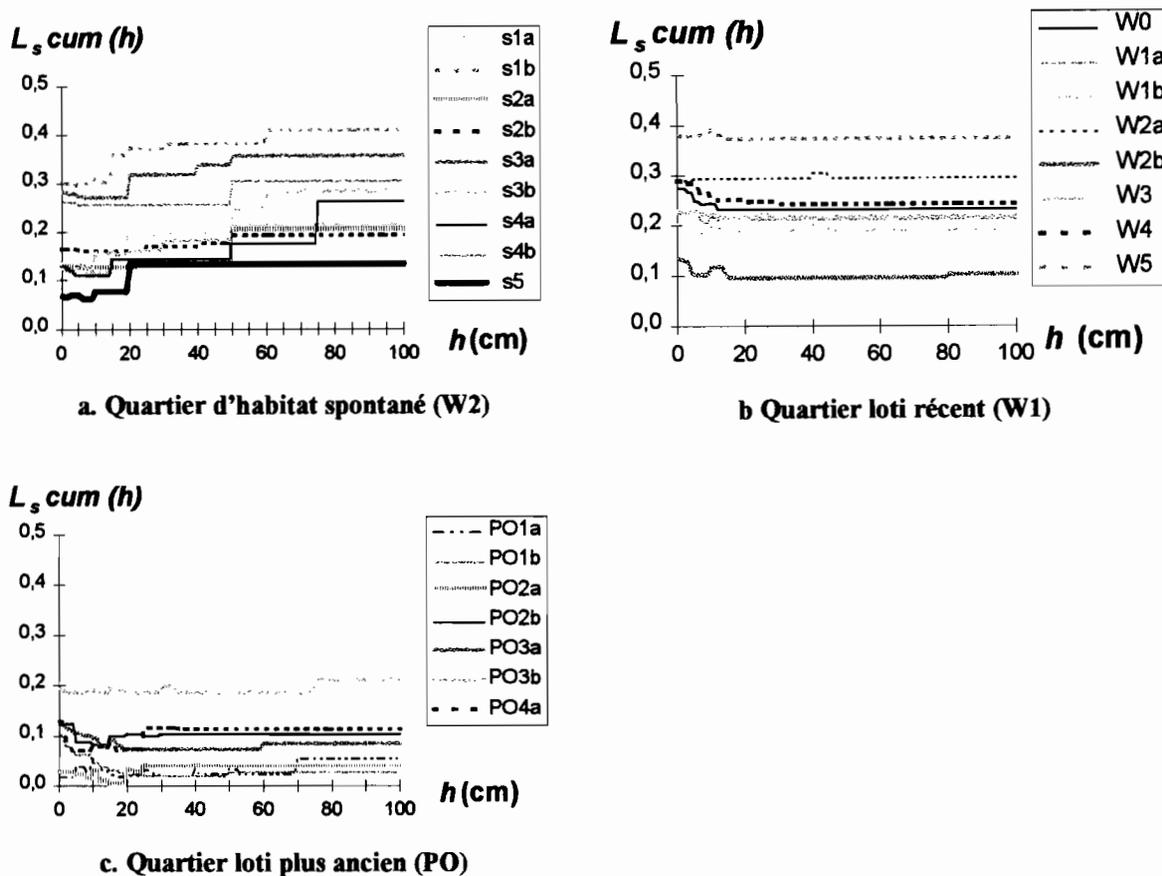


Fig. 6 : Variabilité intra quartier de l'HistoSeuil sous sa forme cumulée  $L_s cum(h)$ .

Quelle que soit la façade décrite du quartier d'habitat spontané W2, la longueur de seuils « purs » actifs augmente régulièrement en fonction de la hauteur (Fig. 6a). Ceci s'explique par la présence de seuils ou de murets de différentes hauteurs correspondant aux murs d'enceinte en cours de construction ou abandonnés. De plus, la longueur des seuils de hauteur nulle est toujours supérieure à 10% de la longueur du bâti potentiellement stockant ( $0,1 < L_s cum(0)$ ) ! Ceci traduit aussi le fait que pour toutes les façades, les parcelles vides et les concessions inachevées sont nombreuses. Les informations fournies par les courbes sont insuffisantes pour identifier la présence ou l'absence d'ouvertures de type orifice.

Pour le quartier récemment loti W1, on a pour chaque façade décrite, une légère décroissance de la longueur de seuils actifs sur les 20 premiers centimètres de hauteur (Fig. 6b). Les façades contiennent donc des orifices dont la plupart ont une hauteur de seuil  $h_s$  nulle. Par ailleurs, pour une hauteur supérieure ou égale à  $h_s=20\text{cm}$ , chacune des façades décrites est constituée de plus de 10% de vide. Ces vides correspondent, comme sur le quartier précédent, aux vides laissés par les parcelles non valorisées. Enfin, la fonction  $L_{cum}(h)$  ne varie plus lorsque  $h>20\text{cm}$  : l'ouverture du milieu est donc stabilisée et la surface  $A_s(0,h)$ , utilisable par les écoulements pour envahir le milieu, augmente linéairement avec la hauteur  $h$ .

Le quartier loti ancien de Patte d'Oie se distingue des autres dans la mesure où, excepté pour la voie PO3b atypique<sup>2</sup>, la longueur relative de seuils actifs est maximum pour les seuils de hauteur nulle et décroît sensiblement avec la hauteur allant parfois jusqu'à s'annuler pour certaines voies (Fig. 6c). Les ouvertures présentes dans les façades sont donc essentiellement des orifices. Contrairement aux deux autres quartiers, le quartier loti ancien tend donc à se refermer avec la hauteur. La surface  $A_s(0,h)$  utilisable par les écoulements a donc aussi tendance, sur ces façades, à être bornée.

### X-B.3.b. Variabilité de l'indicateur suivant les façades décrites.

Pour les deux quartiers récents W1 et W2, l'*HistoSeuil* sous sa forme cumulée est relativement variable d'une façade à l'autre. Pour le quartier W1, par exemple, l'*HistoSeuil* peut être similaire à ceux observés sur PO et décrire une ouverture relativement faible du milieu (cas de la voie W2b) ou décrire une pénétrabilité du milieu beaucoup plus importante, la longueur des vides pouvant alors représenter jusqu'à 40% de la longueur de la façade quelle que soit la hauteur considérée (voie W5). Pour les deux quartiers récents, cette variabilité s'explique par l'hétérogénéité relativement importante de l'occupation de l'espace entre les bandes de bâti des quartiers. L'*HistoSeuil* est nettement moins variable sur le quartier plus ancien de PO (si l'on met à part les différentes bandes fréquemment touchées par les inondations).

Cette plus ou moins grande variabilité suivant les quartiers a d'ailleurs déjà été remarquée pour deux autres indicateurs de l'ouverture des zones bâties utilisés au chapitre relatif à la transmissivité du milieu (chapitre VII). La perméabilité partielle de bloc et la densité de chemins hydrauliques de type bloc s'étaient en effet révélées relativement peu variables sur le quartier PO et beaucoup plus variables sur les deux autres quartiers. Les indicateurs décrivant l'ouverture des zones bâties, qu'ils concernent la perméabilité de leur partie transmettrice ou qu'ils concernent la pénétrabilité de leur partie non transmettrice, ont donc tendance dans le cas des zones cloisonnées à se stabiliser avec l'âge et le degré de valorisation des quartiers.

---

<sup>2</sup> La voie, située en fond de marigot, est fréquemment inondée et donc les concessions riveraines sont pour beaucoup non occupées.

### X-B.4. Variabilité inter quartiers de l'indicateur :

Pour chacun des trois quartiers, un *HistoSeuil* moyen a été déterminé à partir des *HistoSeuils* des différentes façades du quartiers<sup>3</sup>. La variabilité inter quartiers des *HistoSeuils* moyens obtenus est du même ordre de grandeur que la variabilité intra quartier (Fig. 7). Cependant leurs formes respectives sont différentes et caractérisent finalement bien le type du quartier décrit. L'évolution de l'ouverture du milieu en fonction de la hauteur, visible de façon immédiate sur la forme cumulée de l'*HistoSeuil*, renseigne sur la nature des ouvertures et sur leur organisation verticale au sein des façades décrites. Or, pour les trois quartiers étudiés, ces informations sont en rapport étroit avec le degré d'urbanisation ou de valorisation des quartiers. La forme générale de l'indicateur est donc aussi, dans le cas qui nous concerne, étroitement lié avec l'âge du milieu.

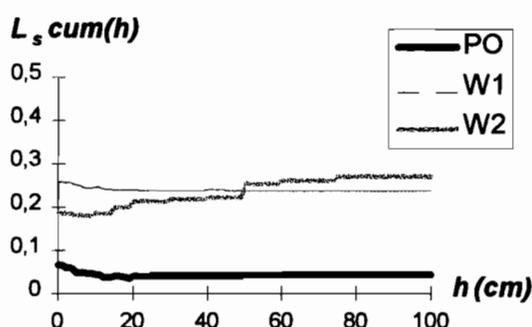


Fig. 7 : *HistoSeuils* moyens sous leur forme cumulée pour chacun des trois quartiers étudiés.

<sup>3</sup> Utilisation pour la détermination de l'*HistoSeuil* moyen des formes cumulées de l'*HistoSeuil* et pondération des fonctions  $L_s cum(h)$  par la longueur  $L_p$  non transmettrice de chaque façade décrite.

## **X-C. Pertinence hydraulique de l'indicateur.**

### **X-C.1. Méthodologie.**

L'*HistoSeuil* est donc un indicateur synthétique pertinent permettant de décrire la géométrie d'une interface entre une zone bâtie et le système de drainage principal voisin. L'objectif de ce paragraphe est maintenant d'évaluer sa pertinence hydraulique dans le cadre de la modélisation du comportement d'un bloc de concessions. **Si l'intérieur du bloc était non cloisonné cette pertinence serait immédiate** (cf. §A.). Ce n'est bien entendu pas le cas puisqu'un bloc est constitué de cellules urbaines hydrauliquement indépendantes. De ce fait, le comportement hydraulique des différentes cellules peut être relativement variable car il dépend, pour une crue inondante dans la rue donnée, des propriétés hydrauliques de chacune des cellules. La pertinence hydraulique de l'indicateur n'est donc pas assurée puisque l'on souhaite l'utiliser pour modéliser et représenter de façon global les comportements différents de  $N$  cellules hydrauliquement indépendantes.

Vouloir représenter l'inondation d'un bloc à l'échelle du bloc signifie renoncer à décrire la variabilité de comportement des  $N$  cellules le composant. Dès lors, pour tester la validité d'une modélisation simplifiée du comportement du bloc, il est nécessaire :

- de définir tout d'abord ce que doit permettre de décrire le modèle, i.e., **son objectif** ;
- de déterminer ensuite **une référence hydraulique** qui servira de base au test de validité,
- de choisir enfin différents **critères d'appréciation** permettant de comparer, au regard de l'objectif visé, les résultats obtenus par la simulation simplifiée aux grandeurs fournies par la référence.

Une fois défini le contexte d'appréciation des performances du modèle simplifié, il devient alors possible d'explorer le domaine de pertinence hydraulique de l'indicateur synthétique proposé. Le domaine exploré par la suite concerne plusieurs événements hydrauliques de caractéristiques différentes (nombre de crues inondantes étudiées =  $M$ ) et diverses configurations de bloc de concessions (nombre de configurations étudiées =  $P$ ). La démarche visant à évaluer la pertinence de la modélisation simplifiée pour chaque combinaison  $e_i \star B_k$  entre l'événement hydraulique  $e_i$  et la configuration de bloc  $B_k$  est résumée sur la Fig. 8. Elle est détaillée dans les paragraphes suivants.

**Notation** : nous utiliserons dans les paragraphes suivant la notation  $E \star F$  pour décrire la combinaison entre l'élément  $E$  et l'élément  $F$ ,  $E$  et  $F$  pouvant être comme dans le cas présent une crue inondante et une configuration de bloc ou alors comme nous le verrons par la suite deux des caractéristiques  $a$ ,  $L_s$ ,  $h_s$  ou  $S_p$  de la géométrie d'une cellule.

**X-C.1.a. Objectif de la modélisation - référence hydraulique.**

L'objectif que nous avons assigné à la modélisation simplifiée est de *pouvoir modéliser le comportement moyen des  $N$  cellules composant le bloc*. Ce comportement moyen peut être défini si l'on connaît le comportement de chacune des cellules composant le bloc. On peut en effet effectuer une représentation fine du comportement du bloc en modélisant séparément le comportement des  $N$  cellules. Les grandeurs obtenues par le biais de cette représentation sont, pour la plupart, spatialement distribuées et variables suivant les cellules (hauteurs, temps de submersion,...). On peut cependant extraire des résultats de la simulation spatialisée du milieu des grandeurs moyennes, relatives à la hauteur d'inondation, au temps de submersion moyen, à la surface inondée totale...

Les résultats de la simulation de l'inondation d'un bloc par le biais de cette représentation spatialisée du bloc constituent *la référence hydraulique ou référence numérique* qui sera utilisée par la suite pour évaluer, par le biais des critères présentés plus loin, la validité de la représentation globale et simplifiée du milieu à l'échelle du bloc. Pour évaluer la pertinence du saut d'échelle « concession » / « bloc de concessions », deux simulations seront donc effectuées : la première est spatialisée et concerne individuellement les  $N$  cellules contenues dans le bloc et la seconde est globale.

**X-C.1.b. Description du milieu.**

**Représentation spatialisée du milieu. Hypothèses et caractéristiques utilisées :**

Les  $N$  cellules composant le bloc sont définies de la façon suivante :

- elles sont pénétrables, non transmettrices et sont hydrauliquement isolées entre elles ;
- la pénétrabilité de chaque cellule  $i$  est définie par une ouverture de nature et de géométrie données (seuil/orifice, hauteur  $h_{si}$  et longueur  $L_{si}$  du seuil, ouverture  $a_i$  si orifice) ;
- la surface inondable de chaque cellule est invariante en fonction de la hauteur de sorte que sa stockabilité peut être décrite simplement par la surface  $S_{pi}$ .

**Représentation agrégée. hypothèses et indicateurs utilisés :**

Pour la modélisation de l'inondation globale du bloc, les  $N$  cellules sont agrégées pour définir un bloc décloisonné, de surface maximum inondable, la surface inondable totale des  $N$  cellules, et de pénétrabilité, la pénétrabilité totale des  $N$  cellules.

La pénétrabilité du bloc décloisonné est décrite par l'*HistoSeuil* de la façade externe du bloc construit sur les principes d'agrégation des caractéristiques ( $S_{p_i}$ ,  $h_{s_i}$ ,  $L_{s_i}$ ,  $a_i$ ) des différentes cellules exposés au §A (on entend par façade externe du bloc la façade composée des diverses façades séparant le bloc des rues adjacentes - au nombre de 4 pour les configurations étudiées ici).

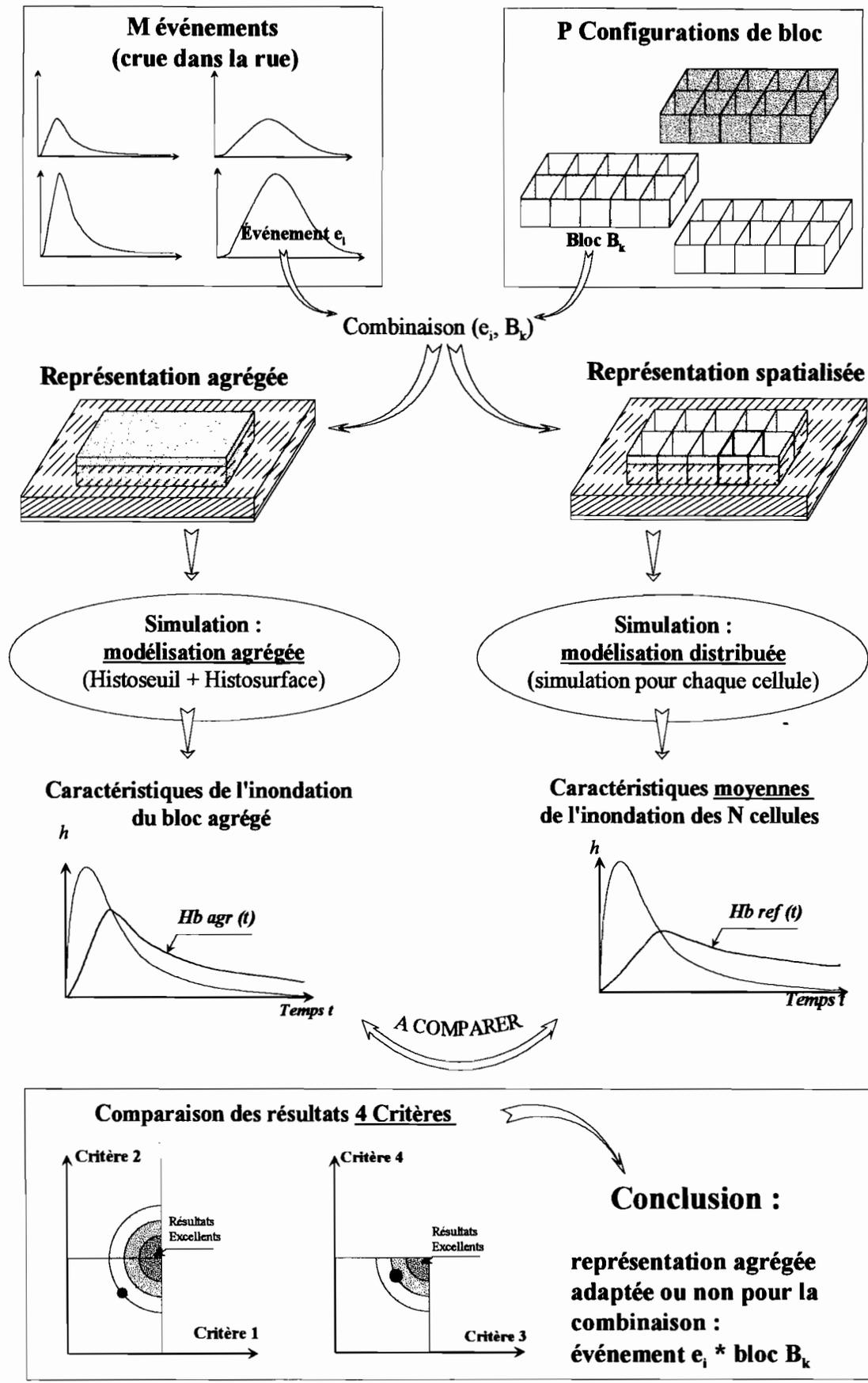


Fig. 8 : Méthodologie utilisée pour déterminer le domaine de pertinence d'une modélisation simplifiée d'un bloc de concession composé de N cellules.

On pourrait vouloir se contenter de ces deux caractéristiques, la surface maximum inondable et l'*HistoSeuil*, pour décrire le bloc et pour en modéliser le comportement. Les résultats obtenus avec cette représentation mettent en évidence un biais important. En effet, des cellules desservies par des ouvertures de hauteurs de seuil égales à une hauteur  $h_s$  donnée ne sont pas inondées si la hauteur de l'eau dans la rue ne dépasse pas  $h_s$ . De ce fait, si pour une crue donnée de hauteur maximum  $H_m$ , toutes les cellules sauf une ont une hauteur de seuil supérieure à  $H_m$ , alors la surface du bloc touchée par l'inondation ne concerne que la surface inondable de l'unique cellule dont la hauteur de seuil est la plus faible. L'utilisation d'une surface inondable pour la représentation agrégée du bloc, correspondant à la somme des surfaces inondables des différentes cellules du bloc, aboutit donc, dans ce cas de figure, à largement surestimer la surface du bloc touchée par l'inondation.

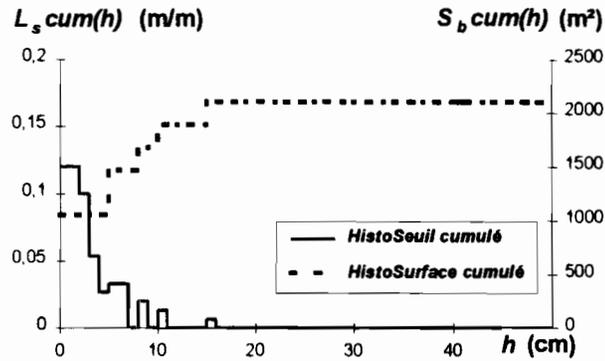
On voit donc la nécessité d'introduire un indicateur synthétique supplémentaire pour décrire la géométrie d'un bloc : l'**histogramme des surfaces inondables** appelé par la suite l'*HistoSurface* du bloc. Cet indicateur est défini de la façon suivante : la surface potentiellement inondable du bloc pour la hauteur  $h_s$ ,  $S_b(h_s)$ , est la surface de toutes les cellules dont la hauteur du seuil de l'ouverture la plus basse les desservant est exactement égale à  $h_s$ . Par suite, la surface inondable active du bloc  $S_b cum(h)$  pour la hauteur  $h$  est :

$$S_b cum(h) = \sum_{h_s=0}^{h_s=h} S_b(h_s) \cdot dh_s \quad \text{ou sous forme continue} \quad S_b cum(h) = \int_{h_s=0}^{h_s=h} S_b(h_s) \cdot dh_s \quad \text{Eq. 19}$$

Cette surface active inondable correspond à la surface de l'ensemble des cellules desservies par des seuils de hauteurs  $h_s$  inférieures ou égales à  $h$ , c'est à dire, à la surface de toutes les cellules en communication avec l'extérieur lorsque l'eau a atteint, d'un côté ou de l'autre du bloc, la hauteur  $h$ .

**Un bloc sera donc désormais caractérisé par deux indicateurs synthétiques définissant la pénétrabilité et la stockabilité du bloc (Fig. 9) :**

- l'*HistoSeuil* ou l'histogramme des longueurs de seuil  $L_s(h_s)$  pour une hauteur de seuil  $h_s$  donnée,
- l'*HistoSurface* ou l'histogramme des surfaces inondables  $S_b(h_s)$  pour une hauteur de seuil  $h_s$ .



**Fig. 9 : Exemple pour une configuration de bloc donnée des deux indicateurs synthétiques décrivant sous leur forme cumulée la pénétrabilité et la stockabilité du bloc : l’HistoSeuil et l’HistoSurface.**

$(L_s cum(h)$  : longueur totale de seuils actifs pour la hauteur d’eau  $h$  -  
 $S_p cum(h)$  : surface inondable totale active pour la hauteur d’eau  $h$ ).

Les différentes caractéristiques utilisées pour décrire les  $N$  cellules du bloc et pour décrire le bloc agrégé sont résumées dans le Tableau 1 et le Tableau 2.

Propriété hydraulique	Grandeur pour la cellule N° $i$	Description des caractéristiques explicatives
pénétrabilité	$h_{s_i}$	hauteur du seuil de l’ouverture de la $i^{ème}$ cellule
	$L_{s_i}$	longueur de seuil de la $i^{ème}$ cellule
	$a_i$	ouverture de l’orifice le cas échéant
stockabilité	$S_{p_i}$	surface inondable de la $i^{ème}$ cellule

**Tableau 1 : Représentation spatialisée du bloc.**

Caractéristiques utilisées pour la description des  $N$  cellules du bloc.

Propriété hydraulique	Indicateur	Description
pénétrabilité	$L_s(h_s)$	distribution d’ouverture
	$L_s cum(h)$	forme discrète cumulée : longueur totale de seuils actifs
stockabilité	$S_p(h_s)$	distribution de surface inondable
	$S_p cum(h)$	forme cumulée : surface inondable totale active pour la hauteur $h$

**Tableau 2 : Représentation agrégée du bloc.**

Indicateurs utilisés pour caractériser les propriétés hydraulique du bloc agrégé.

**X-C.1.c. Le contexte hydraulique des simulations et les modèles de simulation utilisés.**

Pour les simulations effectuées par la suite, différentes simplifications ou hypothèses ont été formulées de façon à faciliter l'exploration du domaine de validité de la représentation agrégée. Ce sont les suivantes :

- les différentes cellules, de même que les rues entourant le bloc, sont situées dans un plan horizontal, i.e., la cote du sol dans les différentes cellules et en tout point de la voirie est identique ;
- le volume stocké par l'ensemble des  $N$  cellules du bloc, et a fortiori par chacune des cellules, n'a aucune incidence sur la dynamique de la crue dans la rue.
- la surface de l'eau dans les rues entourant le bloc est horizontale de sorte que l'on peut décrire la hauteur d'eau dans la voirie par une hauteur unique  $h_r(t)$ .
- pour la simulation agrégée, la **surface de l'eau dans le bloc**, supposé décroisonné, est considérée **horizontale** (cela ne correspond bien entendu pas à la réalité puisque la hauteur d'eau évolue avec une rapidité différente suivant les cellules. C'est l'agrégation des  $N$  cellules du bloc, i.e., son décroisonnement, qui conduit à la dégradation de l'information qui est en réalité spatialement distribuée).

Les trois premières hypothèses nous permettent de nous affranchir des problèmes liés à la disposition des  $N$  cellules du bloc au sein du bloc. En effet, l'inondation d'une cellule  $C_i$  donnée du bloc est a priori différente suivant qu'elle se situe à l'amont ou à l'aval des autres cellules, puisque celles ci contribuent à lamener la crue qui transite dans la rue inondée adjacente. L'influence de la disposition des cellules au sein du bloc sur la validité de la modélisation agrégée n'est pas abordée ici. Elle méritera cependant de faire l'objet d'études complémentaires.

Pour la représentation spatialisée du milieu, du fait des hypothèses ci-dessus, l'évolution de la hauteur d'inondation  $h_{p_i}(t)$  dans chaque cellule peut être modélisée indépendamment des autres en utilisant le modèle simple présenté au chapitre précédent.

$$Q_{ex} \left( h_r(t), h_{p_i}(t) \right) = S_{p_i} \cdot \frac{dh_{p_i}(t)}{dt} \quad \text{Eq. 20}$$

où le débit d'échange  $Q_{ex}$  est défini par la pénétrabilité de la cellule.

L'évolution de la **H**auteur d'inondation  $H_{b,agr}(t)$  dans le **b**loc représenté de façon **agr**égé est modélisé à l'aide du même modèle utilisant les deux indicateurs synthétiques décrivant la pénétrabilité et la stockabilité du bloc :

$$Q_{ex}(L_s(h_s), h_r(t), H_{b,agr}(t)) = S_{b,cum}(\max[H_{b,agr}(t), h_r(t)]) \cdot \frac{dH_{b,agr}(t)}{dt} \quad \text{Eq. 21}$$

où le débit total échangé entre les rues entourant le bloc et le bloc agrégé est fonction de la pénétrabilité de la cellule décrite avec l'*HistoSeuil*.

#### X-C.1.d. Les grandeurs extraites des simulations :

##### **Variables distribuées et variables globales concernant la simulation agrégée.**

Différentes variables peuvent être extraites des simulations précédentes. Celles qui seront retenues pour évaluer la validité de la représentation agrégée du bloc sont présentées ci-dessous.

La simulation distribuée et la simulation effectuée à l'aide de la modélisation agrégée permettent de connaître respectivement, et à un instant  $t$  donné, la hauteur d'eau dans chaque cellule et la hauteur d'eau dans le bloc agrégé (Tableau 3).

Grandeur	Variable	Description
<b>Simulation distribuée</b>		
Hauteur d'inondation	$h_{p_i}(t)$	hauteur d'eau dans la cellule $i$ au temps $t$
Surface inondée au temps $t$	$\delta_i(t) \times S_{p_i}$	$\delta_i(t) = 1$ si la cellule $i$ est inondée au temps $t$ $= 0$ sinon
Surface submergée sous $h$	$S_{sub_i}(h) = \chi_{i,h}(h) \times S_{p_i}$	$\chi_{i,h}(h) = 1$ si il existe $t$ tel que $h_{p_i}(t) > h$ . $= 0$ sinon
Durée de submersion sous $h$	$T_{sub_i}(h)$	fonction de la hauteur
<b>Simulation agrégée</b>		
Hauteur d'inondation	$H_{b,agr}(t)$	hauteur d'eau dans le bloc au temps $t$
Surface inondée à l'instant $t$	$S_{b,cum}(h_i(t))$	où $h_i(t)$ est la hauteur maximum entre la hauteur de la crue $h_r(t)$ dans la rue et la hauteur d'inondation dans le bloc $H_{b,agr}(t)$
Surface totale du bloc submergée sous la hauteur $h$	$S_{sub_b,agr}(h)$	fonction de la hauteur
Durée de submersion sous $h$	$T_{sub_b,agr}(h)$	fonction de la hauteur

**Tableau 3 : Variables fournies par la simulation spatialisée ou agrégée de l'inondation du bloc.**

Elles permettent aussi de savoir quelles sont à un instant donné les cellules inondées et/ou la surface inondée du bloc. A l'aide de ces deux informations, on peut déterminer, pour l'objet bâti  $\square$  ( $\square$  = bloc agrégé ou cellule individuelle) et pour une hauteur  $h$  de submersion donnée :

$S_{sub \square}(h)$  : la Surface de submersion totale de  $\square$  (du bloc agrégé ou de la cellule  $i$ ) qui a été submergée sous au moins  $h$  centimètres d'eau ;

$T_{sub \square}(h)$  : Le Temps de submersion moyen des surfaces de  $\square$  (du bloc agrégé ou de la cellule  $i$ ) qui ont été submergées sous au moins  $h$  centimètres d'eau.

Ces deux fonctions ont été calculées lors des simulations pour le bloc représenté de façon agrégée et pour chacune des cellules simulées individuellement.

**Variables décrivant la référence numérique.**

La référence numérique est relative au comportement moyen des  $N$  cellules du bloc. Le comportement moyen des  $N$  cellules est décrit à l'aide de grandeurs globales. Ces grandeurs globales, sont pour un instant  $t$  donné, la hauteur moyenne de l'inondation dans les  $N$  cellules inondées du bloc et la surface totale réellement inondée du bloc. On peut aussi déterminer la surface totale et le temps moyen de submersion des cellules du bloc submergées sous une hauteur au moins égale à  $h$ . Ces différentes grandeurs sont calculées par une moyenne pondérée ou par cumul des grandeurs locales et distribuées du paragraphe précédent (Tableau 4).

Grandeurs sommées sur le bloc	Variable distribuée	Formule de sommation	Coefficient de pondération
Surface inondée totale au temps $t$ $S_{b \text{ réf}}(t)$	$\delta i(t) \times S_{p_i}$	$S_{b \text{ réf}}(t) = \sum_{i=1}^N \delta_i(t) \cdot S_{p_i}$	Sommation simple
Limnigramme moyen $H_{b \text{ réf}}(t)$	$h_{p_i}(t)$	$H_{b \text{ réf}}(t) = \frac{1}{S_{\text{réf}}(t)} \sum_{i=1}^N S_{p_i} \cdot h_{p_i}(t)$	surface $S_{p_i}$ de chaque cellule $i$
Surface totale des cellules submergées sous $h$ : $S_{sub_b \text{ réf}}(h)$	$S_{sub_i}(h)$	$S_{sub_b \text{ réf}}(h) = \sum_{i=1}^N S_{sub_i}(h)$	Sommation simple
Durée moyenne de submersion des cellules submergées sous $h$ : $T_{sub_b \text{ réf}}(h)$	$T_{sub_i}(h)$	$T_{sub_b \text{ réf}}(h) = \frac{1}{S_{sub_b \text{ réf}}(h)} \sum_{i=1}^N S_{p_i} \cdot T_{sub_i}(h)$	surface $S_{p_i}$ de chaque cellule $i$

**Tableau 4 : Variables moyennes ou cumulées utilisées servant de référence numérique**  
(comportement moyen des  $N$  cellules du bloc).

### X-C.1.e. Critères de comparaison utilisés.

Les variables précédentes, qui seront utilisées pour la comparaison des deux types de modélisation du bloc, ont été choisies parce que l'on souhaite pouvoir reconstituer précisément l'impact de la crue transitant dans une rue, sur la zone bâtie riveraine<sup>4</sup>. Les critères de comparaison utilisés à cet effet pour comparer les variables issues de la simulation agrégée aux variables moyennes issues de la simulation distribuée sont les suivantes.

#### **Critères concernant la hauteur de submersion dans le bloc (Fig. 10a) :**

**Critère1**[ $H_b(t)$ ] : Critère d'appréciation global de l'évolution de la hauteur d'eau dans le bloc. Ce critère est le critère de Nash. Il est utilisé pour comparer les écarts entre le limnigramme obtenu par la simulation agrégée et le limnigramme moyen de référence.

**Critère2**[ $H_{bm}$ ] =  $\frac{H_{bm\ agr}}{H_{bm\ ref}}$  : critère concernant la hauteur maximum de l'inondation observée dans le bloc.  $H_{bm\ agr}$  est la **hauteur maximum** d'inondation observée avec la simulation **agrégée** et  $H_{bm\ ref}$  est la **hauteur moyenne maximum** de l'inondation observée sur le limnigramme de **référence** (différente de la hauteur maximum d'inondation entre les différentes cellules).

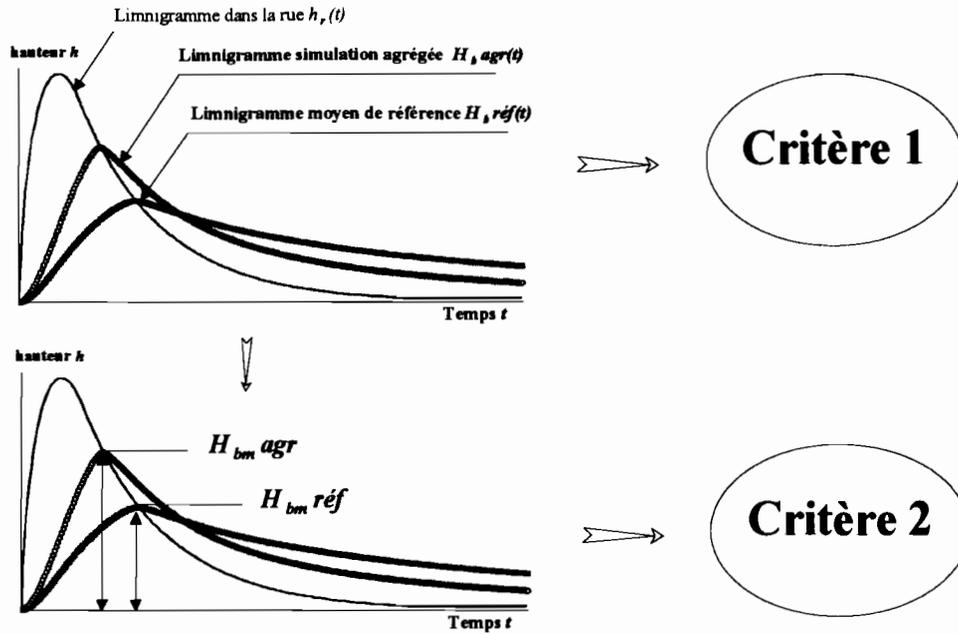
#### **Critères concernant la durée de submersion et la surface de submersion :**

**Critère3**[ $Tsub_b(h)$ ] : le critère permet d'évaluer globalement les fonctions  $Tsub_b(h)$  correspondant aux temps de submersion moyens des surfaces du bloc submergées sous une hauteur d'eau supérieure ou égale à  $h$ . C'est le critère de Nash (Fig. 10b).

**Critère4**[ $Ssub_b(h)$ ] : le critère concerne les fonctions  $Ssub_b(h)$  correspondant aux surfaces du bloc submergées sous une hauteur d'eau supérieure ou égale à  $h$ . Il est différent du critère de Nash pour les raisons exposées en Annexe9 (Fig. 11).

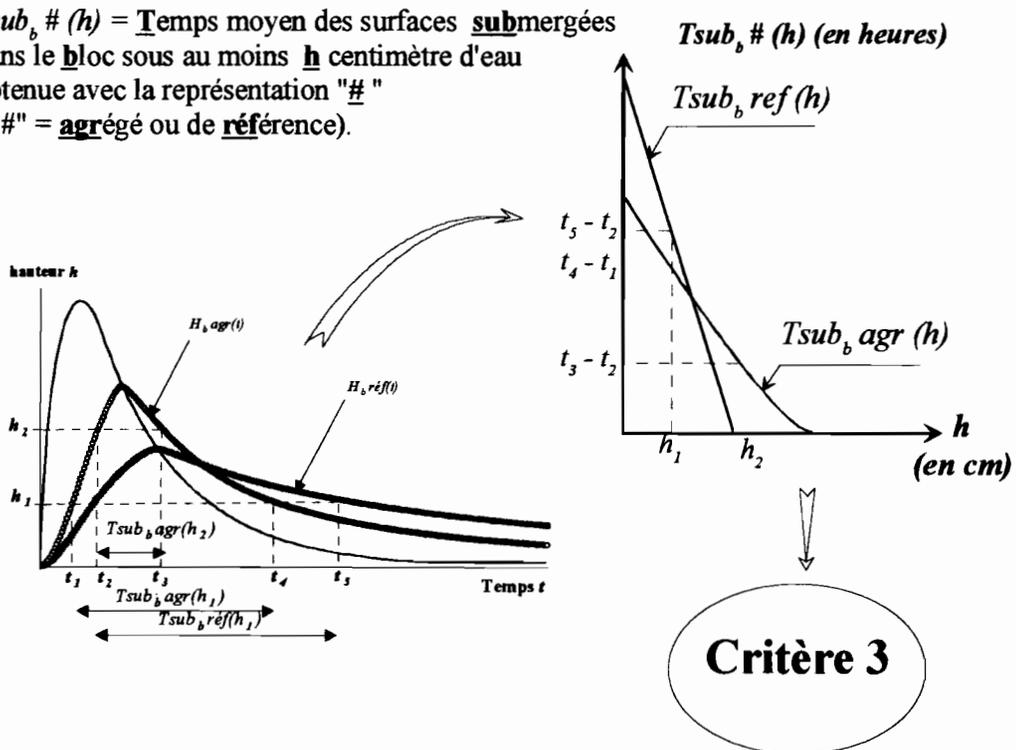
---

<sup>4</sup> On aurait pu choisir d'autres variables si l'on s'était fixé un objectif différent : si l'on avait voulu observer l'impact du stockage du bloc sur le laminage éventuel de la crue dans la rue par exemple, nous aurions choisi, entre autres, comme grandeurs à comparer, le volume total stocké par le bloc et l'évolution temporelle du débit d'échange dans le temps entre la rue et le bloc.



a. Critères 1 et 2 relatifs aux hauteurs de submersion.

$Tsub_{\#}(h) =$  Temps moyen des surfaces submergées dans le bloc sous au moins h centimètre d'eau obtenue avec la représentation "#" ("#" = agrégé ou de référence).

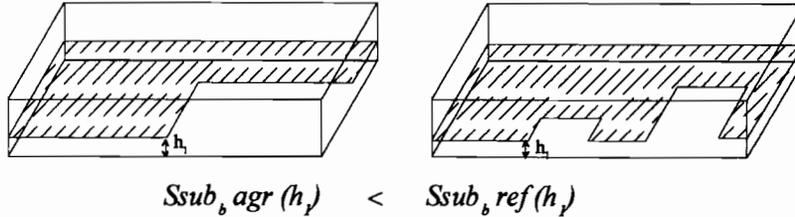


b. Critère 3 relatif aux temps moyens de submersion.

Fig. 10 : Critères utilisés pour comparer les résultats obtenus par la représentation agrégée du bloc aux résultats obtenus à l'aide de la représentation spatialisée constituant la référence numérique.

$S_{sub, \#}(h)$  = Surface totale **submergée** du **bloc** sous au moins **h** centimètre d'eau obtenue avec la représentation "**#**" ("**#**" = **agrégé** ou de **référence**).

Pour une hauteur d'eau  $h_1$  :



Pour une hauteur d'eau  $h_2$  ( $h_2 > h_1$ ) :

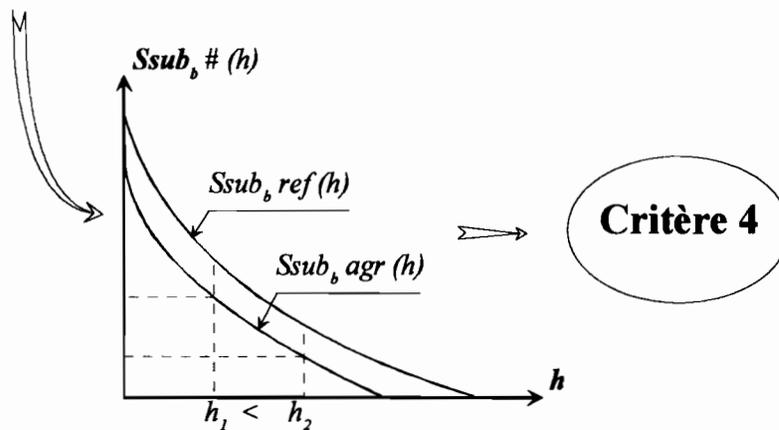
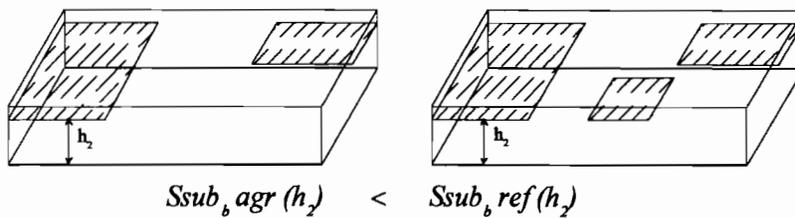


Fig. 11 : Critère de comparaison relatif aux surfaces totales submergées sous une hauteur supérieure ou égale à  $h$ .

**Classes de qualité en fonction des valeurs des critères de comparaison.**

Les critères correspondant respectivement à l'une ou l'autre de ces fonctions sont présentés plus en détail en Annexe 9. Ils ont été choisis ou construits de sorte que l'adéquation maximum entre les résultats de la simulation agrégée du bloc et la référence numérique se traduise par une valeur du critère égale à 1. Les valeurs obtenues pour ces différents critères permettent d'évaluer le **domaine de validité de la représentation agrégée**, i.e., permettent de déterminer *les combinaisons* (événement inondant ★ configuration de bloc) qui offrent des résultats acceptables par le biais de cette représentation au vu de l'objectif de la modélisation et des résultats obtenus avec la modélisation

spatialisée du bloc. Pour ce faire, le couple de critères (Critère1, Critère2) d'une part, qui concerne les limnigrammes et les hauteurs moyennes maximales de l'inondation, et le couple de critères (Critère3, Critère4) d'autre part, qui concerne les temps et les surfaces de submersion, peuvent être respectivement positionnés pour chaque combinaison (événement ★ bloc) sur un schéma identifiant différentes classes de qualité (Fig. 12).

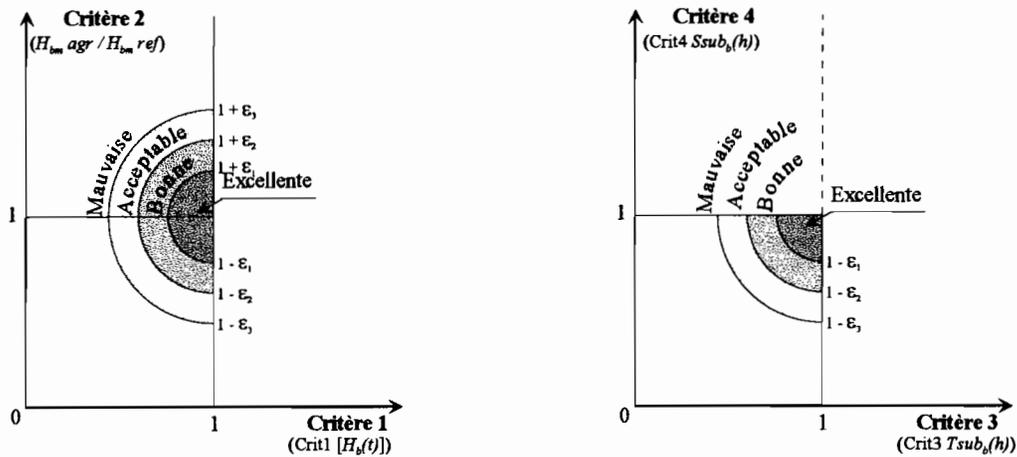


Fig. 12 : Classes de qualité en fonction des valeurs des critères.

Chacun des schémas permet de qualifier globalement la qualité de la réponse du modèle tout en conservant les deux dimensions de l'espace de comparaison définies par les critères  $c$  et  $c+1$ . Les bornes qui définissent respectivement les classes de qualité «excellente, bonne, moyenne, ou mauvaise» doivent a priori dépendre du critère de comparaison (Semsar Yazdi 1995). Leurs valeurs ont été choisies égales. Elles sont d'interprétation immédiate pour le critère 2 concernant les hauteurs maximales d'inondation dans le bloc. Pour chacun des trois autres critères, l'interprétation est plus délicate car l'information concerne «l'écart» entre deux courbes et, par ailleurs, la valeur du critère est fortement conditionnée par la forme de la courbe de référence. Les bornes ont donc été déterminées en analysant les écarts admissibles entre les courbes pour chaque type de courbe et en déterminant les valeurs correspondantes du critère utilisé.

## **X-C.2. Les combinaisons (événement, bloc) étudiées.**

### **X-C.2.a. Le type de quartiers étudiés.**

Il serait intéressant d'étudier la validité de la modélisation agrégée qui utilise les deux indicateurs synthétiques pour les trois différents quartiers PO, W1 et W2 présentés en détail et sous différents aspects tout au long de ce travail. Cela n'est cependant pas nécessaire.

En effet, les résultats obtenus à l'échelle de la cellule lors de l'étude de la vulnérabilité hydraulique (chapitre IX) des trois quartiers a révélé qu'une grande majorité des cellules des deux quartiers récents W1 et W2 ont pour tous les types de crue une vulnérabilité maximale : la hauteur maximale de l'inondation dans la cellule ( $h_{pm}$ ) est en effet très souvent égale à la hauteur maximum de la crue dans la rue inondée adjacente ( $H_m$ ). Ces résultats sont essentiellement dus à l'ouverture importante des quartiers et en particulier à la présence de nombreuses ouvertures de type seuil dans les murs d'enceinte des cellules. La modélisation du comportement de ces zones bâties peut donc se faire de la façon la plus simple possible en considérant que la pénétrabilité du milieu est maximale et en faisant par suite l'hypothèse très réaliste que ces zones se comportent comme de simple champs d'expansion de la crue dans la rue.

Une modélisation simplifiée moins rudimentaire des zones bâties est en revanche nécessaire pour des quartiers plus anciens, très fermés et pour lesquels la variabilité de comportement hydraulique des cellules du quartier en situation d'inondation est importante. C'est le cas du quartier PO ; c'est le cas plus généralement de tous les quartiers anciens fortement consolidés. Dans ce cas, les façades ne contiennent que des ouvertures de type orifice.

### **X-C.2.b. Caractéristiques des blocs.**

*Notations : nous distinguons dans les paragraphes suivants l'écriture  $L_{s,i}$  décrivant une caractéristique relative à la cellule  $i$  [resp.  $a_i$ ,  $h_{s,i}$  et  $S_{p,i}$ ] de l'écriture  $(L_{s,i})$  utilisée pour la distribution des caractéristiques  $L_{s,i}$  relatives aux  $N$  cellules du bloc étudié [resp.  $(a_i)$ ,  $(h_{s,i})$  et  $(S_{p,i})$ ].*

#### **Les distributions $(a_i)$ , $(L_{s,i})$ , $(h_{s,i})$ et $(S_{p,i})$ utilisées.**

Les quelques simulations dont nous présentons les résultats ci-dessous n'ont pas la prétention de couvrir l'ensemble du domaine qu'il faudrait explorer pour étudier en détail le domaine de validité de la modélisation agrégée. Elles veulent juste permettre au lecteur de se faire une idée de la pertinence de la modélisation dans certaines configurations particulières de blocs. De ce fait 8 configurations de bloc seulement sont étudiées. Ces blocs sont représentatifs d'une certaine variabilité des propriétés hydrauliques du milieu : les caractéristiques  $a$ ,  $L_s$ ,  $h_s$  et  $S_p$  relatives à la pénétrabilité et à la stockabilité des différentes cellules composant le bloc ont été déterminées pour chacune d'entre elles

de façon à représenter la variabilité de ces caractéristiques observable sur les blocs du quartier PO. Les distributions  $(a_i)$ ,  $(L_{s_i})$ ,  $(h_{s_i})$  et  $(S_{p_i})$  utilisées ici, relatives respectivement à chacune de ces caractéristiques, correspondent donc aux distributions observées sur ce quartier Annexe 4.

**Le choix des combinaisons  $(a_i)★(L_{s_i})★(h_{s_i})★(S_{p_i})$ .**

Comme ces différentes caractéristiques sont relativement indépendantes entre elles, il est difficile d'en définir des combinaisons type  $a_i★L_{s_i}★h_{s_i}★S_{p_i}$  qui permettent de décrire des cellules type du quartier. Nous pourrions donc distribuer aléatoirement sur les 10 cellules d'un bloc donné les différentes valeurs  $a_i, L_{s_i}, h_{s_i}, S_{p_i}$  des 4 distributions précédentes. Pour les blocs étudiés ici, les combinaisons  $(a_i)★(L_{s_i})★(h_{s_i})★(S_{p_i})$  entre ces différentes distributions ont néanmoins été choisies de sorte que l'interprétation des résultats soit plus aisée. A cette fin, on utilise pour décrire les différents blocs, soit deux combinaisons  $(a_i)★(L_{s_i})★(h_{s_i})★(S_{p_i})$  différentes des mêmes distributions  $(a_i)$ ,  $(L_{s_i})$ ,  $(h_{s_i})$ ,  $(S_{p_i})$ , soit deux distributions différentes d'une même caractéristique (par exemple  $(S_{p_i})_1$  et  $(S_{p_i})_2$ ), les distributions concernant les trois autres caractéristiques et leur combinaison (dans ce cas  $(a_i)★(L_{s_i})★(h_{s_i})$ ) restant identiques. Enfin, et toujours dans le soucis de clarifier l'exposé, la variabilité des caractéristiques des cellules est parfois volontairement réduite : elle concerne alors plus spécifiquement l'une ou l'autre des caractéristiques définissant les propriétés hydrauliques des cellules. Ainsi, pour les 4 premiers blocs, la hauteur  $h_s$  des ouvertures est nulle ; pour les blocs B1 et B2, la surface inondable  $S_p$  des cellules est constante...

Les principales caractéristiques des 8 configurations de bloc étudiées sont synthétisées dans le Tableau 5 qui précise les principales différences entre configurations et plus particulièrement entre les combinaisons  $(a_i)★(L_{s_i})★(h_{s_i})★(S_{p_i})$  utilisées. Les caractéristiques des cellules relatives à une configuration de bloc donnée, seront présentées plus en détail par la suite en même temps que les résultats des simulations.

Configuration de bloc	Distributions de la pénétrabilité			Distribution de la stockabilité	Remarques
	ouverture ( $a_i$ )	hauteur de seuil ( $h_{s,i}$ )	longueur ( $L_{s,i}$ )	surface. inond ( $S_{p,i}$ )	
<b>B1</b>	$a_i$ de 0 à 5cm	$h_{s,i}=0$	$L_{s,i}$ de 1 à 2m	$S_{p,i}=100\text{m}^2$	Configuration qui peut correspondre à un quartier loti très ancien pour lequel la densité du bâti est importante ( $S_p$ faible) et la variabilité des longueurs des ouvertures $L_{s,i}$ faible
<b>B2</b>	<i>idem</i> B1	<i>idem</i> B1	$L_{s,i}$ de 1 à 4m	$S_{p,i}=200\text{m}^2$	combinaison $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (S_{p,i})$ donnant la variabilité de $R_{p,i}=(a_i L_{s,i})/(S_{p,i})$ maximale
<b>B3</b>	<i>idem</i> B1	<i>idem</i> B1	<i>idem</i> B2	$S_{p,i}$ de 100 à 250m <sup>2</sup>	1. même combinaison $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (h_{s,i})$ que B2 2. combinaison $[(a_i) \star (L_{s,i})]_{B2} \star (S_{p,i})$ donnant la variabilité de $R_{p,i}=(a_i L_{s,i})/(S_{p,i})$ maximale
<b>B4</b>	<i>idem</i> B1	<i>idem</i> B1	<i>idem</i> B2	<i>idem</i> B3	1. même combinaison $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (h_{s,i})$ que B2 2. combinaison $[(a_i) \star (L_{s,i})]_{B2} \star (S_{p,i})$ donnant la variabilité de $R_{p,i}=(a_i L_{s,i})/(S_{p,i})$ minimale
<b>B5</b>	<i>idem</i> B1	$h_{s,i}$ de 0 à 20cm	<i>idem</i> B2	<i>idem</i> B2	1. même combinaison $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (S_{p,i})$ que B2 2. combinaison $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (h_{s,i})$ telle que les ouvertures de surfaces $(a_i L_{s,i})$ les plus petites aient les hauteurs de seuil $h_{s,i}$ les plus grandes et inversement.
<b>B6</b>	<i>idem</i> B1	<i>idem</i> B5	<i>idem</i> B2	<i>idem</i> B2	1. même combinaison $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (S_{p,i})$ que B2 2. combinaison $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (h_{s,i})$ telle que les ouvertures de surfaces $(a_i L_{s,i})$ les plus petites aient les hauteurs de seuil $h_{s,i}$ les plus petites et inversement.
<b>B7</b>	cf. remarque	<i>idem</i> B2	<i>idem</i> B2	<i>idem</i> B2	exactement la même configuration que B2 sauf que l'ouverture d'une cellule est un seuil de 2m de large.
<b>B8</b>	<i>idem</i> B2	cf. remarque	<i>idem</i> B2	<i>idem</i> B2	exactement la même configuration que B2 sauf que 9 des 10 orifices ont une hauteur $h_s=20\text{cm}$ , le 10 <sup>ème</sup> ayant une hauteur de seuil nulle

 Tableau 5 : Configurations de bloc étudiées : distributions des caractéristiques et combinaisons  $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (h_{s,i}) \star (S_{p,i})$  entre distributions.

**X-C.2.c. Les événements inondants.**

Les événements inondants utilisés pour effectuer les simulations de l'inondation du bloc sont définis par des limnigrammes de crue « observables » dans la rue adjacente au bloc. Ils sont au nombre de 12. Ils se différencient l'un de l'autre par leurs caractéristiques de base (hauteur maximale de crue  $H_m$  et temps de montée  $T_m$ ) et par leur forme. Pour chacun des temps de montée  $T_m=25$  mn et  $T_m=45$  mn deux formes de crue ont été déterminées. Ces formes correspondent à une étale de crue plus ou moins longue (pour le temps de montée  $T_m=45$ mn par exemple, la durée pendant laquelle la hauteur d'eau dans la rue est supérieure à  $0.95H_m$  varie de 15 à 30mn) (Tableau 6 et Fig. 13).

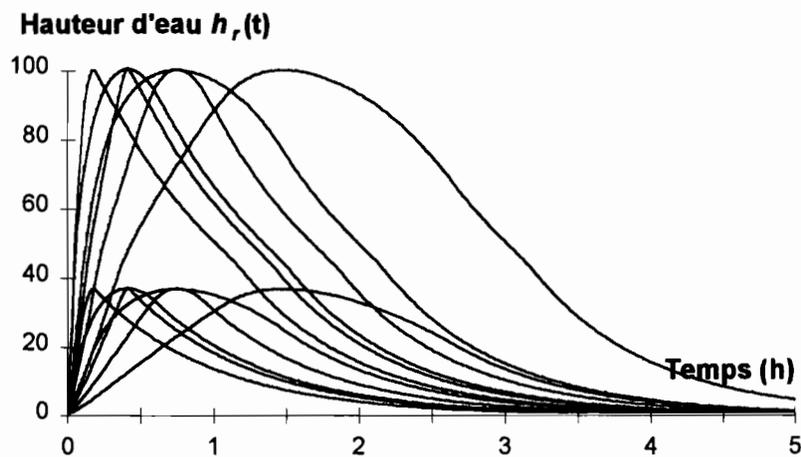
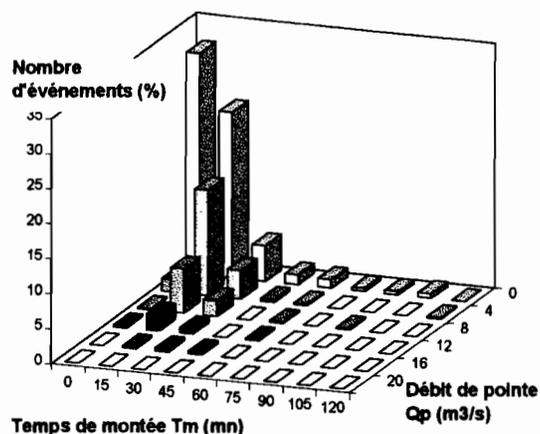


Fig. 13 : Limnigrammes  $h,(t)$  des 12 crues inondantes.

Temps de montée	$T_m = 10$ mn	$T_m = 25$ mn		$T_m = 45$ mn		$T_m = 90$ mn
Hauteur maximum		étale brève	étale longue	étale brève	étale longue	
$H_m=100$ cm	Crue H21	Crue H22	Crue H23	Crue H24	Crue H25	Crue H26
$H_m=40$ cm	Crue H11	Crue H12	Crue H13	Crue H14	Crue H15	Crue H16

Tableau 6 : Caractéristiques et appellation des 12 événements inondants utilisées.

Ces différentes crues ont été déterminées à partir de l'étude des 555 crues qui ont déjà été évoquées au chapitre VIII. Les limnigrammes de ces crues ont été obtenus à l'aide du modèle hydraulique simple d'écoulement présenté alors : le Couloir d'Écoulement Principal utilisé est toujours ici celui du bassin B1 dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau 1 du chapitre VIII. Les crues ont été choisies de façon à pouvoir identifier simplement l'effet de l'une ou l'autre des trois caractéristiques de la crue sur la qualité des résultats obtenus par la simulation agrégée. Nous n'avons pas, en particulier, cherché à leur affecter une probabilité d'occurrence du fait du paramètre de forme qui intervient dans leur description. Le graphique 14 présente en pourcentage la distribution des couples  $(T_m, Q_p)$  obtenu pour les 555 crues simulées sur le bassin B1.



**Fig. 14 : Distribution des couples  $(T_m, Q_p)$  pour les 555 crues obtenues à partir du modèle de l'hydrogramme unitaire pour les 555 pluies de la chronique et pour le bassin B1 de paramètre  $K=30mn$ .**

Pour préciser les idées, une hauteur d'eau maximale de la crue  $H_m=1m$  ou  $H_m=40cm$  correspond respectivement, pour le bassin B1 à un débit de pointe  $Q_p$  de période de retour  $T=20$  ans et  $T<1$  an.

## **X-D. Pertinence hydraulique : résultats des simulations.**

### **X-D.1. Méthode de présentation des résultats :**

Pour chacune des configurations de bloc décrite dans le Tableau 5, différents graphiques sont présentés. Ils décrivent le contexte physique de la simulation, le contexte hydraulique, et enfin les résultats de la comparaison entre la modélisation agrégée et la modélisation de référence.

#### **X-D.1.a. Graphiques décrivant le contexte physique de la simulation (Fig. 15).**

1. le graphique de type A concerne les distributions relatives aux caractéristiques  $a_i$  et  $L_{s_i}$  des orifices trouvés dans la façade de chacune des 10 cellules composant le bloc et éventuellement la distribution des surfaces inondables  $S_{p_i}$  ( $i^{\text{ème}}$  cellule notée  $C_i$  par la suite) ;
2. le graphique de type B concerne la distribution des rapports  $R_{p_i} = (a_i \cdot L_{s_i}) / S_{p_i}$  ;
3. le graphique de type C décrit les indicateurs synthétiques utilisés pour la représentation agrégée du bloc, i.e. l'*HistoSeuil* et l'*HistoSurface* relatifs à la façade du bloc décrit ;

**X-D.1.b. Graphiques décrivant le contexte hydraulique des simulations (Fig. 15).**

Sur ces graphiques, de même que sur les graphiques concernant les critères de comparaison des modélisations, les résultats concernant les 12 crues précédentes sont présentés ensemble.

1. Pour chacune des 12 crues, le graphique de type C2 présente la variabilité de la vulnérabilité hydraulique des 10 cellules du bloc. L'intervalle présenté pour chaque crue sur le graphique C2 est défini par l'index de vulnérabilité hydraulique moyen  $\phi_m$  et l'écart type obtenus à partir de ces 10 valeurs <sup>5</sup>.
2. Le graphique de type D situe chacune des crues dans un espace bidimensionnel permettant d'estimer le comportement moyen des cellules composant le bloc. Les deux paramètres utilisés ont été tirés du limnigramme moyen  $H_b,réf(t)$  obtenu à partir de la modélisation distribuée du bloc. Ce sont les grandeurs adimensionnelles suivantes :

$$\text{en abscisse : } \frac{T_{b_m,réf}}{T_m} \quad \text{et en ordonnée : } \frac{H_{b_m,réf}}{H_m}$$

où  $T_{b_m,réf}$  est le temps de montée de la crue dans le bloc défini par le temps de montée du limnigramme moyen de la crue et  $T_m$  est le temps de montée de la crue dans la rue où  $H_{b_m,réf}$  est la hauteur moyenne maximale dans le bloc et où  $H_m$  est la hauteur maximale de la crue dans la rue.

Ce deuxième rapport correspond au rapport  $\varpi = h_{pm}/H_m$  défini à l'échelle de la cellule élémentaire dans le chapitre vulnérabilité hydraulique d'une cellule élémentaire. Il définit le coefficient d'atténuation de l'inondation moyenne des cellules du bloc et permet donc d'estimer une vulnérabilité hydraulique moyenne des  $N$  cellules du bloc face à l'un ou l'autre des événements  $e_i$  simulés. Pour ce graphique, plus le couple  $(T_{b_m,réf}/T_m, H_{b_m,réf}/H_m)$  d'une crue donnée se situe près du coin en haut à gauche du graphique, moins l'inondation moyenne des 10 cellules du bloc est, pour cette crue, atténuée.

3. Le graphique de type E présente la variabilité du comportement des cellules au sein du bloc du point de vue de la hauteur maximale d'inondation  $h_{pm_i}$  observée dans chacune des cellules. Elle est donnée sous la forme de l'indicateur suivant, normé par la hauteur moyenne maximale de l'inondation dans le bloc  $H_{b_m,réf}$  <sup>6</sup>. Cet indicateur permettra d'évaluer la variabilité du

<sup>5</sup> La vulnérabilité hydraulique est appréciée à l'aide de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  défini pour une cellule urbaine élémentaire au chapitre IX. Pour chaque crue, les valeurs de l'index de vulnérabilité ont été calculées pour les 10 cellules du bloc à l'aide de l'expression analytique (Eq. 9 et Eq. 15 du chapitre IX).

<sup>6</sup> Cet indicateur est différent du coefficient de variation de la série des  $h_{pm_i}$  dans la mesure où  $H_{b_m,réf}$  n'est pas la valeur moyenne des  $h_{pm_i}$ . En effet, ces hauteurs maximales sont observées dans les différentes cellules à des instants  $t$  différents et  $H_{b_m,réf}$  correspond à la hauteur maximale observée pour le limnigramme moyen  $H_b,réf(t)$ .

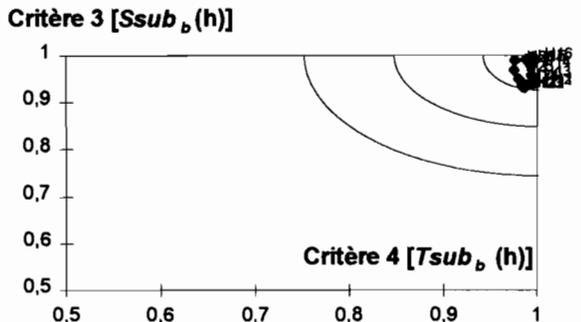
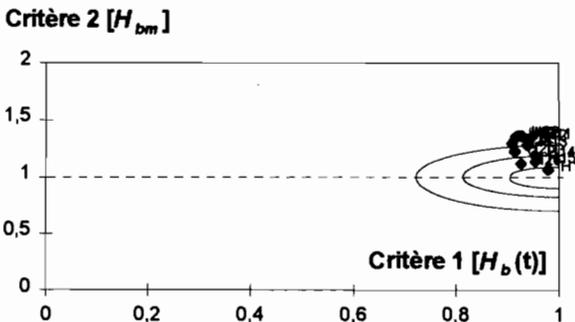
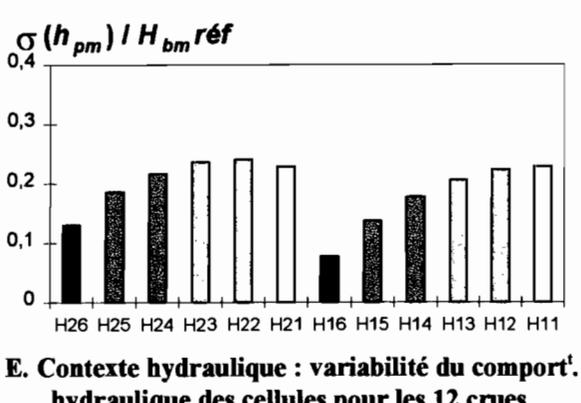
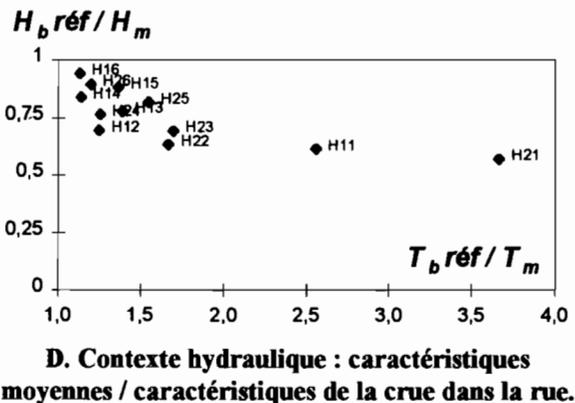
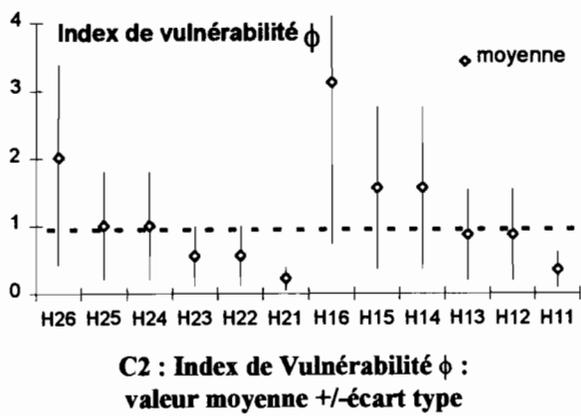
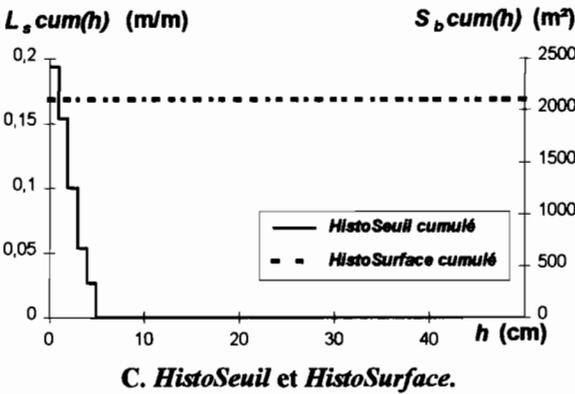
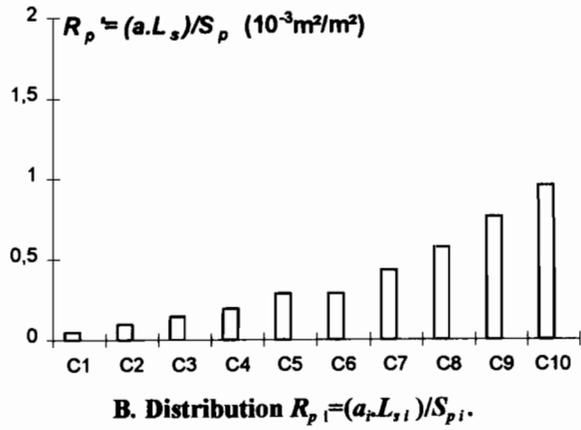
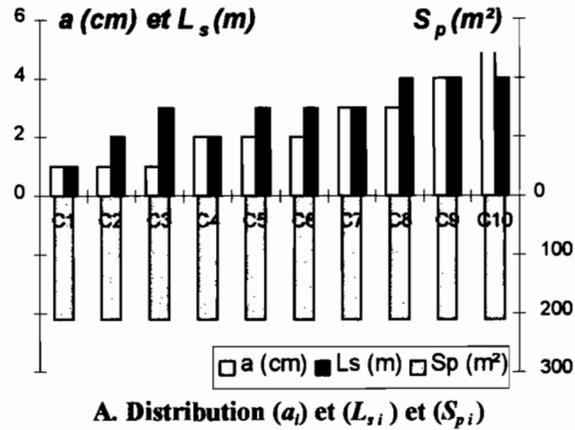
comportement des cellules d'un même bloc pour différentes crues mais aussi pour des blocs différents.

$$\frac{\sigma(h_{pm})}{H_{bm}réf} = \frac{1}{H_{bm}réf} \cdot \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (h_{pm_i} - H_{bm}réf)^2}$$

**X-D.1.c. graphiques décrivant la qualité des résultats obtenus à l'aide de la simulation agrégée (Fig. 15).**

Ce sont les deux graphiques précédemment décrits (Fig. 12) relatifs respectivement aux couples de critères (Critère1[ $H_b(t)$ ], Critère2[ $H_{bm}$ ]) et (Critère3[ $Tsub_b(h)$ ], Critère4[ $Ssub_b(h)$ ]). Les bornes des différentes classes de qualité « reconstitution excellente, bonne, moyenne, ou mauvaise » sont respectivement [0, 5%]; [5%, 15%]; [15%, 25%] et [25%, ...].

Les différents graphiques obtenus sont présentés ensemble, pour chacune des configurations de bloc étudiée, en Annexe 9. Ceux concernant la configuration B2 sont présentés sur la figure Fig. 15.



F. Critères concernant les hauteurs de submersion G. Critères sur les temps et surface de submersion

Fig. 15 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B2 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée.

## **X-D.2. Les résultats.**

### **X-D.2.a. Résultats généraux : Evolution de la qualité des résultats de la modélisation agrégée en fonction des caractéristiques de la crue.**

Les résultats obtenus pour toutes les configurations de bloc permettent de tirer quelques conclusions générales sur l'évolution de la qualité des résultats de la modélisation agrégée en fonction des caractéristiques de la crue.

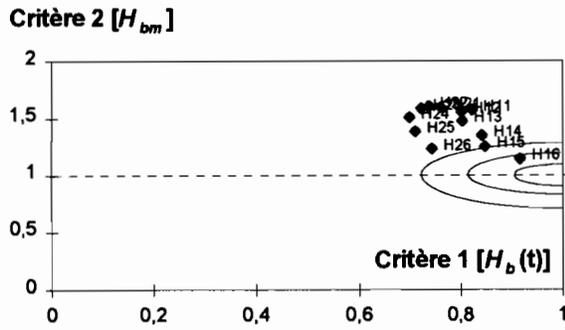
#### **1. Influence de la durée de la crue sur la qualité des résultats.**

**(Temps de montée  $T_m$  et durée de l'étale de crue).**

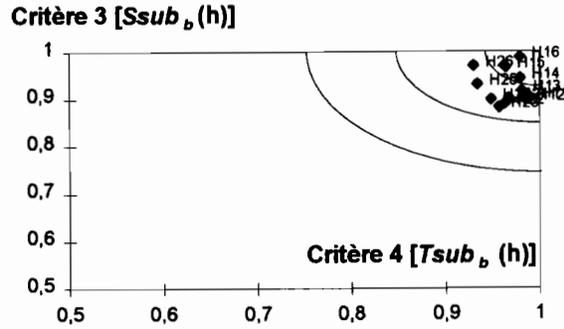
Pour l'ensemble des configurations de bloc, la qualité des résultats obtenus avec la représentation agrégée du bloc s'améliore lorsque :

- le temps de montée de la crue  $T_m$  croît (qualité meilleure pour les crues H16 et H26 ( $T_m=90mn$ ) que pour les crues H11 et H21 ( $T_m=10mn$ ) par exemple) ;
- et/ou que la durée de l'étale de la crue augmente (qualité meilleure pour la crue H13 que pour la crue H12 par exemple).

On peut l'observer sur tous les graphes de types F et G figurant en Annexe 9. Un exemple est donné pour la configuration B3 sur la figure (Fig. 16). On peut remarquer aussi que cette amélioration de la qualité concomitante à une augmentation de la durée de la crue correspond à une augmentation de la vulnérabilité moyenne du bloc (i.e. lorsque le rapport  $T_{bm,réf}/T_m$  diminue et que  $H_{bm,réf}/H_m$  augmente (ex. Fig. 17 Graphe D)). Ceci peut aussi se visualiser par l'augmentation de l'index de vulnérabilité moyen des 10 cellules du bloc sur les Graphes C2 (ex. Fig. 17) .



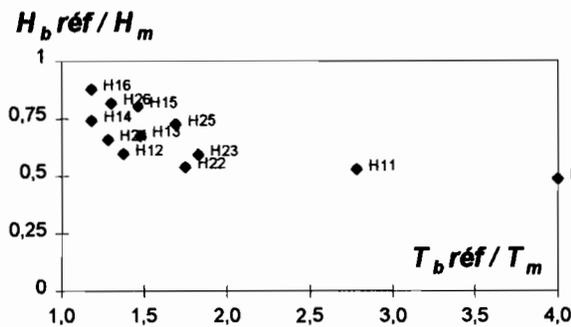
F. Critères concernant les hauteurs de submersion



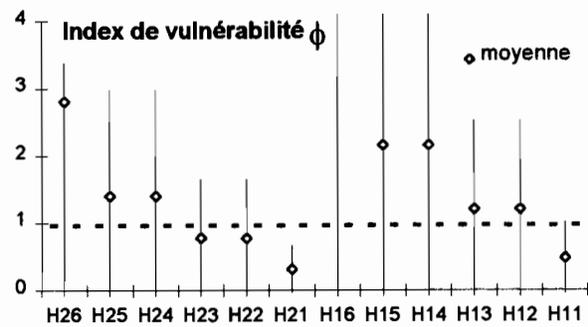
G. Critères sur les temps et surface de submersion

Configuration de bloc B3.

Fig. 16 : Evolution de la qualité des résultats en fonction du temps de montée de la crue et de la durée de l'étalement de crue.



D. Contexte hydraulique : caractéristiques moyennes / caractéristiques de la crue dans la rue.



C2 : Index de Vulnérabilité  $\phi$  : valeur moyenne +/- écart type

Fig. 17 : Relation entre la qualité des résultats présenté sur la Fig. 16 pour la Configuration B3 :

1. La vulnérabilité hydraulique moyenne du bloc (Graphe D) ;
2. L'index de vulnérabilité hydraulique moyen des 10 cellules du bloc (Graphe C2).

2. Influence de l'intensité de la crue sur la qualité des résultats (Hauteur maximum de la crue  $H_m$ ).

L'influence de l'intensité de la crue sur la qualité de la reconstitution est moins systématique que précédemment. Elle dépend essentiellement de la distribution des hauteurs des seuils  $h_i$  sur les différentes cellules du bloc.

Quand les hauteurs de seuil des orifices sont toutes nulles, une augmentation de la hauteur maximum de la crue dans la rue conduit à une augmentation de la variabilité du comportement

hydraulique des cellules et à une dégradation de la qualité des résultats (configurations B1 à B4 et configuration B7) (v. pour exemple les crues H16 ( $H_m=40\text{cm}$ ) et H26 ( $H_m=100\text{cm}$ ) pour la configuration B3 ; Fig. 16).

Quand les hauteurs de seuil sont différentes suivant les cellules, une augmentation de l'intensité de la crue conduit au contraire à améliorer les résultats.

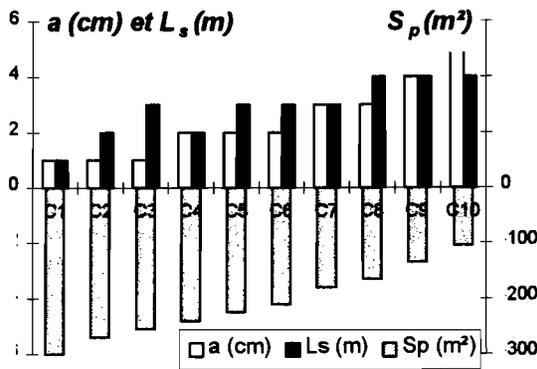
**X-D.2.b. Evolution de la qualité des résultats de la modélisation agrégée en fonction des caractéristiques des différentes configurations de bloc.**

**1. Qualité des résultats en fonction de la variabilité du rapport pénétrabilité/stockabilité. (Les configurations B2, B3 et B4).**

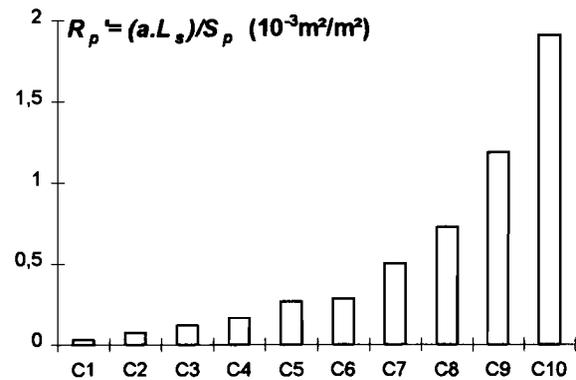
On remarquera tout d'abord que les configurations B3 et B4 sont décrites par les mêmes distributions  $(a_i)$ ,  $(L_{s,i})$ ,  $(h_{s,i})$  et  $(S_{p,i})$  des caractéristiques  $a$ ,  $L_s$ ,  $h_s=0$ , et  $S_p$  et par la même combinaison  $(a_i)\star(L_{s,i})$  des distributions  $(a_i)$  et  $(L_{s,i})$ . Les deux configurations B3 et B4 diffèrent en fait seulement par les combinaisons  $[(a_i)\star(L_{s,i})]\star(S_{p,i})$  entre la combinaison  $[(a_i)\star(L_{s,i})]$  et la distribution  $(S_{p,i})$  des surfaces inondables.

- Pour la **configuration B3**, la combinaison entre les distributions des caractéristiques  $a$ ,  $L_s$  et  $S_p$  des cellules est choisie pour obtenir une **variabilité maximum du rapport pénétrabilité/stockabilité**. En d'autres termes, comme la hauteur du seuil est nulle pour tous les orifices, la combinaison  $[(a_i)\star(L_{s,i})]\star(S_{p,i})$  a été déterminée de sorte que la variation du rapport  $R_{pi}=(a_i L_{s,i})/S_{p,i}$  soit la variation maximum possible avec les trois distributions  $(a_i)$  et  $(L_{s,i})$  et  $(S_{p,i})$  (Fig. 18 - graphe A). Le rapport  $R_p$  varie alors d'un rapport 1 à 60 (le rapport  $R_p$  est minimum pour la cellule C1 et maximum pour la cellule C10 - Fig. 18 - Graphe B).
- Pour la **configuration de bloc B4**, la combinaison  $[(a_i)\star(L_{s,i})]\star(S_{p,i})$  a été construite sur le principe inverse du principe exposé ci dessus. Les cellules qui ont la surface inondable la plus importante sont les plus pénétrables et inversement (Fig. 18- graphe A). Par conséquent, la variabilité du rapport pénétrabilité/stockabilité est considérablement diminuée ( $R_p$  varie d'un rapport 1 à 7 - Fig. 18 - Graphe B).

- Pour la configuration B2, la surface inondable est identique pour toutes les cellules et par conséquent, la variabilité du rapport  $R_p$  est intermédiaire entre les deux précédentes ( $R_p$  varie d'un rapport 1 à 20).

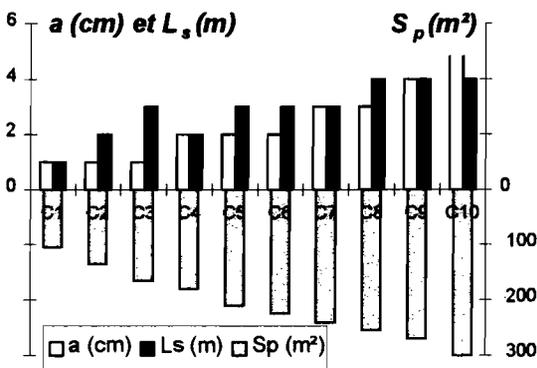


A. Distributions ( $a_i$ ), ( $L_{s_i}$ ) et ( $S_{p_i}$ )

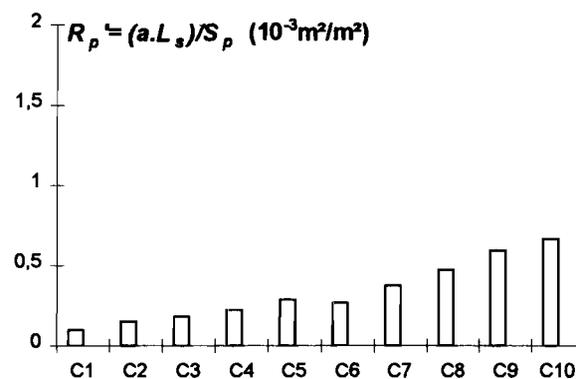


B. Distribution  $R_{p_i} = (a_i L_{s_i}) / S_{p_i}$ .

Configuration B3



A. Distributions ( $a_i$ ), ( $L_{s_i}$ ) et ( $S_{p_i}$ )



B. Distribution  $R_{p_i} = (a_i L_{s_i}) / S_{p_i}$ .

Configuration B4

Fig. 18 : Combinaisons ( $a_i$ )\*( $L_{s_i}$ )\*( $S_{p_i}$ ) différentes des caractéristiques ( $a_i$ ), ( $L_{s_i}$ ) et ( $S_{p_i}$ ) induisant une variabilité maximale du rapport  $R_p$  pour la configuration B3 et minimale pour la configuration B4.

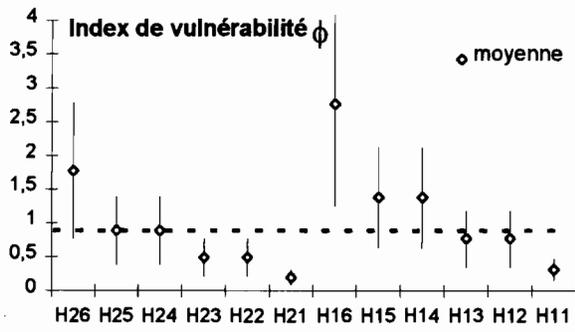
( $a_i$  et  $L_{s_i}$  : ouverture verticale et longueur de l'orifice de la  $i^{ème}$  cellule  $C_i$ ;

$S_{p_i}$  : surface inondable de  $C_i$ ;  $R_{p_i}$  : rapport pénétrabilité / stockabilité de la cellule)

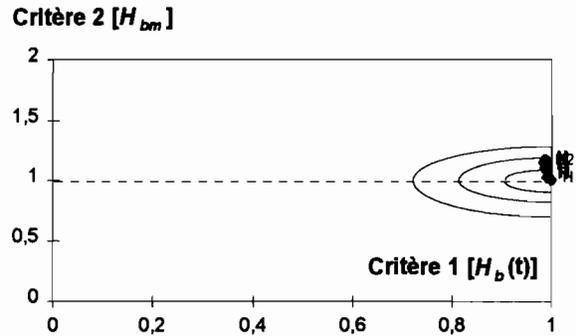
Pour ces trois configurations toutes les ouvertures sont des orifices de hauteur nulle. De ce fait la variabilité du comportement des différentes cellules composant chacun des blocs est uniquement

déterminée par la variabilité de leur rapport pénétrabilité/stockabilité  $R_p$ . Cette dernière est en relation directe avec la variabilité de l'index de vulnérabilité  $\phi$  qui est une fonction linéaire de  $R_p$ . Les résultats obtenus montrent que la qualité de la reconstitution du comportement moyen à l'aide de la modélisation agrégée est très sensible à la plus ou moins grande variabilité du rapport  $R_p$  ou de l'index  $\phi$  :

- a) Pour ce qui concerne *les critères relatifs aux hauteur de submersion* (Fig. 19 - Graphes F), la qualité de la modélisation agrégée est excellente dans le cas de la configuration B4, est moyenne pour B2 et plutôt mauvaise dans le cas de la configuration B3 : pour la configuration B2, la moitié seulement des crues sont situées dans la zone de qualité moyenne à bonne et pour la configuration B3, toutes les crues, à l'exception de la crue la plus courte et la moins intense (H16), sont en dehors de la zone de qualité moyenne !
- b) Pour ce qui concerne *les critères relatifs aux surfaces et aux durées moyennes de submersion*, la dégradation de la qualité des résultats est aussi observable lorsque la variabilité du rapport pénétrabilité/stockabilité augmente. Elle est cependant nettement moins importante que précédemment : sur les graphes de type G présentés en Annexe 9, tous les événements sont situés dans la zone de qualité excellente ou, au pire, dans la zone de qualité bonne pour la configuration la plus défavorable B3.

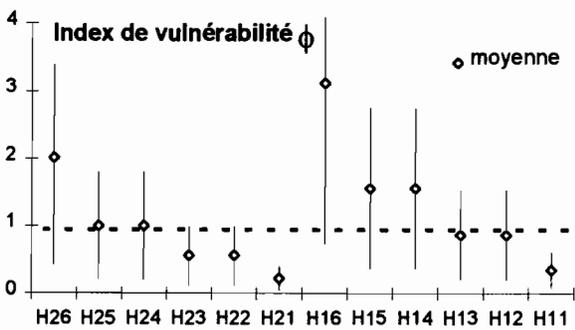


C2 : Index  $\phi$  : valeur moyenne +/- écart type.

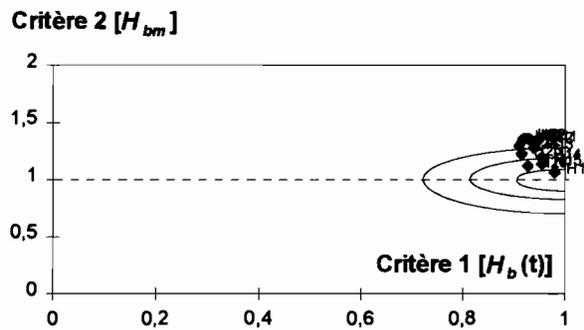


F. Critères concernant les hauteurs de submersion

**Configuration B4.**

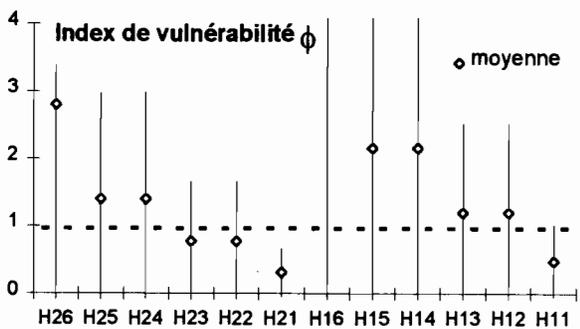


C2 : Index  $\phi$  : valeur moyenne +/- écart type.

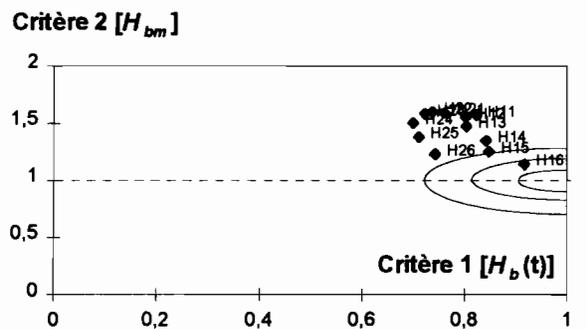


F. Critères concernant les hauteurs de submersion

**Configuration B2.**



C2 : Index  $\phi$  : valeur moyenne +/- écart type.



F. Critères concernant les hauteurs de submersion

**Configuration B3.**

**Fig. 19 : Variation de la qualité des résultats en fonction de la variabilité de l'index de vulnérabilité  $\phi$ , i.e. en fonction de la variabilité du rapport  $R_p$  =pénétrabilité/stockabilité.**

Cas des configurations B2 B3 et B4.

## 2. Explication de la dégradation de la qualité des résultats : biais observé et origine du biais. (Configuration B2, B3 et B4).

La qualité médiocre à mauvaise des résultats obtenue pour la configuration B3 se traduit essentiellement par le fait que la modélisation agrégée conduit à surevaluer la hauteur moyenne maximale de crue : de ce fait, pour cette configuration, la valeur du critère 2 relatif à la hauteur maximum d'inondation dans le bloc est dans tous les cas de figure strictement supérieure à 1,2. (Critère2[ $H_{bm}$ ] > 1,2 ; Fig. 19 - Graphe F). On peut l'observer sur la figure Fig. 20a, qui représente, pour la crue H13, les limnigrammes de l'inondation moyenne dans les  $N$  cellules du bloc B3 obtenus par la simulation agrégée  $H_b agr(t)$  et par la simulation distribuée  $H_b réf(t)$ .

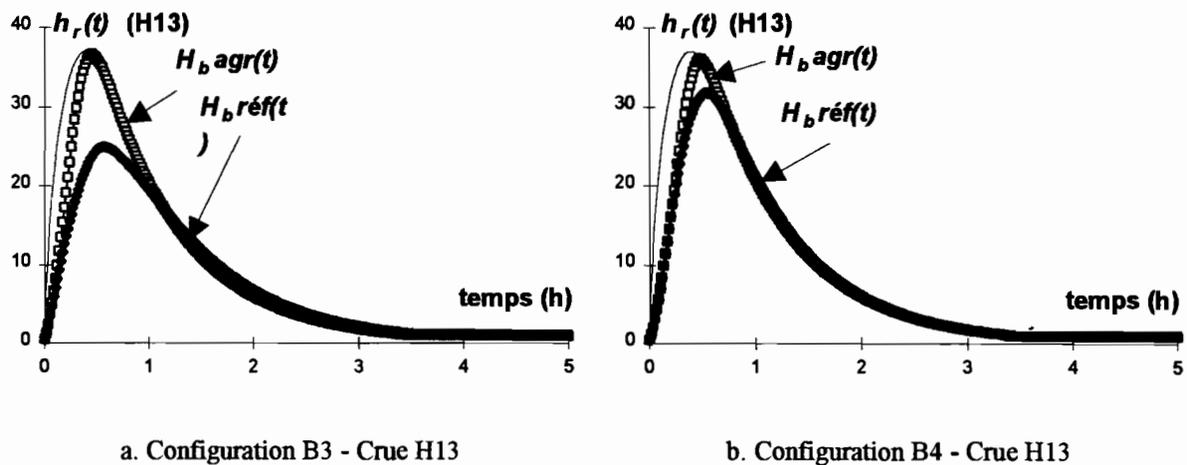


Fig. 20 : Surestimation systématique de la hauteur maximale de l'inondation dans la cellule.

Limnigramme de l'inondation dans le bloc obtenu avec la représentation agrégée :  $H_b agr(t)$  - marques carrées.

Limnigramme de l'inondation dans le bloc obtenu avec la représentation spatialisée :  $H_b réf(t)$  - trait fort.

Limnigramme de la crue dans la rue : trait fin.

Cette remarque a d'ailleurs valeur de généralité : *pour toutes les crues et pour toutes les configurations de bloc, la modélisation agrégée amène à surestimer la hauteur moyenne maximale de l'inondation du bloc obtenue par la simulation distribuée de l'inondation du bloc*. Ainsi, même pour la configuration B4 pour laquelle la qualité des résultats est la meilleure, cette hauteur maximum est surévaluée (Fig. 20b).

Ce biais est dû à la non linéarité du comportement hydraulique d'une cellule élémentaire. Cette non linéarité rend le comportement des cellules non additif ce qui est supposé implicitement lorsqu'on tente de représenter le comportement moyen d'un bloc de  $N$  cellules en agrégeant leur propriétés hydrauliques de pénétrabilité et de stockabilité. *Ce biais est d'autant plus important que la variabilité du rapport pénétrabilité/stockabilité des cellules est grand. Par ailleurs, à variabilité du*

*rapport pénétrabilité/stockabilité égale, ce biais est aussi d'autant plus important que les cellules les plus pénétrables ont les surfaces inondables les moins grandes.*

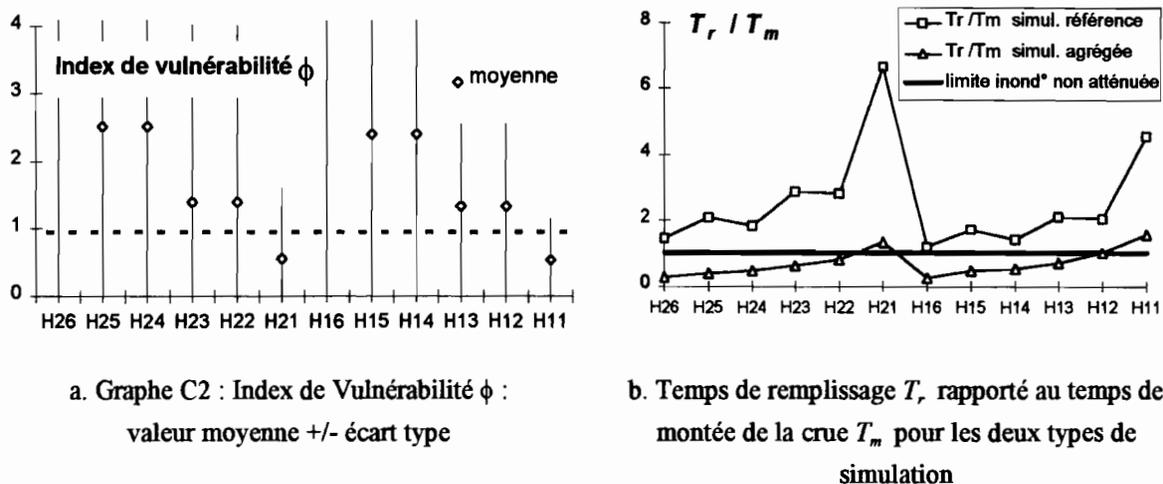
Cette dernière affirmation qui n'apparaît pas de façon explicite avec les configurations présentées ici est mis en évidence en Annexe 9 (On peut apprécier cette observation en remarquant que pour la configuration B4, pour laquelle les résultats sont excellents, les cellules les plus pénétrables sont celles qui ont la capacité de stockage la plus grande (configuration B4) alors pour la configuration B3, les cellules les plus pénétrables du milieu sont celles qui sont les moins capacitatives (Fig. 18 - Graphes A)).

### **3. Influence sur la qualité des résultats de la présence dans la façade du bloc d'une ouverture de type seuil. (Configuration B7).**

L'influence de la variabilité du rapport  $R_p$  sur la qualité des résultats est encore plus manifeste pour la configuration B7. **La configuration B7** est décrite par une combinaison strictement identique à celle décrivant B2 mise à part l'ouverture de la cellule C5 qui est **un seuil simple de hauteur nulle** et de longueur  $L_s=2m$ . La dégradation de la qualité des résultats obtenue pour cette configuration est significative. La présence du seuil dans la façade d'une des cellules du bloc conduit donc aussi à un biais important qui est dû à la présence d'une ouverture beaucoup trop conductive par rapport aux autres ouvertures. La variabilité très grande de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  pour cette configuration en rend très bien compte (Graphe C2 - Fig. 21a).

Pour illustrer l'importance de ce biais on peut étudier le temps de remplissage du bloc qui a été défini comme le temps pour lequel la hauteur d'inondation dans le bloc  $H_B(t)$  atteint la hauteur d'inondation dans la rue. Les temps de remplissage obtenus par la simulation agrégée et par la simulation distribuée sont respectivement comparés pour chacune des 12 crues au temps de montée de la crue dans la rue  $T_m$  sur la figure Fig. 21b. Lorsque le bloc est représenté sous forme agrégée, on constate alors que la présence du seuil conduit à temps de remplissage toujours inférieur au temps de montée  $T_m$ . L'évolution de l'inondation dans le bloc agrégé est donc en première approximation identique à l'évolution de la hauteur d'eau dans la rue. Or, le temps de remplissage du bloc déterminé à l'aide du limnigramme moyen de référence est toujours supérieur au temps de montée de la crue ce qui signifie que l'inondation moyenne dans le bloc est en fait toujours atténuée.

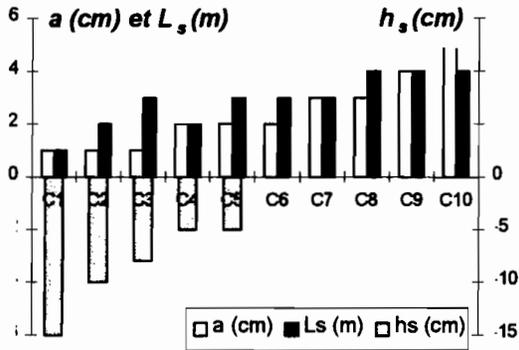
*La présence d'un seuil unique de faible longueur dans la façade d'un bloc ou la totalité des ouvertures sont des orifices induit donc un biais maximum dans la représentation agrégée.*



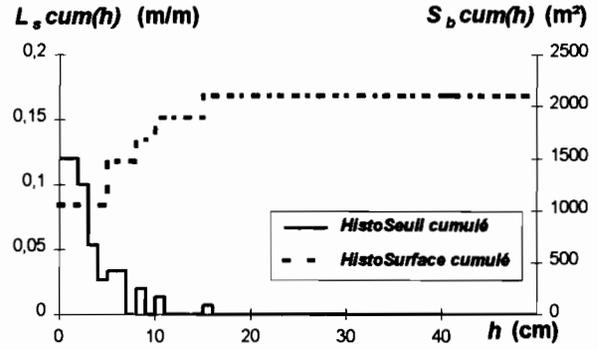
**Fig. 21 : Mise en évidence du biais obtenu lorsqu'une cellule unique est desservie par une ouverture de type seuil.**

#### 4. Influence sur la qualité des résultats de hauteurs de seuils variables. (configurations B5 et B6).

Les deux configurations B5 et B6 diffèrent de la configuration B2 du fait des différentes hauteurs de seuil non nulles affectées à certains orifices. La répartition des hauteurs de seuil  $h_s$  a été faite pour B5 de façon à ce que les cellules dont le rapport pénétrabilité/stockabilité est le plus grand, aient des orifices les plus bas et inversement pour B6 (Fig. 22 - Graphes A). Les indicateurs ont donc pour ces deux configurations des formes très différentes qui diffèrent aussi de celles obtenues pour les indicateurs de la configuration B2 (Fig. 22 - Graphes A).

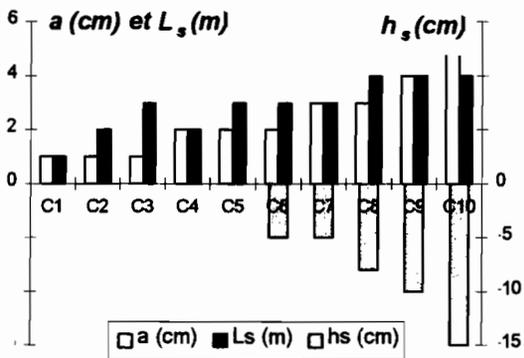


A. Distributions ( $a_i$ ) et ( $L_{s,i}$ ) et ( $h_{s,i}$ ).

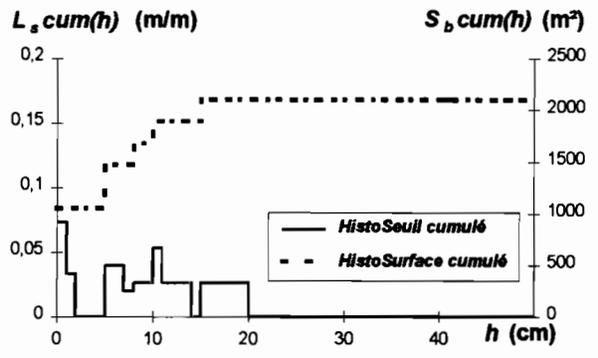


C. HistoSeuil et HistoSurface.

Configuration B5



A. Distributions ( $a_i$ ) et ( $L_{s,i}$ ) et ( $h_{s,i}$ ).

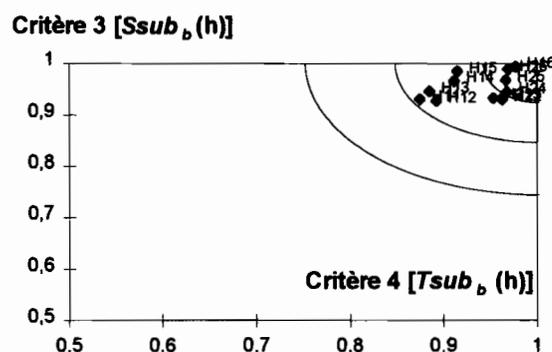


C. HistoSeuil et HistoSurface.

Configuration B6

Fig. 22 : Configurations avec hauteur d'ouvertures variables entre les différentes cellules.

Par rapport à la configuration B2, la variabilité géométrique supplémentaire introduite dans les caractéristiques des cellules induit une augmentation de la variabilité de leurs comportements. La dégradation concomitante de la qualité des résultats de la modélisation agrégée concerne essentiellement les crues les moins intenses et ne dépend pas vraiment de la répartition des hauteurs de seuil sur les différentes cellules du bloc. Elle est observable pour les critères relatifs aux hauteurs submersion mais surtout pour ceux relatifs aux durées moyennes de submersion. Ceci est dû à un biais de nature différente de celui mis en évidence dans les paragraphes précédents.

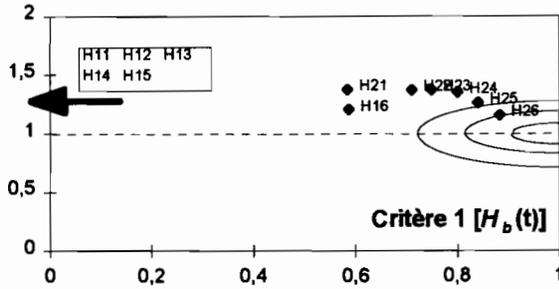


**Fig. 23 : Dégradation de la qualité des résultats concernant les temps moyens de submersion dans le cas de hauteurs de seuil différentes (configuration B6).**

La nature de ce biais est facilement identifiable en étudiant le cas de la configuration B8. Cette configuration a été obtenue à partir de la configuration B2 en affectant à tous les orifices sauf un, une hauteur de seuil  $h_s=20\text{cm}$ . La qualité des résultats obtenus est alors médiocre voire très mauvaise dans le cas de 5 des crues de faible intensité (crues H11 à H15 ( $H_m=40\text{cm}$ )) : le critère de Nash obtenu, concernant la totalité du limnigramme, est, pour ces différentes crues, inférieur à zéro ! (Fig. 25 - Graphe F).

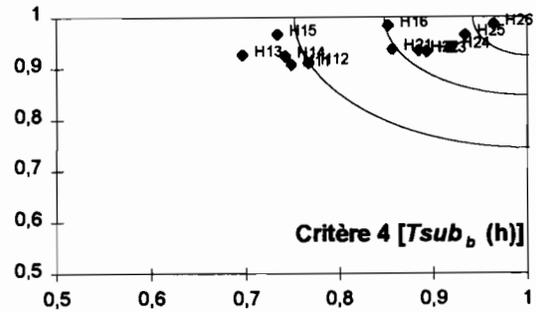
C'est aussi pour cette seule configuration de bloc que le couple des critères concernant les durées et surfaces de submersion sort de la zone de qualité jugée moyenne (Fig. 25 - Graphe G). Le critère mis en cause est celui relatif aux temps moyens de submersion des surfaces inondées du bloc. Le biais introduit ici correspond en fait à une vidange totale, par l'ouverture de hauteur de seuil nulle, de l'ensemble du bloc agrégé. Or cette vidange totale est inexistante pour les 9 cellules dont les ouvertures ont une hauteur de seuil  $h_s=20\text{cm}$  puisque les échanges entre la rue et les cellules s'arrêtent lorsque la hauteur d'eau est, des deux côtés de l'interface rue cellule, inférieure à cette hauteur  $h_s$ . Cette vidange artificielle du bloc se traduit par une très mauvaise reconstitution de la fin du limnigramme et donc des temps de submersion moyens pour les différentes hauteurs de submersion  $h$  inférieures à  $20\text{cm}$  (Fig. 25).

Critère 2 [ $H_{bm}$ ]



F. Critères concernant les hauteurs de submersion

Critère 3 [ $S_{sub_b}(h)$ ]



G. Critères concernant les temps et surface de submersion

Fig. 24 : Dégradation importante des résultats pour les crues de faibles intensité (H11, H12, H13, H14 , H15) dans le cas où une cellule unique est desservie par un orifice de hauteur nulle.

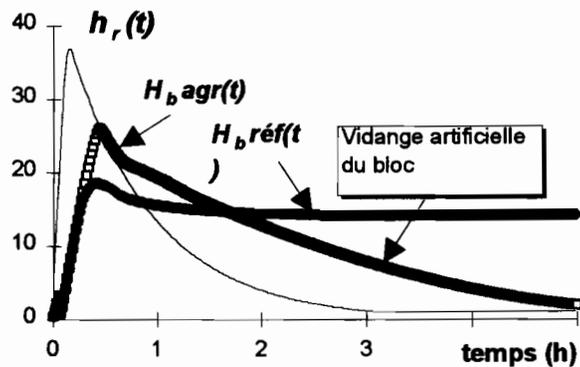
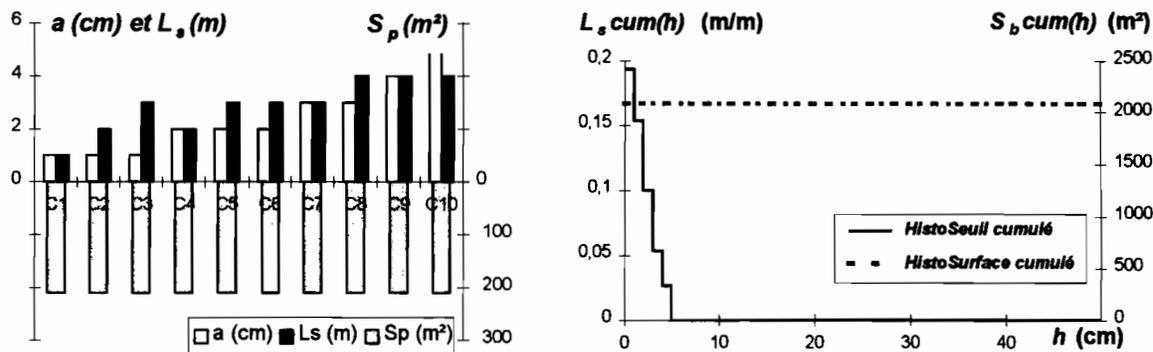


Fig. 25 : Biais observée pour la crue H11 du fait de la présence d'un seuil unique de hauteur  $h_s = 0\text{cm}$ .

X-D.2.c. Enseignements à tirer des configurations B2, B3, B4. La pertinence d'un bloc moyen représentatif.

L'HistoSeuil et l'HistoSurface utilisés pour la modélisation agrégée du bloc sont globaux et ne fournissent qu'une indication synthétique sur la variation de l'ouverture du milieu ou de la surface inondable en fonction de la hauteur  $h_s$ . De ce fait, les indicateurs correspondant à différentes configurations de bloc pour lesquelles la hauteur des ouvertures est unique, peuvent être très similaires. Dans le cas des configurations B2, B3 et B4, pour lesquelles la hauteur de toutes les

ouvertures est nulle, les distributions  $(a_i)$  et  $(L_{s,i})$  sont identiques, les combinaisons  $(a_i) \star (L_{s,i})$  sont identiques et les distributions  $(S_{p,i})$  sont telles que la surface inondable totale  $\sum S_{p,i}$  est la même. Par conséquent, on est en présence de trois configurations de bloc qui peuvent être décrites par des indicateurs synthétiques identiques (Fig. 26 - Graphe C). Or, la modélisation agrégée qui utilise ces indicateurs conduit à des résultats de qualité très variable suivant les configurations.



A. Distributions  $(a_i)$ ,  $(L_{s,i})$  et  $(S_{p,i})$   
Configuration B2.

C. HistoSeuil et HistoSurface communs pour les configurations B2, B3 et B4..

**Fig. 26 : Deux indicateurs synthétiques uniques pour les trois configurations différentes B2, B3, B4.**  
(v. les distributions  $(a_i)$ ,  $(L_{s,i})$  et  $(S_{p,i})$  pour les Configurations B3 et B4 : Fig. 18).

Ceci montre donc qu'il est difficilement envisageable de déterminer, pour un quartier homogène donné, un bloc représentatif qui permettrait de décrire de façon fiable le comportement de tous les blocs du quartier. En effet, supposons que les distributions  $(a_i)$ ,  $(L_{s,i})$ ,  $(h_{s,i})$ ,  $(S_{p,i})$  soient stables sur le quartier pour les différents blocs le composant et qu'elles conduisent à des indicateurs synthétiques peu variables d'un bloc à l'autre. Comme ces caractéristiques sont relativement indépendantes entre elles, les différents blocs du quartier seraient de toutes façons décrits par des combinaisons  $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (h_{s,i}) \star (S_{p,i})$  différentes des quatre distributions invariantes  $(a_i)$ ,  $(L_{s,i})$ ,  $(h_{s,i})$ ,  $(S_{p,i})$ . Ils auraient donc des comportements moyens différents et la modélisation agrégée des blocs effectuée avec les indicateurs synthétiques uniques de la pénétrabilité et de la stockabilité des blocs du quartier aboutirait, suivant les blocs, à des résultats de bonne qualité ou de qualité plus médiocre.

*Ce type de modélisation globale ne peut donc être intéressant que si l'on accepte de ne pas représenter fidèlement ce qui se passe en moyenne dans chacun des différents blocs du quartier à modéliser. Cela implique donc de renoncer à décrire la variabilité du comportement de bloc différents de la même façon que l'on a renoncé à représenter la variabilité du comportement des différentes cellules composant un bloc donné.*

## **X-E. Conclusion.**

La modélisation à une échelle supérieure à celle de la cellule urbaine élémentaire du comportement moyen des zones bâties en situation d'inondation, est d'un intérêt évident. La modélisation conceptuelle qui a été proposée dans ce chapitre est issue d'une démarche agrégative basée sur l'étude du comportement hydraulique d'une cellule urbaine. Lorsque la cellule est non transmettrice, son comportement est déterminé par deux propriétés uniques : sa pénétrabilité et sa stockabilité. **La pénétrabilité peut être décrite très simplement**, dans le cas général où l'interface entre la cellule et la rue inondée adjacente comporte plusieurs ouvertures, **par un indicateur synthétique qui est relié directement aux caractéristiques géométriques des ouvertures**. Cet indicateur, appelé ici l'*HistoSeuil* de l'interface rue-cellule, permet de prendre en compte la variabilité de l'ouverture de l'interface en fonction de la hauteur et de calculer simplement les flux échangés par les différentes ouvertures de l'interface.

Cet indicateur peut aussi être défini à une échelle supérieure à celle de la cellule élémentaire et décrire ainsi la pénétrabilité d'une façade d'un bloc composé de  $N$  cellules hydrauliquement isolées. Il a de fait été utilisé ici pour modéliser le comportement moyen du bloc représenté de façon agrégée. Les résultats auxquels nous sommes parvenus après une exploration réduite de son domaine de validité concernant sa pertinence géométrique et sa pertinence hydraulique.

### **X-E.1. Pertinence géométrique de l'indicateur synthétique de la pénétrabilité du milieu.**

Cet indicateur est relativement pertinent du point de vue géométrique comme l'a montré l'étude de différentes façades de 3 quartiers d'habitat individuel de Ouagadougou. On peut en effet distinguer une forme type pour chacun des quartiers étudiés reliée en particulier au degré d'urbanisation et/ou à l'âge du quartier. L'étude d'autres types de quartiers, africains ou autre, administratif ou résidentiel, d'habitat individuel ou collectif, ..., semble intéressante pour déterminer dans quelle mesure l'indicateur peut réellement être représentatif d'un quartier type donné.

### **X-E.2. Pertinence hydraulique de l'indicateur : les difficultés rencontrées.**

La pertinence hydraulique de cet indicateur est d'un autre côté loin d'être évidente. La modélisation agrégée qui l'utilise pour modéliser de façon simplifiée le comportement moyen des zones bâties cloisonnées produit deux types de biais qui sont plus ou moins importants suivant les caractéristiques des différentes cellules du bloc.

- **Biais dû à la non linéarité du comportement hydraulique des différentes cellules urbaines indépendantes composant le bloc.**

Ce premier est systématiquement observé. Il aboutit toujours à une surestimation de la hauteur de submersion maximum observable sur le bloc. Ce biais est d'autant plus important que la variabilité des rapports pénétrabilité/conductivité des différentes cellules est importante.

C'est tout particulièrement le cas lorsque se trouvent dans la façade des ouvertures de natures différentes, i.e. des ouvertures de type orifice et des ouvertures de type seuil. La vulnérabilité hydraulique d'une cellule dont l'ouverture est de type seuil est en effet bien plus grande que la vulnérabilité hydraulique d'une cellule dont l'ouverture est un orifice. De ce fait, la présence des seuils, même lorsque l'on n'en observe qu'un seul, conduit à un biais maximum dans la reconstitution de l'inondation moyenne du bloc dans la mesure où ce seuil se comporte comme un court circuit hydraulique : une longueur de seuil, même relativement faible, peut suffire à ce que l'évolution de la hauteur d'inondation dans le bloc décloisonné suive exactement l'évolution de la hauteur de la crue dans la rue.

- **Biais observé lorsque les hauteurs de seuil des ouvertures contenues dans les façades des différentes cellules du bloc sont différentes.**

Le biais relatif aux hauteurs de seuil différentes a été au départ considérablement réduit en introduisant un deuxième indicateur synthétique relatif aux surfaces inondables actives : l'HistoSurface. Cet indicateur permet de bien rendre compte de l'évolution de la surface inondable du bloc réellement touchée par l'inondation lorsque la hauteur d'eau dans la rue augmente. Il s'avère cependant insuffisant pour décrire ce qui se passe à la décrue. Le biais observé pour des ouvertures de hauteurs différentes s'exprime par un destockage artificiel du bloc par l'ouverture de hauteur de seuil la plus basse. Il conduit donc à largement sous estimer les temps de submersion moyen du bloc. En revanche, il ne modifie pas, ou du moins pas de façon significative, la hauteur maximum moyenne d'inondation sur le bloc.

### **X-E.3. Solution alternative plus viable :**

La seule solution raisonnable que l'on puisse envisager, pour représenter finement l'impact des inondations sur le tissu urbain dans le cas où la variabilité de la vulnérabilité hydraulique des cellules est importante, consiste à représenter le bâti à l'aide de sous blocs hydrauliquement indépendants regroupant des cellules par classe de comportement similaire. Deux classes de cellules au minimum seraient à distinguer :

- une classe regroupant les cellules de vulnérabilité hydraulique importante car de pénétrabilité très importante, c'est à dire les cellules dont les ouvertures sont de type seuil ;

- et une classe regroupant les cellules de pénétrabilité moyenne ou faible correspondant aux cellules dont les ouvertures sont de type orifice.

Il peut être souhaitable d'affiner la description du bloc en définissant plus de sous blocs indépendants. Cela dépendra de la variabilité des caractéristiques des cellules et de la précision que l'on souhaite obtenir dans la description de l'inondation du milieu. Chacun des sous blocs ainsi défini peut être décrit à l'aide des deux caractéristique uniques suivantes :

- **sa pénétrabilité** décrite à l'aide d'un indicateur synthétique tel que celui construit dans ce chapitre. On peut d'ailleurs peut-être envisager de réduire l'information contenue par un tel indicateur en identifiant et en utilisant une ouverture type unique si cette ouverture conduit à des résultats d'une qualité comparable à celle obtenue par l'utilisation de l'indicateur.
- **et sa stockabilité.** Cette stockabilité est définie par sa surface inondable qui sera une proportion plus ou moins grande de la surface inondable totale du bloc à représenter suivant qu'il s'agit d'un bloc situé dans un quartier fortement consolidé et faiblement pénétrable ou d'un quartier récent faiblement consolidé et fortement pénétrable...

Un des sous blocs pourra cependant être décrit et modélisé de façon beaucoup plus simple. Il s'agit de celui relatif aux cellules très pénétrables. Nous avons vu en effet au chapitre IX que les cellules dont les ouvertures sont de type seuil pur, ont une vulnérabilité hydraulique maximale. De ce fait, on pourra considérer que le sous bloc correspondant à ces cellules se comporte comme un champ d'expansion de crue simple, i.e., que l'évolution de la hauteur d'inondation y est identique à celle observée dans la rue inondée adjacente. Cette remarque est bien entendu valable pour les cellules observées sur les quartiers de Ouagadougou étudiés qui ont des surface inondables relativement faibles. Cependant, elle a sans doute un domaine de validité beaucoup plus large.

### **X-E.4. Remarques sur le domaine de validité de l'étude précédente.**

Toute l'étude a été faite en fixant un certain nombre de paramètres qui peuvent modifier assez sensiblement les résultats présentés dans les chapitres précédents. Nous avons en particulier supposé qu'il n'y avait pas de rétroaction du comportement hydraulique du bloc sur le signal d'entrée du système, i.e., sur le débit transité dans la rue voisine. Lorsque cette hypothèse est vérifiée, cela implique en particulier que l'organisation spatiale des cellules entre elles le long d'une façade de voirie n'a pas d'influence sur les résultats exposés dans les paragraphes précédents et sur le comportement individuel des différentes cellules d'un bloc.

Pour que cette hypothèse soit vérifiée, il faut que la hauteur d'eau dans la rue soit indépendante du débit de fuite de la rue vers le bâti ce qui, en d'autres termes, signifie que le débit de fuite doit être négligeable devant le débit transité dans la rue pour la hauteur d'eau considérée. Ceci dépend bien entendu de la surface du bloc dont on veut représenter le comportement et de l'intensité de la crue dans la rue.

Comme nous l'avons mis en évidence dans le chapitre VIII, cette hypothèse est loin d'être vérifiée de façon systématique, puisque les zones bâties semblent pouvoir jouer un rôle important dans le laminage des crues d'origine pluviale lorsque celles ci sont de courte durée. Des recherches supplémentaires s'avèrent donc indispensables pour préciser ces différents points. Une modélisation plus complète de l'événement inondant et du comportement des différentes cellules urbaines inondées devra être alors envisagée.

## **CONCLUSIONS**



### *En résumé...*

Notre travail s'inscrit dans le cadre de la problématique liée à la caractérisation et à la modélisation des inondations par ruissellement pluvial d'un milieu urbain donné. La modélisation de l'inondation présente dans ce contexte diverses difficultés qui tiennent à la multiplicité des phénomènes et à l'hétérogénéité très forte du milieu à décrire mais qui tiennent aussi, et surtout, à la méconnaissance que l'on a du comportement du tissu urbain vis à vis des flux inondants lorsque le réseau d'assainissement déborde.

Au regard des écoulements, le tissu urbain est structuré en première approximation par deux types d'objets, les obstacles et les éléments drainants, qui ne peuvent pas, du fait de leur nombre considérable, être tous décrits. Le milieu doit donc être représenté de façon simplifiée. La représentation qui semble, en premier lieu, la plus pertinente, consiste à distinguer les éléments drainants principaux des zones d'obstacles, i.e., les collecteurs naturels ou artificiels et les voies de circulation routière d'une part et les zones bâties d'autre part.

Si la nécessité de modéliser les flux dans les axes d'écoulements principaux est indiscutable, la nécessité de modéliser le comportement hydraulique des zones bâties apparaît beaucoup moins clairement. Ainsi, l'hypothèse est souvent faite que la modélisation de l'inondation d'une zone urbaine donnée peut se limiter à une modélisation hydrodynamique des écoulements dans les éléments drainants et que les paramètres de submersion dans les zones bâties peuvent être simplement déduits des caractéristiques de la crue dans les rues inondées adjacentes en considérant que la cote de l'inondation dans ces zones bâties est la même que celle dans les rues inondées.

Ces hypothèses sont des hypothèses très fortes dont la validité est loin d'être systématiquement vérifiée, comme le montrent les différents travaux qui ont fait l'objet de cette thèse et qui concernent essentiellement ces zones bâties. Dans un premier temps, nous nous sommes ainsi attachés à évaluer le rôle des zones bâties dans le contrôle d'une inondation d'origine pluviale que ce soit du point de vue du transfert des écoulements ou du point de vue du laminage de la crue. Nous avons ensuite proposé une modélisation du comportement hydraulique des zones bâties en situation d'inondation, à l'échelle d'une cellule urbaine élémentaire puis à l'échelle d'un bloc de cellules. Les différents résultats obtenus sont les suivants.

### ***Le rôle des zones bâties dans le transfert des écoulements.***

Tout d'abord, les zones bâties peuvent potentiellement **transmettre les écoulements**. Elles peuvent donc avoir un rôle important sur la dynamique de la crue du fait de flux les traversant non négligeables en comparaison des flux transités par le réseau de drainage principal constitué des seules voies et collecteurs. C'est ce que nous avons mis en évidence en comparant sur différents quartiers cloisonnés d'habitat individuel de Ouagadougou « l'ouverture » du système de vides contenu dans les zones d'obstacle, à « l'ouverture » du réseau de drainage défini par les différentes voies principales d'écoulement du milieu, les rues et les collecteurs.

Les critères de comparaison que nous avons utilisés à cet effet sont cependant des critères purement géométriques et sont donc largement insuffisants pour apprécier la transmissivité des zones bâties et a fortiori pour la comparer à la transmissivité du réseau de drainage. En effet, la tortuosité des chemins d'écoulement et les multiples singularités contenues dans les zones d'obstacles conduisent à de nombreuses pertes de charge qui diminuent fortement la transmissivité de ces zones. L'évaluation de la transmissivité des zones bâties devrait donc prendre en compte les **aspects hydrodynamiques** des écoulements dans ce milieu fortement encombré. Une réflexion est donc souhaitable pour déterminer une façon d'y parvenir sans être obligé d'avoir recours à une modélisation hydrodynamique fine, et par suite fastidieuse et dénuée d'intérêt, des écoulements dans ce milieu.

### ***Le rôle des zones bâties dans le laminage des crues.***

Même si certaines zones bâties ne jouent qu'un rôle négligeable dans le transfert des écoulements au vu des flux transités par les voiries, ces zones bâties sont de toutes façons **potentiellement inondables** et donc **potentiellement stockantes**.

Les résultats présentés dans ce travail montrent que l'importance relative des volumes stockés dans les zones bâties inondées vis à vis des flux transités dans le Couloir d'Écoulement Principal (CEP) d'un bassin donné est **très variable**. Ceci dépend des caractéristiques du bassin versant qui conditionnent sa réponse aux précipitations et des caractéristiques du CEP qui conditionnent sa capacité d'évacuation. Ceci dépend aussi et surtout des caractéristiques de la pluie à l'origine de l'inondation du milieu et en particulier des caractéristiques qui influencent le temps de montée de la crue. De ce fait, lorsque l'on veut modéliser de façon réaliste l'inondation par ruissellement pluvial d'un quartier donné, il peut s'avérer **indispensable de prendre en compte le stockage opéré par les zones bâties**.

La méthode proposée dans cette thèse pour évaluer l'importance du stockage effectué par les zones bâties est imparfaite du fait de certaines hypothèses fortes qui la sous-tendent et là encore, une modélisation plus complète, prenant en compte les aspects hydrodynamiques dans les éléments drainants du CEP et le comportement des zones bâties inondées serait souhaitable. L'approche

proposée ici permet cependant d'identifier rapidement et simplement certaines configurations de bassin et/ou de pluies pour lesquelles le comportement des zones bâties peut avoir une influence non négligeable sur le laminage de crue et mériter de ce fait d'être traité avec plus grande attention.

### *La détermination des paramètres de submersion d'une cellule élémentaire.*

Si les zones bâties ne jouent pas, des points de vue du stockage et/ou du transfert, un rôle important sur la dynamique de la crue, la modélisation de l'inondation du milieu peut se limiter à une modélisation hydrodynamique des écoulements dans les voies. Les paramètres de submersion dans les zones bâties peuvent alors être simplement déduits des caractéristiques de la crue dans les rues inondées adjacentes. L'hypothèse fréquente, selon laquelle l'évolution de la cote de l'inondation dans ces zones bâties est la même que celle dans les rues inondées, n'est dans bien des cas pas satisfaisante. **L'inondation dans les zones bâties peut être en effet fortement atténuée.**

Dans le cas des milieux d'habitat cloisonné, cette atténuation peut être évaluée très simplement pour chaque cellule urbaine élémentaire du quartier en utilisant l'**index de vulnérabilité hydraulique de la cellule**. Celui-ci dépend tout d'abord de deux propriétés hydrauliques importantes de la cellule : sa **pénétrabilité** qui définit sa capacité à être envahi par l'eau et sa **stockabilité** qui correspond à sa capacité de stockage interne. L'index de vulnérabilité dépend par ailleurs des caractéristiques de la crue dans la rue inondée adjacente et en particulier de la hauteur maximale et du temps de montée de la crue.

Cet index de vulnérabilité hydraulique permet d'accéder à l'information principale utilisée pour déterminer les dommages subis par la cellule (la hauteur maximale de submersion) en évitant une simulation numérique de l'inondation de la cellule moins évidente à mettre en oeuvre. De ce fait, si l'on connaît, sur un quartier donné, les propriétés hydrauliques des différentes cellules urbaines du quartier, il est possible de déterminer la proportion des cellules affectées par une hauteur d'inondation donnée. Il est sans doute possible aussi, en étudiant l'évolution de l'inondation dans la cellule pour une forme de crue dans la rue plus complète que celle utilisée dans ce travail, d'établir une relation entre un index de vulnérabilité de ce type et d'autres paramètres importants de la submersion du milieu tels que la durée de submersion. La théorie du signal offrira sans aucun doute à cet effet des perspectives de recherche intéressantes.

L'expression de l'index de vulnérabilité a enfin été établie en utilisant un modèle d'échange entre la cellule et la rue adjacente qui peut probablement être amélioré pour certaines ouvertures particulières. Il serait donc intéressant de déterminer dans quelle mesure il est possible d'en affiner l'expression dans ces cas singuliers.

***La modélisation des zones bâties cloisonnées à l'échelle d'un bloc de cellules.***

Si les zones bâties jouent, du point de vue du transfert et/ou du point de vue du stockage, un rôle important sur la dynamique de la crue, la modélisation de leur comportement est indispensable. Cette modélisation doit par ailleurs nécessairement, pour les raisons évoquées plus haut, être effectuée à une échelle supérieure à celle de la cellule urbaine élémentaire. La modélisation conceptuelle proposée ici pour modéliser le comportement hydraulique d'un bloc de cellules, cloisonné et non transmetteur, est issue d'une démarche agrégative basée sur l'étude du comportement hydraulique d'une cellule urbaine élémentaire. Elle utilise **deux indicateurs synthétiques**, l'*HistoSeuil* et l'*HistoSurface*, qui décrivent respectivement à l'échelle du bloc les deux propriétés de pénétrabilité et de stockabilité du milieu.

A ce stade de l'étude, l'*HistoSeuil*, le plus original de ces deux indicateurs, apparaît être un indicateur intéressant d'une certaine géométrie du quartier, permettant de **déterminer les flux existant entre le réseau de drainage envahi par les inondations et le bâti riverain**. De plus, ce type d'indicateur est adapté aux modèles hydrauliques basés sur des échanges entre casiers contigus. Il offre donc des perspectives intéressantes dans la mesure où il permettrait un accès physique aux caractéristiques hydrodynamiques d'une certaine partie des zones bâties que l'on pourrait sinon être tenté de déterminer par des calibrations intempestives et souvent aléatoires des modèles hydrauliques d'écoulements.

La modélisation conceptuelle basée sur l'utilisation de ces indicateurs conduit cependant à différents biais et son domaine de validité mérite de ce fait d'être plus largement exploré. En particulier il convient de déterminer dans quelle mesure de tels indicateurs synthétiques pourraient être utilisés pour modéliser le comportement hydraulique des milieux cloisonnés transmetteurs dans lesquels les flux sont contrôlés à la fois par l'amont et par l'aval.

Les indicateurs présentés dans cet exposé, s'ils s'avèrent toujours pertinents des points de vue géométriques et hydrauliques après l'exploration d'un plus grand nombre de quartiers de types différents, pourrait permettre d'établir une typologie hydraulique de l'habitat. L'intérêt d'une telle typologie serait évidemment énorme pour faciliter l'accès aux données nécessaires aux modèles d'inondabilité en milieu urbain.

### **Perspectives de recherches.**

#### ***La modélisation des zones d'obstacles.***

Notre étude a montré que les propriétés hydrauliques du milieu et par suite son comportement hydraulique, étaient très variables, que ce soit à l'échelle de la cellule urbaine élémentaire ou à l'échelle d'un bloc de cellules. Ceci interdit donc la possibilité de faire une description simplifiée mais réaliste de l'inondation du milieu urbain applicable à l'ensemble d'une ville donnée. Se posent alors le problème de la modélisation des zones d'obstacle qui doit être adaptée à la nature et aux caractéristiques de la zone à décrire.

Si la modélisation conceptuelle que nous avons proposée peut être adaptée aux milieux cloisonnés, il est évident que d'autres modèles sont nécessaires pour représenter d'autres types de milieux tels que par exemple les zones d'obstacles ouvertes. Nous en avons proposé quelques uns dérivés des modèles utilisés pour les milieux poreux et il serait intéressant d'en étudier la pertinence et la viabilité. D'autres représentations sont sans doute aussi à trouver ou à imaginer. Les modélisations conceptuelles semblent tout indiquées pour représenter à une échelle convenable le comportement d'un milieu fortement encombré mais d'autres types de modélisations, stochastiques par exemple, peuvent offrir des perspectives intéressantes.

#### ***L'accès aux données et la détermination des paramètres des modèles.***

Une autre difficulté, qui se pose avec plus d'acuité encore, concerne la détermination des paramètres utilisés dans ces modèles, que ces paramètres aient une origine conceptuelle ou qu'ils soient reliés à certaines caractéristiques géométriques du milieu. Dans le premier cas, le recours à l'expérimentation et au calage des paramètres à l'aide de simulations effectuées sur des modèles réduits ou avec des modèles mathématiques semble incontournable. Dans le second cas, et cela concerne en particulier l'indicateur synthétique de la pénétrabilité du milieu évoqué plus haut, des techniques d'acquisition automatiques des données sont à inventer car les techniques d'observation artisanales telles que les relevés de pénétrabilité utilisés ici ne sont pas viables. En revanche, pour des propriétés telles que la stockabilité et la transmissivité du milieu, les techniques basées sur la photo-interprétation de photographies aériennes pourraient se révéler intéressantes.

#### ***Les éléments drainants et les singularités.***

Pour élaborer un modèle d'inondabilité du milieu urbain, il reste enfin à modéliser les écoulements dans les axes principaux d'écoulement du milieu, les collecteurs et les voies. Là aussi, les perspectives

de recherches ne manquent pas. Tout d'abord, la modélisation des écoulements dans les différents éléments drainants du milieu ne se réduit pas à la modélisation hydrodynamique des écoulements dans un système maillé simple. Le degré de maillage du système de drainage évolue au fil de l'événement inondant et le réseau de drains est **parsemé de singularités hydrauliques** qui peuvent jouer un rôle déterminant dans le contrôle des inondations, en orientant les flux dans une ou plusieurs directions privilégiées, en provoquant par contrôle aval des modifications importantes des écoulements à l'amont... La modélisation de ces singularités reste parfois très rudimentaire et certaines d'entre elles, comme c'est le cas pour les défluences, mériteraient un programme d'étude à elle seules.

Enfin, on peut aussi étudier **la possibilité de changer d'échelle** pour représenter et modéliser ces éléments drainants en envisageant par exemple de modéliser certains d'entre eux de façon agrégée. Lorsque tous ces éléments drainants ont la même direction, ceci ne pose pas vraiment de problème et l'on peut facilement envisager de modéliser le comportement du Couloir d'Écoulement Principal qui les contient. Le problème se complique en revanche lorsque les **écoulements** sont **multidirectionnels** et que les **singularités** sont **nombreuses**. Certes, la présence de singularités multiples conduit souvent en hydrologie et en hydraulique à un lissage de la réponse hydrologique du milieu. De ce fait, il est probable que la majorité d'entre elles puissent être intégrées facilement dans un ***Ilot Urbain Drainant Equivalent*** constitué des éléments drainants, des singularités et des zones d'obstacles contenus dans l'îlot. Cependant, certaines de ces singularités peuvent avoir un poids considérable sur l'organisation des flux dans le milieu et nécessiter alors une modélisation particulière...

En résumé, les perspectives de recherches concernant la modélisation des zones d'obstacles, la modélisation des éléments drainants et en particulier des singularités sont nombreuses. Elles sont aussi complexes mais compte tenu des enjeux associés à la détermination des champs d'inondations, elles sont cruciales et ouvrent un champ de recherche extrêmement vaste dans le domaine de l'Hydrologie Urbaine.

**GLOSSAIRE**

**ABREVIATIONS ET SIGLES**

**NOTATIONS**

**TABLES**

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**



## Glossaire

**Agrégée** (représentation agrégée) : représentation d'un bloc de concessions faisant la simplification que la hauteur d'eau à l'intérieur du bloc est uniforme, i.e. identique dans les différentes concessions composant le bloc. Elle utilise deux indicateurs synthétiques : l'*HistoSeuil* et l'*HistoSurface*.

**Bande de bâti** : Partie d'un quartier urbain concernée par un relevé de pénétrabilité donné : une bande de bâti est délimitée par deux rues voisines et contient différents objets urbains tels que des blocs de concessions, des rues, des terrains vagues.

**Bloc de concessions** : bloc urbain composé de plusieurs concessions africaines.

**Bloc urbain** : zone bâtie délimitée par différentes rues ou ruelles (ne contient aucune rue en son sein).

**Cellule urbaine élémentaire** : objet urbain bâti non cloisonné et isolé hydrauliquement des objets urbains bâtis voisins.

**Chemin hydraulique de type bloc** : chemin utilisable par l'eau pour traverser un bloc, i.e., pour aller d'une rue délimitant le bloc à la rue située de l'autre côté du bloc.

**Chemin hydraulique de type rue** : rue.

**Cloisonné** (objet urbain cloisonné pour la hauteur  $h$ ) : objet urbain bâti qui comporte en son sein différents obstacles (bâtiments, murets,...) interdisant à l'eau, pour une hauteur de submersion fictive  $h$  de l'objet, d'aller de n'importe quel vide de l'objet à un autre vide de l'objet tout en restant à l'intérieur de l'objet.

**Coefficient d'atténuation** (de l'inondation dans la cellule) : rapport entre la hauteur maximum d'inondation observée dans la cellule et la hauteur maximum de la crue dans la rue inondée adjacente.

**Concession** (africaine) : parcelle affectée à une famille pour y construire.

**Distribuée** (représentation distribuée) : représentation d'un bloc de concession qui consiste à représenter et à modéliser indépendamment le comportement hydraulique des différentes cellules élémentaires constituant le bloc.

***HistoSeuil* cumulé** : représentation cumulée de l'*HistoSeuil*.

***HistoSeuil*** : indicateur synthétique de la pénétrabilité d'une interface entre une cellule comportant plusieurs ouvertures et la voirie adjacente (utilisable à l'échelle de la cellule urbaine élémentaire ou à celle du bloc de concessions). Distribution de longueurs de seuils.

**HistoSurface** : indicateur synthétique de la stockabilité d'un bloc de concessions, i.e. de la surface inondable active du bloc lorsque la hauteur de submersion dans la rue est égale à une hauteur donnée.

**Ilot d'habitation** : partie d'un quartier délimitée par différentes voies importantes du quartier (un îlot peut contenir différentes ruelles de faible largeur et plusieurs blocs urbains).

**Index de vulnérabilité hydraulique** : index permettant d'apprécier la vulnérabilité hydraulique d'une cellule. Il dépend des propriétés hydrauliques de la cellule (pénétrabilité/stockabilité) et des caractéristiques de la crue dans la rue inondée adjacente. Il permet d'évaluer le coefficient d'atténuation de l'inondation dans la cellule.

**Pénétrabilité** : capacité de la façade d'un objet urbain bâti à laisser entrer et/ou sortir de l'eau (la pénétrabilité d'une cellule urbaine élémentaire est une fonction de la densité d'ouverture dans son mur d'enceinte).

**Perméabilité** : (dans le cadre du chapitre VII). Mesure de l'ouverture géométrique des vides contenus dans un objet urbain qui contribuent à la transmissivité de l'objet.

**Perméabilité partielle de bloc** : perméabilité d'une bande de bâti qui ne concerne que la partie bâtie de la bande (i.e., les blocs urbains contenus dans la bande de bâti).

**Perméabilité partielle de rue** : perméabilité d'une bande de bâti qui ne concerne que les rues transversales contenues dans la bande.

**Perméabilité totale de bande** : perméabilité d'une bande de bâti. Somme de la perméabilité partielle de bloc et de la perméabilité partielle de rue relatives à cette bande.

**Référence numérique** : ensemble des variables décrivant le comportement moyen des  $N$  cellules d'un bloc de concessions, ces variables étant obtenues avec l'aide de la représentation distribuée du bloc.

**Relevé de pénétrabilité** : relevé consistant à décrire une bande de bâti de la façon dont elle est perçue par l'eau. Un relevé consiste en particulier à mesurer les caractéristiques des différentes ouvertures observées dans la façade de la bande située sur la voie support ayant servi au relevé.

**Spatialisée (représentation distribuée)** : v. distribuée.

**Stockabilité** : capacité de stockage interne d'un objet urbain bâti.

**Tranche (de bloc, de bande de bâti)** : partie d'un bloc ou d'une bande de bâti.

**Transmissivité** : capacité d'un objet urbain bâti à être traversé par les écoulements.

**Voie support de bande** : voie délimitant une bande de bâti. Une des deux voies support de bande est utilisée pour effectuer le relevé de pénétrabilité de la bande.

**Vulnérabilité hydraulique** : facilité d'une cellule urbaine élémentaire à être inondée. Elle dépend de la pénétrabilité et de la stockabilité de la cellule.

## **Sigles et Abréviations**

<b>CEP :</b>	<b>Couloir d'Écoulement Principal</b>
<b>CIEH :</b>	<b>feu Comité Inter-africain d'Études Hydrauliques (Ouagadougou)</b>
<b>ETSCHER :</b>	<b>Ecole des Techniciens Supérieurs de l'Hydraulique et de l'Équipement Rural</b>
<b>GTAH :</b>	<b>Bureau d'Ingénieurs Conseils Burkinabé spécialisé en Hydraulique (Ouagadougou)</b>
<b>HU :</b>	<b>Hydrogramme Unitaire</b>
<b>HURL :</b>	<b>Modèle de l'Hydrogramme Unitaire à Réservoir Linéaire</b>
<b>IGB :</b>	<b>Institut Géographique du Burkina Faso.</b>
<b>IGN :</b>	<b>Institut Géographique National français.</b>
<b>MNT :</b>	<b>Modèle Numérique de Terrain</b>
<b>ORSTOM :</b>	<b>Institut Français de Recherche Scientifique pour le Développement en Coopération.</b>
<b>OUR :</b>	<b>Objet Urbain Représentatif</b>
<b>PACVU :</b>	<b>Projet d'Amélioration des Conditions de Vie Urbaine à Ouagadougou. (v. Direction du 2<sup>ème</sup> Projet Urbain)</b>
<b>PVD :</b>	<b>Pays en Voie de Développement</b>
<b>VER :</b>	<b>Volume Élémentaire Représentatif (utilisé pour les milieux poreux et/ou les milieux rocheux fracturés)</b>
<b>PO :</b>	<b>Quartier loti ancien de Patte d'Oie</b>
<b>W1 :</b>	<b>quartier loti récent de Wemtenga</b>
<b>W2 :</b>	<b>quartier d'habitat spontané situé en périphérie du quartier loti de Wemtenga.</b>

## Notations

Remarque : ne figurent ici que les notations et symboles principaux utilisés dans le mémoire.

- $a$  = ouverture d'un orifice (m);
- $(a_i)$  = distribution des ouvertures contenues dans les différentes façades des concessions composant un bloc donné (m);
- $B_k$  = k<sup>ème</sup> configuration de bloc ;
- $D_R$  = densité de rues (nombre de rues au km) ;
- $D_B$  = densité de chemins hydrauliques de type bloc (nombre de chemins au km) ;
- $e_i$  = i<sup>ème</sup> événement hydrologique (crue dans la rue inondante chapitre X) ;
- F1, F2, F3, F4 = crues inondantes (chapitre IX);
- $h_1(t)$  = hauteur d'eau à l'amont de l'ouverture à l'instant  $t$  (seuil ou orifice) (m);
- $h_2(t)$  = hauteur d'eau à l'aval de l'ouverture à l'instant  $t$  (seuil ou orifice) (m);
- $H_b, \# (t)$  = hauteur d'eau dans le bloc de concessions ( # : pour la représentation agrégée ou distribuée) à l'instant  $t$  (m);
- $H_{bm}$  = hauteur d'eau *maximum* dans le bloc de concessions (m);
- $H_m$  = hauteur d'eau *maximum* dans la rue (m);
- $h_p(t)$  = hauteur d'inondation dans la cellule urbaine élémentaire à l'instant  $t$  (m);
- $h_{pm}$  = hauteur d'inondation *maximum* dans la cellule urbaine élémentaire(m);
- $h_r(t)$  = hauteur d'eau de la crue dans la rue à l'instant  $t$  (m);
- $h_s$  = hauteur du seuil de l'ouverture (ouverture de type orifice ou seuil) (m);
- $(h_s, i)$  = distribution des hauteurs de seuil des ouvertures contenues dans les différentes façades des concessions composant un bloc donné (m);
- $L_F$  = longueur de l'interface entre une cellule (ou un bloc de concessions) et la voirie adjacente (m);
- $L_s$  = longueur de l'ouverture (ouverture de type orifice ou seuil)(m);
- $(L_s, i)$  = distribution des longueurs de seuil des ouvertures contenues dans la façade externe des concessions composant un bloc donné (m);
- $L_s(h_s)$  = *HistoSeuil* : distribution de longueur de seuil (m/m);
- $L_s,cum(h)$  = *HistoSeuil cumulé* : cumul de la distribution  $L_s(h_s)$  (m/m);

- $m$  = coefficient de débit du seuil ou de l'orifice (adimensionnel) ;
- $P_F(h)$  = perméabilité totale d'une bande de bâti (m/m) ;
- $P_B(h)$  = perméabilité partielle *de bloc* d'une bande de bâti (m/m) ;
- $P_R$  = perméabilité partielle *de rue* d'une bande de bâti (m/m) ;
- $Q(t)$  = débit de la crue dans la rue au temps  $t$  (m<sup>3</sup>/s);
- $Q_{ex}$  = débit d'échange entre l'objet urbain bâti et la rue inondée adjacente (m<sup>3</sup>/s);
- $Q_p$  = débit de pointe de la crue dans la rue inondée ou dans le Couloir d'Écoulement Principal (m<sup>3</sup>/s);
- $R_o$  = rapport  $R_p$  limite conduisant à une inondation non atténuée dans la cellule; (\*)
- $R_p$  = rapport entre la pénétrabilité et la stockabilité d'une cellule urbaine élémentaire (m<sup>-1</sup> pour un seuil ou adimensionnel pour un orifice); (\*)
- $R_v$  =  $V_s/V_{rp}$  : rapport entre le volume stocké ( $V_s$ ) dans la partie bâtie du CEP lors du débit de pointe et entre le volume ruisselé à l'exutoire du bassin ( $V_{rp}$ ) entre le début de la crue dans le CEP et la pointe de crue (adimensionnel) ;
- $S_{b,cum}(h)$  = *HistoSurface* : surface inondable active d'un bloc de concessions pour une hauteur d'eau  $h$  donnée (m<sup>2</sup>) ;
- $S_p$  = surface inondable d'une cellule (stockabilité) (m<sup>2</sup>);
- $(S_p)_i$  = distribution des surfaces inondables des différentes concessions composant un bloc donné (m<sup>2</sup>);
- $S_{sub_b \#}(h)$  = surface totale submergée du bloc sou au moins  $h$  centimètres d'eau ( # : obtenue avec la représentation agrégée ou de référence) (m<sup>2</sup>) ;
- $T_m$  = temps de montée de la crue dans la rue (s);
- $T_{sub_b \#}(h)$  = temps moyen de submersion des surfaces submergées dans le bloc de concessions sous au moins  $h$  centimètres d'eau ( # : obtenue avec la représentation agrégée ou de référence) (s) ;
- $V_{rp}$  = volume ruisselé dans le Couloir d'Écoulement Principal entre le début de la crue dans le CEP et la pointe de crue (m<sup>3</sup>) ;
- $V_s$  = volume stocké ( $V_s$ ) dans la partie bâtie du CEP lors du débit de pointe (m<sup>3</sup>) ;
- $\phi$  =  $R_p/R_o$  = index de vulnérabilité hydraulique (adimensionnel) [expression différente suivant qu'il s'agit d'une ouverture de type seuil ou orifice] ; (\*)
- $\varpi$  =  $h_{pm}/H_m$  = coefficient d'atténuation (adimensionnel).

(\*) le symbole « ' » et utilisé pour  $\phi$ ,  $R_o$ ,  $R_p$ ,  $K$  et  $p$  lorsqu'il s'agit d'une ouverture de type orifice (chapitre IX)

# Table des tableaux

## Partie I : Inondations Pluviales et Milieu Urbain

### Chapitre 3 : Le milieu urbain vu par l'eau

<i>Tableau 1 : Echelles de temps et d'espace pour différents objets hydrologiques urbains (in Creutin et al. 1997).....</i>	<i>80</i>
<i>Tableau 2 : Tailles des unités hydrologiques induisant une hauteur d'écoulement à l'exutoire de 10cm (in Desbordes 1995).....</i>	<i>81</i>

## Partie II : Influence des zones bâties sur la dynamique de crue

### Chapitre 6 : Le milieu étudié : Ouagadougou

<i>Tableau 1 : Eléments décrits et codes descripteurs utilisés.....</i>	<i>128</i>
---	------------

### Chapitre 7 : Transmissivité des Zones Bâties

<i>Tableau 1 : Perméabilités totales moyennes par quartier et écarts types correspondants. Perméabilités partielles de bloc et de rue moyennes et écarts types.....</i>	<i>148</i>
---	------------

### Chapitre 8 : Laminage des Crues par les Zones Bâties

<i>Tableau 1 : Caractéristiques du bassin versant fictif B1 utilisé pour le calcul de <math>R_v</math>.....</i>	<i>173</i>
<i>Tableau 2 : Sensibilité du rapport <math>R_v</math> à une erreur sur l'un des paramètres du modèle - variation <math>\Delta R_v/R_v</math> en % du rapport <math>R_v=35\%</math> initial suite à une variation <math>\Delta x/x_i</math> du <math>i^{me}</math> paramètre. ....</i>	<i>178</i>
<i>Tableau 3 : Sensibilité du rapport <math>R_v</math> vis à vis de la perméabilité du CEP dans le cas général où le CEP est constitué de plusieurs éléments drainants. (La perméabilité initiale du CEP a été choisie égale à <math>P_F=0,2</math>).....</i>	<i>179</i>
<i>Tableau 4 : Description thématique des quartiers et abréviations utilisées par la suite pour les configurations type de bassin. * quartiers dont les caractéristiques ont été déterminées à l'aide de relevés terrain : (W1, W2 et PO ; v. chap. VI).....</i>	<i>185</i>
<i>Tableau 5 : Caractéristiques des différents bassins fictifs utilisés pour les simulations du calcul de <math>R_v</math>.....</i>	<i>186</i>
<i>Tableau 6 : Valeurs des différentes variables associées à la pluie de durée <math>\theta=20mn</math>.....</i>	<i>189</i>
<i>Tableau 7 : Caractéristiques des collecteurs pour les différents sous bassins versants de Patte d'Oie. * : données obtenues d'après des relevés topographiques effectués sur le bassin en 1996. ....</i>	<i>190</i>

### Partie III : Comportement et modélisation hydraulique des zones bâties

#### Chapitre 9 : Vulnérabilité Hydraulique d'une Cellule Urbaine Élémentaire

Tableau 1 : Plage de variation des variables déterminant la valeur de l'index de vulnérabilité $\phi$ .....	211
Tableau 2 : caractéristiques $T_m$ et $T(Q_p)$ des 4 crues inondantes F1, F2, F3, F4.....	220
Tableau 3 : Ecart entre les valeurs estimées $\hat{\omega}$ et simulées $\omega$ du coefficient d'atténuation $h_{pm}/H_m$ .....	226

#### Chapitre 10 : Représentation Agrégée des Zones Bâties Cloisonnées

Tableau 1 : Représentation spatialisée du bloc. Caractéristiques utilisées pour la description des N cellules du bloc.....	250
Tableau 2 : Représentation agrégée du bloc. Indicateurs utilisés pour caractériser les propriétés hydraulique du bloc agrégé.....	250
Tableau 3 : Variables fournies par la simulation spatialisée ou agrégée de l'inondation du bloc.....	252
Tableau 4 : Variables moyennes ou cumulées utilisées servant de référence numérique (comportement moyen des N cellules du bloc).....	253
Tableau 5 : Configurations de bloc étudiées : distributions des caractéristiques et combinaisons (a) $\star(L_{s,i})$ $\star(h_{s,i})$ $\star(S_{p,i})$ entre distributions.....	260
Tableau 6 : Caractéristiques et appellation des 12 événements inondants utilisées.....	261

# Table des Illustrations

## Partie I : Inondations Pluviales et Milieu Urbain

### Chapitre 1 : Caractérisation du Risque Pluvial.

- Fig. 1 : Paramètres utilisés pour caractériser l'aléa hydraulique dans le cas où le risque à décrire est relatif à la sécurité des personnes (in Riccardi 1997). ..... 25
- Fig. 2 : Evolution type dans le temps de l'adéquation entre capacité d'évacuation des réseaux d'assainissement et besoins (in Maksimovic 1993). ..... 27
- Fig. 3 : Détermination classique d'une courbe dommage-fréquence (in US. Army Corps of Engineers 1996). 29

### Chapitre 2 : Modèles et hydrologie urbaine.

- Fig. 1 : Les différents phénomènes à modéliser pour caractériser les inondations par ruissellement pluvial en milieu urbain. .... 32
- Fig. 2 : Différents schémas de production permettant de déterminer la pluie nette à partir de la pluie brute (in Desbordes 1984). .... 35
- Fig. 3 : Exemples de spatialisations possibles pour la description de l'hétérogénéité des caractéristiques d'un bassin versant. .... 37
- Fig. 4 : Modèle Numérique de terrain pour un bassin urbain. Altitude des mailles surélevée lorsqu'elles correspondent à des bâtiments ou des obstacles. Altitude des mailles abaissée lorsqu'elles correspondent à des éléments drainants ..... 41
- Fig. 5 : Principaux flux propagés dans le tissu urbain. .... 46
- Fig. 6 : Structure d'un réseau d'assainissement (d'après Cunge et al. 1980). (à droite, système physique - à gauche, représentation topologique du réseau). .... 48
- Fig. 7 : Débordement localisé du réseau d'assainissement. Cas où le volume débordé réintègre le réseau d'assainissement dès que les conditions piézométriques au point de débordement le permettent... 53
- Fig. 8 : Débordement localisé du réseau d'assainissement. Cas où le volume débordé réintègre le réseau en partie par un point d'entrée situé à l'aval du point de débordement. .... 53
- Fig. 9 : Débordement généralisé du réseau d'assainissement. Flux principaux essentiellement superficiels... 53
- Fig. 10 : Modèle combinant un modèle d'écoulement en réseau et un modèle d'inondation de surface (in Kinoshita et al. 1996)..... 55
- Fig. 11 : Exemple de discrétisation conditionnée par les caractéristiques du milieu (in Hervouet 1994)..... 58
- Fig. 12 : Discrétisation de l'espace dans le cas d'un modèle pseudo-bidimensionnel. Les différents casiers sont numérotés (d'après Cappelaere 1985) ..... 60
- Fig. 13 : Différents types de liens définis dans un modèle à casiers (in Marty 1997). .... 61
- Fig. 14 : Modélisation des inondations du milieu urbain : Discrétisation du milieu urbain à l'aide de casiers (in Braschi et al. 1991b)..... 65

**Chapitre 3 : Le milieu urbain vu par l'eau**

- Fig. 1 : Un système de voiries hiérarchisé - hiérarchie visible en fonction de l'échelle d'observation du milieu (photographies aériennes de la périphérie Est de la ville de Ouagadougou - Burkina Faso) ..... 76
- Fig. 2 : Fractale obtenue sur la base d'un rectangle (in Frankhauser 1993)..... 78
- Fig. 3 : Echelles de temps et d'espace des différents processus hydrologiques (in Blöschl et Sivapalan 1996).80

**Chapitre 4 : Milieu urbain et Milieux Rocheux Fracturés**

- Fig. 1 : Le milieu urbain et le milieu fracturé vu d'avion (échelle 1/ 25000<sup>ème</sup>) Milieu urbain : périphérie Est de la ville de Ouagadougou (Burkina Faso) ; Affleurement rocheux : site de Navacelles, Larzac (France) (in Barthélémy 1992)..... 85
- Fig. 2 : Hiérarchie d'un réseau de fractures. Photographies aériennes d'un affleurement d'un massif rocheux (Larzac - France - in Barthélémy 1992). (On peut comparer ces photographie aériennes à celles concernant le milieu urbain - v. Fig. 1 du chapitre 3) ..... 89
- Fig. 3 : Blocs urbains (Paris - XVIIIème). (les blocs sont délimité par les rues ; les différents vides contenus dans chaque bloc (espaces grisés sur le bloc délimité par un trait gras) correspondent aux cours intérieures)..... 90
- Fig. 4 : Différentes approches pour modéliser le milieu fracturé (d'après de Lope Alonso 1993 et modifié)... 93
- Fig. 5 : Modèles à double porosité-double perméabilité (in Douglas et Arbogast 1990)..... 94

**Chapitre 5 : La modélisation des zones d'obstacles**

- Fig. 1 : Stockabilité  $S_s(z)$  différentes suivant la hauteur  $z$  considérée. ( $S_s(z)$  correspond à la surface grisée sur chacune des 3 coupes de la zone d'obstacle). ..... 104
- Fig. 2 : Trois échelles de rugosité. ( $h$  = tirant d'eau (m) ;  $k$  = taille (hauteur) des rugosités (m) ). ..... 105
- Fig. 3 : Transmissivité d'une nappe de hauteur  $h$  (in de Marsily 1994 (modifié)). ..... 107
- Fig. 4 : Variabilité de la section d'écoulement  $S(h)$  en fonction de la hauteur. La transmissivité d'une tranche d'une zone bâtie quelconque de longueur  $L_o = 1m$  et de hauteur  $h$  serait en première approximation une fonction linéaire de la section d'écoulement  $S(h)$  ..... 108
- Fig. 5 : Relation entre le gradient de charge hydraulique et la vitesse apparente d'écoulement ou débit spécifique  $q$  (in Bear 1988) ..... 109
- Fig. 6 : Variabilité de la section d'écoulement le long d'un chemin d'écoulement dirigé dans la direction principale d'écoulement  $Ox$ . ..... 111
- Fig. 7 : Seuils conditionnant la transmissivité d'une zone bâtie. (Seuil en volume stocké et seuil en hauteur)112
- Fig. 8 : Allongement de parcours du fait de la tortuosité des drains..... 112
- Fig. 9 : Définition possible d'une tortuosité spécifique  $T_s$ , à partir d'un indice de perte d'énergie  $\psi(\theta)$  et des divers changements de directions d'angles  $\theta$ , induits par la tortuosité des drains. .... 113

## Partie II : Influence des zones bâties sur la dynamique de crue

### Chapitre 6 : Le milieu étudié : Ouagadougou

- Fig. 1 : Carte des zones inondables répertoriées à Ouagadougou. Carte établie à l'aide des données contenues dans différentes cartes au 1/5000<sup>ème</sup> issues de l'enquête effectuée en 1993 (d'après PACVU 1993, Ouedraogo 1993 et modifié)..... 121*
- Fig. 2 : Evolution spatiale des zones bâties légales. Les zones d'habitat spontané bordant les quartiers périphériques ne sont pas mentionnées ; Carte établie avec l'aide de M. Bangré - Cadastre de Ouagadougou..... 123*
- Fig. 3 : Organisation type du tissu urbain. (une partie du quartier loti de Patte d'Oie). Les objets urbains élémentaires : le bloc et la concession. .... 125*
- Fig. 4 : Bande de bâti sur le quartier de Wemtenga (Ouagadougou Est - photographie aérienne au 1/25000<sup>ème</sup>) 127*
- Fig. 5 : Exemple Relevé de pénétrabilité..... 129*
- Fig. 6 : Situation des différents quartiers étudiés. .... 131*
- Fig. 7 : Photographie aérienne du quartier loti de Patte d'Oie (PO). .... 133*
- Fig. 8 : Photographie aérienne des quartiers lotis (W1) et d'habitat spontané (W2) de Wemtenga. Le quartier d'habitat spontané situé en limite Est du quartier loti se distingue du second par sa structure très irrégulière..... 133*

### Chapitre 7 : Transmissivité des zones

- Fig. 1 : Tranche d'une bande de bâti. .... 139*
- Fig. 2 : Différentes tranches de bloc dans une bande de bâti donnée :  $A_{i-1}$ ,  $A_i$ ,  $A_{i+1}$ ..... 140*
- Fig. 3 : Deux coupes à des hauteurs différentes de la tranche de bloc de la Fig. 2. 1. Evolution du cloisonnement de la tranche de bloc en fonction de la hauteur. 2. Identification des plus petites largeurs disponibles à l'écoulement entre les faces amont et aval de la tranche..... 140*
- Fig. 4 : Perméabilité partielle de rue. Chemins hydrauliques de type rue (v. § suivant). .... 142*
- Fig. 5 : Perméabilité partielle de bloc. Chemins hydrauliques de type bloc (v. § suivant). .... 143*
- Fig. 6 : Perméabilités partielles de bloc ( $P_B$ ) et de rue ( $P_R$ ) pour les différentes bandes relevées. .... 146*
- Fig. 7 : Rapports  $P_B/P_R$  pour les différentes bandes relevées. .... 148*
- Fig. 8 : Densité de rues ( $D_R$ ) et densité de chemins hydrauliques de bloc ( $D_B$ ) pour les différentes bandes de bâti. .... 149*
- Fig. 9 : Largeur moyenne des rues ( $L_R$ ) et largeur effective moyenne des chemins hydrauliques de bloc ( $L_{ch,h}$ ). 150*
- Fig. 10 : Graphes d'ouverture cumulée pour le Quartier PO. .... 152*
- Fig. 11 : Graphes d'ouverture cumulée pour le quartier W1. .... 153*
- Fig. 12 : Graphes d'ouverture cumulée pour le quartier W2. .... 153*
- Fig. 13 : Evolution des caractéristiques  $P_B(h)$  et  $D_B(h)$  du milieu en fonction de la hauteur fictive de submersion du milieu - Cas du quartier d'habitat spontané W2. (Courbe graissée :  $P_B(h)$  moyen - courbes en pointillés :  $P_B(h)$  moyen  $\pm$  écart type ) ..... 155*

**Chapitre 8 : Laminage des Crues par les Zones Bâties**

Fig. 1 : Schéma récapitulatif des différents modèles mis en oeuvre pour la détermination du rapport  $R_v = V/V_{mp}$ . Les informations obtenues par l'utilisation des différents modèle sont encerclées.... 162

Fig. 2 : Variables  $V_{mp}$  et  $Q_p$  extraites de l'hydrogramme de crue obtenu par la transformation de la pluie à l'aide du modèle de l'HURL..... 164

Fig. 3 : Section d'écoulement composite : N voies drainantes et parties bâties non transmettrices..... 166

Fig. 4 : Section de bâti inondée à l'exutoire du bassin. Hypothèse d'une ligne d'eau transversale horizontale. 166

Fig. 5 : Le modèle d'inondation utilisé pour déterminer le volume stocké  $V_s$  dans les zones bâties inondées du bassin versant. (le volume ( $V_s$ ) est le volume correspondant à la partie grisée sur le schéma).. 167

Fig. 6 : Représentation simplifiée du CEP : CEP ne contenant qu'une rue. .... 172

Fig. 7 : Fonction  $g\left(\frac{\theta}{K}, \frac{\theta_p}{K}\right)$  versus  $\theta/K$  pour différentes formes de pluie : pluie rectangulaire et pluies triangulaires définies par différents rapports  $x=\theta_p/\theta$ . (ces pluies ont une intensité moyenne de même période de retour). .... 174

Fig. 8 : Rapport  $R_v$  en % pour le bassin B1 et pour les 555 pluies de la chronique..... 175

Fig. 9 : Influence de deux caractéristiques des pluies : l'intensité maximum  $i_{max}$  (sur une durée de 5mn) et le temps entre le début de la pluie et cette intensité maximum  $\theta_p$  (Bassin B1)..... 176

Fig. 10 : Rapport  $R_v$  pour le bassin B1 en fonction du temps de montée de la crue  $T_m$ ..... 176

Fig. 11 : Modélisation avec ou sans zone d'inondation ..... 180

Fig. 12 : Deux longueurs du CEP inondée. (Le volume du prisme grisé correspond au volume stocké qui serait obtenu avec l'hypothèse du plan d'eau horizontal ; le volume de l'autre prisme (grisé + transparent) correspond à l'hypothèse utilisée dans ce chapitre). .... 182

Fig. 13 : Variabilité du rapport  $R_v$  en fonction du type de bassin et pour trois pluies triangulaires de durées respectives  $\theta = 20, 45$  et  $90mn$ ..... 189

Fig. 14 : Influence de la présence de collecteurs ou d'un marigot sur le rapport  $R_v$  pour des bassins de tailles différentes et pour des pluies de période de retour  $T = 1$  an et  $T = 20$  ans. .... 191

**Partie III : Comportement et modélisation hydraulique des zones bâties**

**Chapitre 9 : Vulnérabilité Hydraulique d'une Cellule Urbaine Élémentaire**

Fig. 1 : caractéristiques géométriques décrivant la pénétrabilité d'une cellule dans le cas d'une ouverture hydraulique de type seuil (schéma à gauche) et dans le cas d'une ouverture de type orifice (schéma à droite). .... 201

Fig. 2 : Phases de l'évolution de l'inondation d'une cellule urbaine élémentaire non transmettrice..... 203

Fig. 3 : Comportement hydraulique d'une cellule : les 4 phases de l'inondation. Cas d'une ouverture de hauteur  $h_s = 5cm$  (ouverture de type orifice /  $a=8cm - L_s = 10cm$ ). Crue du 30/08/96 (pluie de 34.6mm). (le modèle utilisé pour la simulation est présenté dans le § suivant) ..... 203

Fig. 4 : Les régimes d'écoulement noyé/dénoyé en fonction de la hauteur d'eau à l'aval du seuil (lorsque le modèle de débit utilisé est celui pour les seuils à large crête)..... 206

Fig. 5 : Evolution de la hauteur d'inondation dans une cellule en fonction du rapport  $R_p = L/S_p$ . Cas d'une ouverture de type seuil telle que  $h_s = 20\text{cm}$ . ..... 208

Fig. 6 : Limite entre les régimes noyé/dénoyé. .... 210

Fig. 7 : Index de Vulnérabilité Hydraulique  $\phi$  versus le rapport  $h_s/H_m$  (ou  $(h_s+a/2)/H_m$  pour l'orifice). (Caractéristiques de la crue :  $T_m=10\text{mn}$  ;  $H_m=0,6\text{m}$  - Caractéristiques communes de la cellule utilisées pour calculer  $R_p$  ou  $R_p'$  :  $L_s=1\text{m}$  et  $S_p = 100\text{m}^2$ ) ..... 214

Fig. 8 : Index de Vulnérabilité Hydraulique  $\phi$  en fonction de la hauteur de crue  $H_m$  (Caractéristiques de la crue :  $T_m=10\text{mn}$  - Caractéristiques communes de la cellule utilisées pour calculer  $R_p$  ou  $R_p'$  :  $L_s=1\text{m}$  et  $S_p = 100\text{m}^2$ ) ..... 215

Fig. 9 : Erreurs relatives entre les valeurs limites  $R_o$  ou  $R_o'$  (RoCalc) calculés à l'aide des expressions Eq. 9 et Eq. 15, et les valeurs limites des rapports  $R_p$  ou  $R_p'$  (RoSim) obtenues par simulation numérique. Fig. 9a : Amélioration des erreurs relatives obtenue en modifiant les valeurs des exposant  $p$  et  $p'$  ..... 216

Fig. 10 : Coefficient d'atténuation  $\omega$  en fonction de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  ou  $\phi'$  ..... 217

Fig. 11 : Index de vulnérabilité  $\phi$  en fonction du rapport conductivité/stockabilité  $R_p=L/S_p$ . Cas d'une ouverture de type seuil. .... 221

Fig. 12 : Index de vulnérabilité  $\phi'$  en fonction du rapport conductivité/stockabilité  $R_p'=(a.L_s)/S_p$ . Cas d'une ouverture de type orifice . .... 222

Fig. 13 : Histogrammes de l'index de vulnérabilité hydraulique  $\phi$  pour trois quartiers (âge décroissant)..... 223

Fig. 14 : Histogrammes du coefficient d'atténuation  $\omega$  pour les trois quartiers PO, W1 et W2..... 224

Fig. 15 : Les deux méthodes pour déterminer le coefficient d'atténuation  $\omega=h_{pm}/H_m$  concernant l'inondation des différentes concessions décrites sur chacun des trois quartiers étudiés..... 225

**Chapitre 10 : Représentation Agrégée des Zones Bâties Cloisonnées**

Fig. 1 : Cellule avec ouvertures multiples dans l'interface séparant la cellule de la rue inondée voisine. .... 231

Fig. 2 : Formulation couplée pour la modélisation du débit transitant par un orifice..... 233

Fig. 3 : Le régime de fonctionnement des seuils en fonction de la situation de leur hauteur de seuil  $h_s$  par rapport à la hauteur de seuil limite définie par  $h_{s,lim} = (3 h_2 - 2 h_1)$ . .... 235

Fig. 4 : Fonction  $L_s(h_s)$  pour l'interface entre la cellule et la rue contenant 4 ouvertures. .... 236

Fig. 5 : Exemple de lecture d'un HistoSeuil sous sa forme cumulée. .... 242

Fig. 6 : Variabilité intra quartier de l'HistoSeuil sous sa forme cumulée  $L_s\text{cum}(h)$ . .... 243

Fig. 7 : HistoSeuils moyens sous leur forme cumulée pour chacun des trois quartiers étudiés. .... 245

Fig. 8 : Méthodologie utilisée pour déterminer le domaine de pertinence d'une modélisation simplifiée d'un bloc de concession composé de N cellules. .... 248

Fig. 9 : Exemple pour une configuration de bloc donnée des deux indicateurs synthétiques décrivant sous leur forme cumulée la pénétrabilité et la stockabilité du bloc : l'HistoSeuil et l'HistoSurface. ( $L_s\text{cum}(h)$  : longueur totale de seuils actifs pour la hauteur d'eau  $h$  -  $S_b\text{cum}(h)$  : surface inondable totale active pour la hauteur d'eau  $h$ ). .... 250

Fig. 10 : Critères utilisés pour comparer les résultats obtenus par la représentation agrégée du bloc aux résultats obtenus à l'aide de la représentation spatialisée constituant la référence numérique... 255

Fig. 11 : Critère de comparaison relatif aux surfaces totales submergées sous une hauteur supérieure ou égale à  $h$ ..... 256

Fig. 12 : Classes de qualité en fonction des valeurs des critères. .... 257

*Fig. 13 : Limnigrammes  $h_c(t)$  des 12 crues inondantes..... 261*

*Fig. 14 : Distribution des couples  $(T_m, Q_p)$  pour les 555 crues obtenues à partir du modèle de l'hydrogramme unitaire pour les 555 pluies de la chronique et pour le bassin B1 de paramètre  $K=30mn$ ..... 262*

*Fig. 15 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B2 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée. .... 265*

*Fig. 16 : Evolution de la qualité des résultats en fonction du temps de montée de la crue et de la durée de l'étalement de crue. .... 267*

*Fig. 17 : Relation entre la qualité des résultats présentée sur la Fig. 16 pour la Configuration B3 : 1. La vulnérabilité hydraulique moyenne du bloc (Graphe D) ; 2. L'index de vulnérabilité hydraulique moyen des 10 cellules du bloc (Graphe C2)..... 267*

*Fig. 18 : Combinaisons  $(a_i) \star (L_{s,i}) \star (S_{p,i})$  différentes des caractéristiques  $(a_i)$ ,  $(L_{s,i})$  et  $(S_{p,i})$  induisant une variabilité maximale du rapport  $R_p$  pour la configuration B3 et minimale pour la configuration B4.  $(a_i$  et  $L_{s,i}$  : ouverture verticale et longueur de l'orifice de la  $i^{ème}$  cellule  $C_i$ ;  $S_{p,i}$  : surface inondable de  $C_i$ ;  $R_{p,i}$  : rapport pénétrabilité / stockabilité de la cellule) ..... 269*

*Fig. 19 : Variation de la qualité des résultats en fonction de la variabilité de l'index de vulnérabilité  $\phi$ , i.e. en fonction de la variabilité du rapport  $R_p$ =pénétrabilité/stockabilité. Cas des configurations B2 B3 et B4. .... 271*

*Fig. 20 : Surestimation systématique de la hauteur maximale de l'inondation dans la cellule. Limnigramme de l'inondation dans le bloc obtenu avec la représentation agrégée :  $H_b agr(t)$  - marques carrées. Limnigramme de l'inondation dans le bloc obtenu avec la représentation spatialisée :  $H_b réf(t)$  - trait fort. Limnigramme de la crue dans la rue : trait fin. .... 272*

*Fig. 21 : Mise en évidence du biais obtenu lorsqu'une cellule unique est desservie par une ouverture de type seuil. .... 274*

*Fig. 22 : Configurations avec hauteur d'ouvertures variables entre les différentes cellules..... 275*

*Fig. 23 : Dégradation de la qualité des résultats concernant les temps moyens de submersion dans le cas de hauteurs de seuil différentes (configuration B6). .... 276*

*Fig. 24 : Dégradation importante des résultats pour les crues de faibles intensités (H11, H12, H13, H14, H15) dans le cas où une cellule unique est desservie par un orifice de hauteur nulle. .... 277*

*Fig. 25 : Biais observé pour la crue H11 du fait de la présence d'un seuil unique de hauteur  $h_s = 0cm$ . .... 277*

*Fig. 26 : Deux indicateurs synthétiques uniques pour les trois configurations différentes B2, B3, B4. (v. les distributions  $(a_i)$ ,  $(L_{s,i})$  et  $(S_{p,i})$  pour les Configurations B3 et B4 : Fig. 18). .... 278*

## Références Bibliographiques

- Ababou, R., Millard, A., Treille, E., Durin, M., Plas, F., (1994). - Continuum Modeling of Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Processes in Fractured Rock. *Computational Methods in Water Resources*, X, pp. 651-658.
- Abbott, M.B., (1979). - *Computational hydraulics. Elements of the theory of free surface flows*. Pitman Publishing limited, 324p.
- Abbott, M.B., Bathurst, J.C., Cunge, J.A., O'Connell, P.E., Rasmussen, J., (1986a). - An introduction to the european hydrological system "Système Hydrologique Européen" : SHE1- History and phylosophy of a physically based distributed modelling system. *Jo. of Hydr.*, N° 87, pp. 45-59.
- Abbott, M.B., Bathurst, J.C., Cunge, J.A., O'Connell, P.E., Rasmussen, J., (1986b). - An introduction to the european hydrological system "Système Hydrologique Européen" : SHE2- Structure of physically based distributed modelling system. *Jo. of Hydr.*, N° 87, pp. 61-77.
- Abbott, M.B., Bathurst, J.C., Cunge, J.A., O'Connell, P.E., Rasmussen, J., (1986c). - An introduction to the european hydrological system "Système Hydrologique Européen" : SHE3- Physically based distributed modelling using an upland catchement using the SHE. *Jo. of Hydr.*, N° 87, pp. 79-102.
- Abbott, M.B., Ionescu, F., (1967). - On the numerical computation of nearly-horizontal flows. *J. Hyd. Res.*, 5, N°2, pp. 97-117.
- Abelin, H., Birgersson, L., Agren, T., Neretnieks, I., (1988). - A channeling experiment to study flow and transport in natural fractures. *Material Research Society Symposium Proceedings, on Scientific Basis for Nuclear Waste Management XII*, ed; W. Lutze and R.C. Ewing, Berlin, Vol. 127, pp. 661-668.
- Adebego, B., Meylan, P., Musy, A., (1989). - Modélisation hydrologique orientée objet. *New Direction for surface water modelling IAHS publications*, N° 181.
- Andrieu, H., Balades, J.D., Livet, M., (1996). - Apports pluvieux en milieu urbain - Synthèse des travaux réalisés. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Ministère de l'Equipement, des Transports, et du Tourisme - Pôle Environnement et Génie Urbain*, 24 p.
- Angelaccio, C.M., Bacchiega, J.D., Barrionuevo, H.D., Fattor, C.A., (1998). - Study of the improvement of Buenos Aires drainage system, Argentina. *Novatech 98, 3ème Conférence Internationale*, Mai 98, Lyon, France, Vol. 2, pp. 345-352.
- Asada, K., Zhang, S.P., Hirai, M., (1996). - Discharge Capacity evaluation methodology for urban drainage systems. *7th International Conference on Urban Storm Drainage*, Hannover, Germany, pp. 1719-1724.
- Atlas du Burkina Faso (1993). - [Laclavère, G., Bougnounou O., Compaoré et al.,]. *Atlas Jeune Afrique*, 54 p.
- Azzout, Y., Cres, F.N., Barraud, S., Alfaki, E., (1994). - *Techniques Alternatives en Assainissement Pluvial : choix, conception, réalisation et entretien*. Ed. Lavoisier, 372 p.
- Bachmat, Y., (1965). - Basic transport coefficients as aquifer characteristics. *I.A.S.H. Symp. Hydrology of Fractured Rocks*, Dubrovnik, Vol. (1), pp. 63-75.

## Références Bibliographiques

---

- Banque Mondiale, Groupe Huit Sedes, (1983). - Djibouti : Projet d'aménagement Urbain. République de Djibouti - Présidence de la République - Ministère des Travaux Publics, de l'Urbanisme et du Logement, 443p. + annexes.
- Barenblatt, G.I., Zheltov, I.P., Kochina, N., (1960). - Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks. *Prikl. Mat. Mekh.*, N° 24, pp. 852-864.
- Barozet, O., Gilard, O., Givone, P., Sommier, M., (1994). - Modèle de gestion hydraulique du bassin de la Bourbe. *Crues et Inondations - 23èmes Journées de l'Hydraulique - Congrès de la Société Hydrotechnique de France, Nîmes, Vol. 2, pp. 727-734.*
- Barré de Saint Venant, A.J.C., (1871). - Théorie du mouvement non-permanent des eaux avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. *Acad. Sci. Paris, Vol. Comptes rendus V. 73, pp. 148-154, 237-240.*
- Barthelemy, P., (1992). - Etude de la géométrie des réseaux de fractures naturelles à différentes échelles, reconnaissance de structures hiérarchisées et incidence sur les propriétés hydrauliques. Thèse, Université Paris XI, 205p. + Annexes.
- Baume, J.P., (1987). - Modélisation des ouvrages de type : déversoir, vanne, orifice, dans les modèles d'hydraulique à surface libre. CEMAGREF, Division Irrigation, N° 205, Vol. 87.1, 5 p. + annexes.
- BCEOM, - Principes du modèle mathématique STREAM (Simulation en TRansitoire des Ecoulements A surface libre Multidirectionnels). Note interne, 7p.
- Bear, J., (1988). - *Dynamics of Fluids in Porous Media.* Dover Publications, 764 p.
- Belleudy, P., Cunge, J.A., Rahuel, J.L., (1985). - *Mathematical Modelling Software for River Management: CARIMA and CONDOR Systems.* Springer Verlag, R.A. Adey (Editor), proceedings ENGSOFT'85, 4th International Conference and Exhibition on Engineering, Software, Londres (U.K.), pp. 12-49/12-61.
- Beven, K., (1989). - Changing ideas in hydrology - The case of physically based models. *Jo. of Hydr.*, N° 105, pp. 157-172.
- Billaux, D., (1990). - Hydrogéologie des milieux fracturés. Géométrie, connectivité, et comportement hydraulique. Thèse, BRGM, N° 186.
- Binley, A., Beven, K., Elgy, J., (1989a). - A physically based model of heterogenous hillslope 2 - Effective hydraulic conductivities. *Water Res. Res.*, N° 6, Vol. 25, pp 1227-1233.
- Blöschl, G., Sivapalan, M., (1996). - Scale Issues in Hydrological Modelling : a review. *Advances in Hydrological Processes, "Scale Issues in Hydrological Modelling"*, pp. 9-49.
- Bocquillon, C., (1978). - Propagation des écoulements transitoires intermittents dans les systèmes hydrauliques à surface libre. *Laboratoire d'Hydrologie Mathématique, USTL, Montpellier, Vol. Note 44/78, 85p.*
- Bourke, P.J., (1987). - Channeling of flow through fractures in rock. Report from the Chemistry Division, UKAEA, AERE, Harwell Laboratory, ref. HL879/1124.
- Bouvier, C., Thébé, B., (1988). - Urbanisation et occupation des sols en Afrique de l'Ouest. CIEH, Ouagadougou, 54 p + graphes.
- Bouvier, C., (1990a). - Assainissement pluvial urbain en Afrique de l'Ouest. Modélisation du ruissellement. Thèse, Université Montpellier II, LHM ; ORSTOM, Laboratoire d'hydrologie, 310 p + annexes.
- Bouvier, C., Desbordes, M., (1990b). - Un modèle de ruissellement pour les villes d'Afrique de l'ouest. *Hydro. Cont.*, Vol 5, N° 2, pp. 77-86.
- Bouvier, C., (1994). - Mercedes : un modèle hydrologique d'analyse et de prévision des crues en milieu hétérogène. *Crues et Inondations - 23èmes Journées de l'Hydraulique - Congrès de la Société Hydrotechnique de France, Nîmes, Vol. 1, pp. 257-260.*

- Bouvier, C., Hingray, B., (1995). - Une méthode hydro-géographique pour la caractérisation du risque pluvial en milieu urbain. ORSTOM, Laboratoire d'hydrologie, 9p.
- Bouvier, C., (1996). - Un modèle maillé de la relation pluie-débit basé sur la composition spatiale d'hydrogrammes unitaires. ORSTOM, Laboratoire d'hydrologie.
- Boyd, M.J., Bufill, M.C., Knee, R.M., (1993). - Pervious and impervious runoff in urban catchments. *Hydrological Sciences Journal*, N° 6, Vol. 38, pp. 463-478.
- Boyd, M.J., Bufill, M.C., Knee, R.M., (1994). - Predicting pervious and impervious storm runoff from urban drainage basins. *Hydrological Sciences Journal*, N° 4, Vol. 39, pp. 321-332.
- Boyd, M., Rigby, T. VanDrie, R., (1996). - A comprehensive flood model for natural and urban catchments. 7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, pp. 329-334.
- Braschi, G., Gallati, M., Natale, L., (1989). - Simulation of a Road Network Flooding. *Proceedings of the Twentieth Annual Pittsburgh Conference on Modeling and Simulation*.
- Braschi, G., Braschi, S., Natale, L., (1991a). - Visualization Techniques for Flooding Models. *Universita Di Pavia Dipartimento - Di Ingegneria - Idraulica E Ambientale - Giugno*, N° 183, 6p.
- Braschi, G., Gallati, M., Natale, L., (1991b). - Modeling Floods in Urban Areas. *Universita Di Pavia Dipartimento - Di Ingegneria - Idraulica E Ambientale - Giugno*, N° 184, 6p.
- Browne, O., Auriaux, G., Idier, F., Delattre, J.M., (1998). - Un système d'aide à la décision pour la conduite du réseau d'assainissement de Seine Saint-Denis. *Novatech 98, 3ème Conférence Internationale, Mai 98, Lyon, France, Vol. 2, pp. 147-154.*
- C.I.E.H., (1984). - Conception générale des systèmes d'assainissement urbain dans le contexte africain. *documents CIEH, Vol. 2*.
- Cacas, M.C., Ledoux, E., De Marsily, G., Tillie, B., Barbreau, A., Durand, E., Feuga, B., Peudecerf, P., (1990a). - Modeling fracture flow with a stochastic discrete fracture network : calibration and validation. 2. The flow model. *Water Res. Res.*, N° 3, Vol. 26, pp. 479-489.
- Cacas, M.C., Ledoux, E., De Marsily, G., Barbreau, A., Calmeles, P., Gaillard, B., Margritta, R., (1990b). - Modeling fracture flow with a stochastic discrete fracture network : calibration and validation. 1. The transport model. *Water Res. Res.*, N° 3, Vol. 26, pp. 491-500.
- Cantrell, C.J., Godsey, A.H., Schnipke, D., Frutchey, R.W., Hare, G.R., (1998). - Analysis of the city of Lima real time control system. Utilizing a state of the art hydraulics computer model. *Novatech 98, 3ème Conférence Internationale, Mai 98, Lyon, France, Vol. 2, pp. 295-302.*
- Cappelaere, B., (1985). - Le modèle STREAM - Application à l'aménagement de la vallée du TARN à Montauban. *BCEOM*, 16p.
- Carlier, M., (1972). - *Hydraulique Générale et Appliquée*. Collection du Centre de Recherches et d'Essais de Chatou, Eyrolles, N° 14, 566 p.
- Carman, P.C., (1937). - Fluid flow through a granular bed. *Trans. Inst. Chem. Eng. London*, N° 15, pp. 150-156.
- CETE méditerranée, (1994). - Etude du réseau d'assainissement pluvial de Gardanne (Bouches du Rhône). in *Ministère de l'Environnement, 1994, pp. 53-56.*
- Charlaix, E., Guyon, E., Rivier, N., (1984). - A criterion for percolation threshold in a random array of plates. *Solid State Communications*, N° 11, Vol. 50, pp. 999-1002.
- Chastan, B., Gilard, O., Givone, P., Oberlin, G., (1994). - Le modèle Inondabilité, présent et avenir. *Crues et Inondations - 23èmes Journées de l'Hydraulique - Congrès de la Société Hydrotechnique de France, Nîmes, pp. 741-744.*
- Cherel, J.P., (1993). - Croissance urbaine, environnement et imagerie satellitaire. Thèse, ORSTOM, Laboratoire d'hydrologie, N° 946, 301p.

## Références Bibliographiques

---

- Cheyran, J.P., Lardon, S., Mathian, H., Sanders, L., (1995). - Les problématiques liées au temps dans les SIG. Cours du DEA National d'Hydrologie, ENGREF, UMII, Montpellier, 14p.
- Chocat, B., (1978). - Un modèle de simulation des écoulements dans les réseaux d'assainissement pluvial. Thèse, INSA, Lyon, 304 p.
- Chocat, B., (1987). - Modélisation du fonctionnement des réseaux d'assainissement maillés. INSA, Lyon, 21 p.
- Chocat, B., (1997a). - Encyclopédie de l'Hydrologie Urbaine et de l'Assainissement. EURYDICE 92, 1124 p.
- Chocat, B., (1997b). - Aménagement Urbain et Hydrologie. La Houille Blanche, N° 7, pp. 12-19.
- Chow, V.T., (1959). - Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill, New York.
- Chow, Y.T., (1964). - Runoff. HandBook of Applied Hydrology, pp. 14.25-14.35.
- Chuzeville, B., (1990). - Hydrologie des petits bassins versants urbains. Formation permanente EIER/CIEH Session hydrologie hydrométrie, 55p.
- Chuzeville, B., (1992). - Conférence sur les techniques Alternatives. ETSCHER, Ouagadougou, 12 p.
- Creutin, J.D., Andrieu, H., Desbordes, M., (1997). - Rapport "hydrologie en milieu urbain" - Reflexion prospective sur les besoins en recherche sur le thème de l'hydrologie à petites échelles et notamment en zones urbaines. L.T.H.E., 60 p.
- Cunge, J.A., (1969). - Au sujet d'une méthode de propagation de crue. Jo. of Hydraulics Research, n°7, pp 205-230.
- Cunge, J.A., Holly, F.M., Verwey, A., (1980). - Practicle aspects of computational River Hydraulics. Monographs and surveys in Water Ressources Engineering, Vol. 3, 420 p.
- D'Amato, N., (1998). - Climatologie des événements pluvieux en zone sahélienne analysée à partir des données pluviographiques de l'expérience EPSAT-NIGER. Thèse, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, 175 p.
- David, L.M., Cardoso, A., Matos, R., Pinheiro, I., Cringas, A., Rodrigues, M., (1998). - Urban pollution management in Portugal - A methodological approach and practical application to CSO control and river water quality improvement. Novatech 98, 3ème Conférence Internationale, Mai 98, Lyon, France, Vol. 1, pp. 233-240.
- Davis, S.A., (sous la direction de...) (1988). - National economic development procedures manual - Urban flood damage.. Fort Belvoir (Virginia), USA,. U.S. Army Corps of Engineers / Water Resources Support Center / Institute for Water Ressources, 288p.
- de Bouard, J., (1994). - Approche du risque extrême sur l'agglomération de Clermont Ferrand. Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, 90 p. + annexes.
- de Lope Alonso, L.F., (1993). - Développement d'un modèle tridimensionnel couplant sur les approches "Milieu Poreux Equivalent" et "Réseau de fractures discrètes" pour la modélisation des écoulements dans les Massifs Fracturés. Thèse, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Laboratoire d'Hydrologie et d'Hydrogéologie Quantitative, 100p. + annexes.
- de Marsily, G., (1994). - Hydrogéologie quantitative. Ecole des Mines de Paris, 250p.
- de Marsily, G., (1997). - Commentaires inspirés de la lecture de la tribune libre de J. Ganoulis : Sur la modélisation des phénomènes hydrologiques. Rev. Sci. Eau, 1, pp. 19-21.
- De Sède, M.H., (1995). - Potentiels et limites de la carte écologique pour la discrétisation des bassins versants. Thèse, Institut National de la Recherche Scientifique - INRS eau - Quebec.
- Debard, P., (1995). - Cartographie des dommages dus aux inondations. ENGREF, Cours DEA d'Hydrologie, Exposé Oral.
- Debo, T.N., (1982). - Urban flood damage estimating curves. Jo. Hydraul. Div., N° HY10, Vol. 108, pp. 1059-1069.

- Debo, T.N., Inmann, E.J., (1993). - Use of effective and total impervious Area for hydrology Analysis. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, Vol. I, pp. 718-723.
- Deguchi, C., Sugio, S., (1993). - Estimations of percentage of impervious area by the use of satellite remote sensing imagery. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, pp 372-377.
- Depraetere, C., (1992). - Demiurge : chaîne de production et de traitement des MNT . ORSTOM, Laboratoire d'hydrologie.
- Desbordes, M., Raous, P., (1976). - Un exemple de l'intérêt des études de sensibilité des modèles hydrologiques. La Houille Blanche, N° 1, pp 37-43.
- Desbordes, M., (1984). - Modélisation en hydrologie urbaine. Recherches et applications. Université Montpellier II - Laboratoire d'hydrologie mathématique - STU, 183p.
- Desbordes, M., Durepaire, P., Gilly, J.CL., Masson, J.M., Maurin, Y., (1989). - 3 Octobre 1988 : Inondations sur Nîmes et sa région : manifestations, causes et conséquences. Hydropol, Lacour, Eruditae indagations, 96p.
- Desbordes, M., (1994). - Principales causes d'aggravation du risque d'inondation par ruissellement pluvial en milieu urbanisé. Crues et Inondations - 23èmes Journées de l'Hydraulique - Congrès de la Société Hydrotechnique de France, Nîmes, Vol. 1, pp. 487-492.
- Desbordes, M., (1995). - Etude de faisabilité d'un modèle simplifié de simulation d'inondation pluviale urbaine. Euroflood 2 . The management of consequence of climatic change UMII, 20 p.
- Desbordes, M., (1997). - La Gestion Urbaine du Risque d'Inondation. La Houille Blanche, N° 7, pp. 20-24.
- Deutsch, J.C., (1997). - La Gestion des Risques. La Houille Blanche, N° 7, pp. 25-28.
- Diademe Ingenierie, (1994). - L'hydraulique numérique au service des aménagements de rivières. Cours Aménagement de rivière ENGREF, Vol. 1, 60 p.
- Djokic, Maidement, (1991). - Terrain analysis for urban storm drainage. Terrain Analysis and distributed modelling in hydrology ou Hydrol. Process., N° 1, Vol. 5, pp. 115-124.
- Douglas, J., Arbogast, J., Arbogast, T., (1990). - Dynamics of fluids in hierarchical porous media - Chap. VII. Dual porosity model for Flow in naturally Fractured reservoir. Ed. Cushman, Lilly Hall of Life Sciences, Purdue University, Indiana, USA, pp. 177-220.
- Dumay, H., BCEOM, (1994). - Calypseau : outil d'identification et de prévision du risque d'inondation par interprétation cartographique. Crues et Inondations - 23èmes Journées de l'Hydraulique - Congrès de la Société Hydrotechnique de France, Nîmes, pp. 735-740.
- Eberhard, J.M., (1994). - Urbanisation et développement urbain du sud-est de l'agglomération de Mexico entre 1986 et 1989. Thèse, Ecole des Hautes Etudes en Sciences Sociales / Géographie, 570 p + annexes.
- El-Hames, A.E., Richards, K.S., (1998). - An integrated, physically based model for an arid region flash flood prediction capable of simulationg dynamic transmission loss. Hydrol. Process., 12, pp. 1219-1232.
- Elgy, J., Maksimovic, C., Prodanovic, D., (1993a). - Matching Standard GIS package with Urban Storm Drainage Simulation Software. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, Vol. II, pp. 1458-1465.
- Elgy, J., Maksimovic, C., Prodanovic, D., (1993b). - Matching Standard GIS package with Urban Storm Drainage Simulation Software. HydroGis 93, pp. 151-160.
- Eskenazi, E., (1976). - Contribution à l'étude de la fonction de transfert Pluie Nette-Débit Résultant des bassins hydrologiques. Thèse, Université de Liège, 241 p.

## Références Bibliographiques

---

- Faucher, P., Sotty, J.M., (1994). - Méthode d'évaluation de la rentabilité économique d'un investissement de protection contre les crues. Crues et Inondations - 23èmes Journées de l'Hydraulique - Congrès de la Société Hydrotechnique de France, Nîmes, Vol. 1, pp. 513-520.
- Foucault, A., Raoult, J.F., (1980). - Dictionnaire de Géologie. Ed. Masson, Paris, 334p.
- Frankhauser, (1993). - Fractalité des structures urbaines. Thèse, Université Paris I - UFR Géographie, Vol. 1+2, 231p+113p.
- Fugazza, M., (1993). - A software system for runoff and routing modelling in drainage catchments. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, pp. 230-236.
- Garcia, A., (1988). - Control and regulation of open channel flow. Master of Science, University of California, Davis, 232p.
- Gilard, O., Gendreau, N., (1998). - Inondabilité : une méthode de prévention raisonnable du risque d'inondation pour une gestion mieux intégrée des bassins versants. Rev. Sci. Eau, 3, pp. 429-444.
- Gonzalez, J.G., Valentin, M.G., Benedé, J.R., (1998). - Predictive control on sewer systems. Novatech 98, 3ème Conférence Internationale, Mai 98, Lyon, France, Vol. 2, pp. 303-310.
- Gouze, P., (1998). - Milieux fracturés : modèles à double porosité - double perméabilité. Communication personnelle. .
- Gustafsson, L.G., Winberg, S., Resgaard, A., (1996). - Towards a distributed physically based model description of the urban aquatic environment. 7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, pp. 1467-1472.
- Heberling, G., (1986). - Aménagement de la voirie et évacuation des eaux pluviales. Bulletin de liaison du CIEH, N° 63, pp. 13-28.
- Hervouet, J.M., Moulin, C., (1994). - Modèles mathématiques bidimensionnels aux éléments finis pour l'analyse des crues et des inondations. Crues et Inondations - 23èmes Journées de l'Hydraulique - Congrès de la Société Hydrotechnique de France, Nîmes, Vol. 1, pp. 251-255.
- Hingray, B., (1995). - Modélisation spatialisée et hydrologie urbaine dans les pays en voie de développement : application aux bassins expérimentaux de Ouagadougou. Mémoire de DEA, ORSTOM-Université de Montpellier II, 89p.
- Hingray, B., (1996). - Inondations et tissu urbain : Rapport de campagne 1996 . ORSTOM, Laboratoire d'hydrologie, 27p.+ annexes.
- Hingray, B., Bouvier, C., Desbordes, M., Cappelaere, B., (1999). - Inondations Urbaines dans les P.E.D. : un indicateur géométrique caractéristique du comportement hydrodynamique du bâti. Rev. Sci. Eau, soumis, 16p.
- Hingray B., Cappelaere B., Bouvier C., Desbordes M., (1999). - Hydraulic Vulnerability of an Elementary Urban Cell. Paper submit (1998) to the Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, 30p.
- Hollis, G.E., (1975). - The effect of urbanization on floods of different recurrence intervals. Wat. Res. Res., vol 11, N°3, pp. 461-435.
- Hubert, G., Humbert, I. Picheral, I., (1995). - Le risque d'inondation pluviale urbaine - Les facteurs socio-économiques. Ministère de l'Environnement DGAD - SRAE, 71 p.
- Institut d'Aménagement et d'Urbanisme de la Région Ile-de-France (1997). - L'eau, la ville et l'urbanisme. Les Cahiers de l'I.A.U.R.I.F., N° 116, 204p.
- Jaglin, S., (1991). - Pouvoirs urbains et gestion partagée à Ouagadougou : équipements et services de proximité dans les périphéries. Thèse, Université Paris VIII, 1090 p.

- Jain, S. K., Storm, B., Refsgaard, J.C., Bathurst, J.G., Singh, R. D., (1992). - Application of the SHE to catchments in India Part 2 - Fields experiments and simulations studies with the SHE on the Kolar subcatchment of the Narmada River. *Jo. of Hydr.*, N° 140, pp. 25-47.
- Kane, A., (1996). - Assainissement pluvial urbain du bassin versant urbain de Wemtenga par les techniques alternatives : étude hydrologique et faisabilité des bassins de stockage. *Faculté des lettres, des Arts et des Sciences Humaines et Sociales de Ouagadougou*, 90 p. + annexes.
- Karsten, Hogh, Jensenaristotelis, Mantoglou, (1990). - Future of distributed modelling. *Terrain Analysis and distributed modelling in hydrology*, pp. 201-210.
- Kinoshita, S., Sato, S., Terayama, H., (1996). - Flood simulation by two-dimensional tank model. *7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany*, pp. 959-964.
- Koji, S, Yuji, Y., (1993). - A flood simulation system to improve existing storm drainage systems. *6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada*, pp. 288-293.
- Kovacks, Y., (1988). - Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement. Thèse, .
- Kurashiki, M., Kariya, K., (1993). - Flood prediction model in a combined sewerage system and a rational method for prediction of runoff. *6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, Vol. 2*, pp. 1555-1560
- Laboratoire Commun de Télédétection - ENGREF-CEMAGREF, (1995). - Spatialisation et eau - Introduction aux Systèmes d'Information Géographique. *Cours du DEA National d'Hydrologie, ENGREF, UMIL, Montpellier*.
- Lahaye, J.P., Puech, C., (1985). - Quelques références sur le ruissellement urbain en Afrique. *CIEH, Ouagadougou*, 17p. + annexes.
- Lamachere, J.M., (1993). - Etude hydrologique du marigot de Wemtenga - ville de Ouagadougou - rapport de campagne. *ORSTOM, Ouagadougou*.
- Lane, S.N., (1998). - Hydraulic modelling in hydrology and geomorphology : a review of high resolution approaches. *Hydrol. Process.*, 12, pp. 1131-1150.
- Le Barbé, L., (1980a). - Etude du ruissellement sur la ville de Ouagadougou. *Rapport Général : Tome 1 : les données de base. ORSTOM, Laboratoire d'hydrologie, Vol. 1*, 150 p.
- Le Barbé, L., (1980b). - Etude du ruissellement sur la ville de Ouagadougou. *Rapport Général : Tome 2 : interprétation des données. ORSTOM, Laboratoire d'hydrologie, Vol. 2*, 150 p.
- Le Barbé, L., (1982). - Etude du ruissellement urbain à Ouagadougou. *Essai d'interprétation théorique. Recherche d'une méthode d'évaluation de la distribution des débits de pointes de crues à l'exutoire des bassins urbains. Cah. ORSTOM., sér. Hydrol., N° 3, Vol. XIX*, pp. 135-204.
- Le Roux, D., (1993). - Modelisation des écoulements sur un modèle numérique de terrain - Application aux crues et inondations du 22 sept 92 de Vaison La Romaine. *Mémoire Ingénieur ESGT - CNAM*, 58 p + annexe.
- Lee, J., (1993). - Discrete runoff hydrograph synthesis - A nonlinear discrete unit hydrograph approach . *6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, Vol. I*, pp. 573-578.
- Lee, L.T., Essex, T.L., (1983). - Urban Headwater Flooding Damage Potential. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 109 (4)*.
- Lemoine, L., Michel, C., (1972). - Essai d'adaptation à l'Afrique Tropicale des méthodes classiques de calcul de débit des ouvrages d'assainissement urbain. *Publications du CIEH, série hydrologie*, 35 p.
- Lencastre, A., (1995). - *Hydraulique Générale. Edition revue et augmentée, Editions Eyrolles, Paris*, 633 p.

## Références Bibliographiques

---

- Liong Sy, Selvalingam S., Tan Cc., (1994). - Study of effective overland flow roughness coefficient for urban catchment. Transaction of the Institution of Engineers Australia, Civil engineering, N° 1, Vol. 36, pp 77-88.
- Long, J.C.S., Remer, J.S., Wilson, C.R., Witherspoon, P., (1982). - Porous media equivalent for networks of discontinuous fractures. Water Res. Res., N° 3, Vol. 18, pp. 645-658.
- Long, J.C.S., Gilmour, P., Witherspoon, P., (1985). - A model for steady fluid flow in random three-dimensional networks of discontinuous fractures. Water Res. Res., N° 8, Vol. 21, pp. 1105-1115.
- Louis, C.L., (1976). - Introduction à l'hydraulique des roches. Thèse de Doctorat d'Etat de l'Université Pierre et Marie Curie, Paris VI.
- Lubes, H., Masson, J.M., Raous, P., Tapiou, M., (1994). - Safarhy : logiciel de calculs statistiques et d'analyse fréquentielle adapté à l'évaluation du risque en hydrologie. Manuel de référence. ORSTOM - Université Montpellier II.
- Maidment, D.R., (1993). - Developing a spatially distributed Unit Hydrograph by using GIS. HydroGis 93, pp. 181-192.
- Maini, T., Hocking, G., (1977). - An examination of the feasibility of hydrologic isolation of a high level waste repository in crystalline rocks. Invited paper, Geologic Disposal of High Radioactive Waste Session, annual meeting of the Geological Society of America, Seattle.
- Maksimovic, C., Todorovic, Z., (1993). - Urban drainage problems in the humid tropics. Hydrology of Warm Humid Region (Proceedings of the Yokohama Symposium) IAHS publ., N° 216, pp. 377-401.
- Malaterre, P.O., (1994). - Modélisation, analyse et commande optimale LQR d'un canal d'irrigation. Thèse, Equipements pour l'eau et l'environnement - CEMAGREF, N° 14, 219 p.
- Mark, O., Larsson, J., Larsen, T., (1993). - A sediment transport model for sewers. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, pp. 638-643.
- Marti, R., Le Pelletier, T., Chatellier, V., (1997). - Le modèle MRIF : Simulations des crues du bassin de la Seine en région Ile-de-France. La Houille Blanche, N° 8, pp. 64-70.
- Mérat, R., Moreau, R., Allay, L., Dubos, J.P., Lafargue, J., Le Goff, R., (1992). - Electronique analogique. Ed. Nathan, Paris.
- Mesny, M., (1997). - Crise et Gestion de crise - Application à l'eau. La Houille Blanche, N° 8, pp. 11-16.
- Meyer, B., (1994). - An Object-Oriented Environment : principles and application. Prentice Hall, 231p.
- Ministère de l'Environnement - Institut de Prévention et de Gestion des Risques Urbains, (1994). - Ruissellement pluvial urbain. Documentation Française, 67 p. + annexes.
- Moniod, F., (1983). - Deux paramètres pour caractériser le réseau hydrographique. Cah. ORSTOM., sér. Hydrol., N° 3 et 4, Vol. XX, pp. 191-203.
- Moniod, F., Depraetere, C., (1995). - Caractérisation du relief et du réseau hydrographique - aspects méthodologiques. Rapport d'avancement - ORSTOM, 17 p.
- Morel A L'Huissier, A., (1993). - Projet d'amélioration des conditions de vie urbaine à Ouagadougou - Volet drainage / eaux pluviales - Rapport de consultant. CIEH, Ouagadougou, 80 p.
- Morel A L'Huissier, A., (1997). - L'eau, la ville et l'urbanisme : Ouagadougou . Académie de l'Eau , 35 p.
- Motiee, H., (1996). - Un modèle numérique pour la simulation des réseaux d'assainissement pluvial fondé sur le concept de stockage. Thèse, INSA, Lyon, 243p. + annexes.
- Moyenga, H., Belem, A., (1996). - Description géométrique et topographique d'un quartier fréquemment inondé à Ouagadougou. Rapport de fin d'étude - ETSCHER / ORSTOM, Vol. 1+2, 2\*25 p.
- Nalluri, C., El-Zaemey, A.K.S., (1993). - Sediment transport over deposited beds in sewers. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, pp. 631-637.

- Nania E., L., Gomez V., M., Dolz R., J., (1998). - Modelacion de la escorrentia pluvial en cruces de calles. XVIII Congreso Latinoamericano De Hidraulica, Oct.98, Oaxaca, Mexico, pp. 233-242.
- Nash, J.E., Sutcliffe, J.V., (1970). - River flow forecasting through conceptual models. Part I, a discussion of principles. *J. Hydrol.*, Amsterdam, The Netherlands, 10 (3), pp. 282-290.
- Neppel, L., (1997). - Le risque pluvial en Région Languedoc Rousillon - Caractérisation de l'aléa climatique. Thèse, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, 220p + Annexes.
- Neretnieks, I., (1985). - Transport in fractured rocks. Proceedings, Memoirs of the 17th International Congress of International Association of Hydrologists, Tucson, Ariz., Vol. XVII, pp. 301-318.
- Niemczynowicz, J., Bengtsson, L., (1996). - What practitioners need from theoreticians ?. *Atm. Res.*, 42, pp. 5-17.
- Ostrowski, M.W., (1993). - Surface Runoff components in urban drainage systems. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, Vol. I, pp. 561-572.
- Ouedraogo, P.Z., (1993). - Cartes des zones inondables et d'érosion. Ministère des travaux publics, de l'habitat et de l'urbanisme - Direction du 3ème projet urbain, 10 plans au 1/10 000ème.
- PACVU - Gadelle, F., Ngomina, A., Kane, A., Ouedraogo, Z., (1993). - Projet d'Amélioration des Conditions de Vie Urbaine à Ouagadougou - Volet drainage / Eaux pluviales. CIEH et GTAH, Vol. 1, 20p. + annexes.
- Pandey, G.R., (1998). - Assessment of scaling behavior of regional floods. *Jo. of Hydr. Eng.*, Vol. 3 (3), pp. 169-173.
- Perrier, E., (1995). - Structure géométrique et fonctionnement hydrique des sols : simulations exploratoires. Thèse, Ed. Orstom, Vol. 1, 203 p. +annexe.
- Peter, G., (1996). - The discharge and run off calculation of weirs under the consideration of dynamic flows. 7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, pp. 91-96.
- Picheral, I., Deutsch, J.C., Hubert, G., Torterotot, J.P., (1995). - Evaluation des dommages dus aux inondations pluviales urbaines. Projet Euroflood 2, CERGREN, Paris, 67p. + annexes.
- Piney, S., (1995). - Ruissellement exceptionnel et espaces collectifs. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux, 44p. + annexes.
- Pochat, R., (1994). - Cours d'hydraulique générale. ENGREF, Département Maîtrise de l'Eau, 128p.
- Preissmann, A., (1965). - Difficultés rencontrées dans le calcul des ondes de translation à front raide. 11ème Congrès IAHR, Leningrad, Vol. 3, pp. 3-52.
- Puech, C., Chabi-Gonni, D., (1984). - Courbes Intensité-Durée-fréquence ; Afrique de l'Ouest et Centrale pour les pluies de durée 5mn à 24 heures. CIEH, Ouagadougou.
- Puech, C., (1995). - Spatialisation et Eau. Cours DEA National d'Hydrologie, 54p.
- Ramirez Luna, J., (1997). - Modélisation des ouvrages frontaux et latéraux dans les canaux d'irrigation. Thèse, ENGREF- CEMAGREF, 227 p.
- Refsgaard, J.C., Seth, S.M., Bathurst, J.G., Erlich, M., (1992). - Application of the SHE to catchments in India Part 1 - General results. *Jo. of Hydr.*, N° 140, pp. 1-23.
- Riccardi, G., (1997). - The mathematical modelling of flood propagation for the delineation of flood risk zones. Proc., Rabat Symposium S1, April 1997, Sustainability of Water Resources under Increasing Uncertainty, IAHS Publ., N° 240, pp. 355-364.
- Richard, S., (1996). - Etude des Caractéristiques des Ecoulements à Fortes Pentes au dessus de Macrorugosités - Aide au dimensionnement des rivières de contournement. Rapport Groupe d'Hydraulique Appliquée aux Aménagements Piscicoles et à la Protection de l'Environnement, 45p. + annexes.

## Références Bibliographiques

---

- Rizzoli, J.L., (1997). - Prise en compte du risque d'inondation dans l'aménagement de la région Ile-de-France. La Houille Blanche, N° 8, pp. 77-79.
- Roche, M.F., (1963). - Hydrologie de surface. Paris. Gautier-Villars, 430p.
- Rodriguez, F., Andrieu, H., Creutin, J.D., Raimbault, G., Yerchoff, J., (1998). - Intérêt des Systèmes d'Information Géographique pour l'analyse hydrologique urbaine. Novatech 98, 3ème Conférence Internationale, Mai 98, Lyon, France, Vol. 2, pp. 215-222.
- Rousselle, J., Wan, W.E., Lathem, K.W., Neill, C.R., Richards, T.L., (1990). - L'hydrologie des crues au Canada - Guide de planification et de conception. Conseil national de recherche Canada, Comité associé d'hydrologie, 277p.
- Ruhland, M., (1973). - Méthode d'étude de la fracturation naturelle des roches associée à différents modèles structuraux. Sciences Géologiques, Bulletin, Strasbourg, N° 2, Vol. 26, pp. 91-113.
- Ruperd, Y., Baladès, J.D., (1996). - Knowledge improvement of urban storm runoff. 7th International Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany.
- Sahel, A., (1996). - Mise au point de logiciels de traitement d'images pour l'étude de la morphologie et du comportement hydraulique d'un réseau 2D de fractures dans des roches granitiques. Thèse, Université Poitiers, 167p.
- Sawadogo, C., (1993). - Contribution à l'étude de la dégradation de l'environnement urbain au Burkina Faso - Cas de Ouagadougou. Mémoire de DEA, UFR Géographie, Université Pasteur, Strasbourg, 100p.
- Semsar Yazdi, A.A., (1995). - Mise au point d'une méthodologie d'évaluation et de comparaison des modèles de simulation hydraulique des réseaux d'assainissement. Thèse, INSA, Lyon, 272p.
- Sherman, L.K., (1932). - Stream flow from rainfall by the unit graph method. Engineering news records, Vol 108, pp. 501-505.
- SIEE, SOCOTEC Environnement, Flood Hazard Research Centre, Laboratoire d'Hydrologie et de Modélisation, Territoire conseils (1994). - Analyse empirique des désordres et dommages résultant des différentes crues de la Seine et de la Marne dans l'agglomération continue d'Ile de France. Institution Interdépartementale des Barrages Réservoirs du Bassin de la Seine, 63p. + annexes.
- Sighomnou, D., (1986). - Assainissement pluvial en zone urbaine en Afrique Tropicale - Adaptation du modèle de Caquot. Thèse, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier.
- Snell, J.D., Sivapalan, M., (1995). - Application of the Meta-Channel Concept : Construction of the Meta-Channel Hydraulic Geometry for a Natural Catchment. "Scale Issues in Hydrological Modelling" in Advances in Hydrological Processes, Editions Wiley, Chichester, pp 241-262.
- STU (Services Techniques de l'Urbanisme) (1986). - Méthodes d'estimation de l'imperméabilisation. Ministère de l'urbanisme et du logement / Equipements urbains, 50 p + annexes.
- Sugio, S., Degushi, C., (1993). - Simulation of stormwater discharge from small urban watershed. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, pp. 579-584.
- Tanguy, J.M., Zhang, B.N., Meftah, K., Simon, L., (1995). - Dye tracing experiment in the Seine river and its numerical simulation. Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables, Compiègne, France, 6p.
- Taro Oka, (1993). - Numerical Simulation of inundation by Galerkin and iterative type finite element model. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, Vol. I, pp. 236-268.
- Tchamen, G.W., Kahawita, R.A., (1998). - Modelling wetting and drying effects over complex topography. Hydrol. Process., 12, pp. 1151-1182.

- Torterotot, J.P., (1993). - Le coût des dommages dus aux inondations : estimation et analyse des incertitudes. Thèse, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- U.S. Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center, (1996). - Federal perspective for flood-damage-reduction studies. Mays, L.W., Water Resource Handbook, McGraw Hill, Tempe, Arizona, Vol. Chap. 27, pp. 27.1-27.52.
- Urbanas, B.R., Roesner, L.A., (1993). - Hydrologic design for urban drainage and flood control. Maidment, D.R., Handbook of Hydrology, McGraw Hill, Austin, Texas, pp. 28.1-28.52.
- Vaes, G., Berlamont, J., (1998). - Emission predictions with a multi-linear reservoir model. Novatech 98, 3ème Conférence Internationale, Mai 98, Lyon, France, Vol. 1, pp. 123-130.
- Vreugdenhil, C.B., (1973). - Computational methods for channel flow. Delft Hydraulics Laboratory, Delft. Publ. N°100.
- Walch, M.P., Christ, T.J., Leo, K.S., Brant, W.M., (1998). - Combining new technologies with virtual dynamic computer modeling to prevent sanitary sewer overflows - The Miami-Dade water and sewer experience. Novatech 98, 3ème Conférence Internationale, Mai 98, Lyon, France, Vol. 2, pp. 131-137.
- Ward, J.C., (1964). - Turbulent flow in porous media. Proc. Amer. Soc. Civil Eng., N° HY5, 90, pp. 1-12.
- Wittenberg, D., (1993). - Hydrodynamic water quality simulation with Dynamo. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, pp. 336-341.
- Wong, T.S.W., Chen, C.N., (1993). - Flood peak increase in a tropical urbanizing catchment. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, pp. 706-711.
- Wood, F., Sivapalan, M., Beven, K., Band, L., (1988). - Effects of spatial variability and scale with implications to hydrology modelling. Jo. of Hydr., N° 102, pp. 29-47.
- Xu, J., (1991). - Simulation statistique de discontinuités et évaluation de la blocométrie de massifs rocheux. Application à l'analyse de l'écoulement et de la stabilité. Thèse, Ecole des Mines de Paris.
- Yen, B.C., (1993). - Is Hydraulics over-used or under-used in urban drainage. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, Vol. I, pp 91-97.
- Yen, B.C., (1990). - Hydraulics for excess water management. Handbook of Water Resource Management, pp. 25.1-25.55.
- Zech, Y., Sillen, X., Djenfa, S., Pahaut, T., (1993). - Rainfall - Runoff modelling of partly urbanised watershed / Comparison between a distributed model using GIS and an other model. 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Sept 93., Niagara Falls, Ontario, Canada, Vol. II, pp. 1452-1457.
- Ziegler, J.O., (1991). - Analyse d'une modélisation simplifiée des submersions pour l'évaluation des dommages dus aux inondations. Stage de fin d'études de la Technische Universität München. ENPC, CERGRENE, Noisy Le Grand, France, 82p.+annexes.
- Zobrist, C., Cencic, N., Demortier, G., (1998). - Etude méthodologique de l'impact des déversements en temps de pluie - application à la rivière Orne. Novatech 98, 3ème Conférence Internationale, Mai 98, Lyon, France, Vol. 2, pp. 109-116.

## ANNEXES

<b>ANNEXE 1 : MODÉLISATIONS SIMPLES DE L'INONDATION DU MILIEU URBAIN.....</b>	<b>3</b>
<b>ANNEXE 2 : FORMULATION DES MODÈLES DE DÉBIT POUR LES ORIFICES.....</b>	<b>6</b>
<b>ANNEXE 3 : MILIEUX ROCHEUX FRACTURÉS.....</b>	<b>12</b>
<b>ANNEXE 4 : CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU MILIEU URBAIN OUAGALAIS .....</b>	<b>15</b>
I. ANISOTROPIE DU MILIEU URBAIN ET VARIABILITÉ DE LA PERMÉABILITÉ SUIVANT LES QUARTIERS.....	16
II. ETUDE STATISTIQUE DE LA PERMÉABILITÉ LE LONG D'UN CEP.....	19
III. ETUDE DES CARACTÉRISTIQUES DES OUVERTURES SUR DIFFÉRENTS QUARTIERS.....	24
<b>ANNEXE 5 : LES RELEVÉS DE PÉNÉTRABILITÉ.....</b>	<b>29</b>
I. L'ENQUÊTE DE TERRAIN : PRINCIPE ET FORMULAIRE D'ENQUÊTE.....	30
II. EXEMPLE DE PROFILS DE PÉNÉTRABILITÉ.....	34
III. ACCÈS AUX CRITÈRES DE COMPARAISON DE LA TRANSMISSIVITÉ.....	38
IV. POSITIONNEMENT DES BANDES ET DES FAÇADES RELEVÉES.....	42
<b>ANNEXE 6 : PLAN DE L'INONDATION DU QUARTIER PATTE D'OIE.....</b>	<b>47</b>
<b>ANNEXE 7 : EXPRESSION ANALYTIQUE DES PLUIES, DES HYDROGRAMMES DE CRUE ..</b>	<b>49</b>
<b>ANNEXE 8 : PERMÉABILITÉ DES ZONES BÂTIES ET OCCUPATION DU SOL.....</b>	<b>52</b>
<b>ANNEXE 9 : MODÉLISATION AGRÉGÉE D'UN BLOC DE CONCESSIONS.....</b>	<b>63</b>



## ANNEXE 1 : MODELISATIONS SIMPLES DE L'INONDATION DU MILIEU URBAIN.

La caractérisation de l'aléa hydraulique nécessite de façon schématique l'utilisation de trois types de modèles qui dans les cas simplifiés sont indépendants et utilisés séquentiellement :

- Un **sous-modèle hydrologique** est utilisé d'abord pour établir des lois de relation statistiques entre différentes caractéristiques importantes de l'inondation : les plus courantes sont des relations entre période de retour T, débit de pointe Q ou entre période de retour T et hauteur maximale de crue H.
- Un **sous-modèle hydraulique** utilise ensuite les sorties du modèle hydrologique précédent pour déterminer d'autres caractéristiques principales des écoulements telles que des vitesses, les hauteurs maximales d'écoulement et les durées d'écoulement.
- Un **sous-modèle d'inondation** est enfin parfois mis en œuvre de façon à déterminer la surface de submersion lorsque cette information n'est pas fournie par le modèle précédent, ou de façon à déterminer pour chaque partie du secteur inondable, ses paramètres de submersion propres.

De nombreuses approches proposées jusqu'à présent dans la littérature scientifique et technique se limitent à l'utilisation des deux premiers modèles précédents. L'utilisation séquentielle de ces deux modèles est fréquemment effectuée lorsque l'on peut séparer spatialement la zone de production de la crue et la zone d'inondation à étudier proprement dite. La limite entre ces deux types de modèle peut devenir inexistante dans le cas contraire, lorsque la zone productrice se trouve être la zone inondée.

### A. Le sous-modèle hydrologique :

Les différentes relations entre les différentes caractéristiques importantes de l'inondation (période de retour T, débit de pointe Q ou entre période de retour T et hauteur maximale de crue...) sont parfois obtenues par l'étude statistique de séries d'observations limnimétriques ou débitmétriques (Debo 1982<sup>1</sup> ; Torterotot 1993 ; Marti et al. 1997). En milieu urbain, le traitement statistique des séries limnimétriques ou débitmétriques est cependant très discutable. L'hypothèse de stationnarité admissible pour les précipitations (aux hypothèses de changement climatique près), est loin d'être valable pour les débits qui en résultent : ceux-ci dépendent en effet des fréquents aménagements ou réaménagements effectués sur les bassins correspondants ce qui rend la réponse de ces bassins fortement instationnaire (Desbordes 1997). D'autres approches s'appuient sur l'étude de séries

---

<sup>1</sup> Par exemple, Debo (1982) utilise pour déterminer les dommages potentiellement subis, pour différentes périodes de retour, par les villes situées dans diverses plaines inondables de l'état de Géorgie (US), un modèle d'ajustement statistique reliant pour chacune des régions étudiées, la hauteur d'inondation à la surface drainée du bassin versant concerné. Ces modèles statistiques ont été obtenus à partir de l'étude des séries de hauteurs d'eau mesurées sur les différents cours d'eau effectuée par le U.S. Geological Survey.

chronologiques de pluies et sur une modélisation hydrologique de la transformation pluie débit observée sur les bassins étudiés. Elles sont détaillées dans le chapitre II.A.

## B. Le sous-modèle hydraulique :

Le sous-modèle hydraulique est utilisé pour déterminer à partir du débit de pointe précédent (ou de l'hydrogramme) la hauteur de submersion  $H$  (ou le limnigramme) correspondante. Une possibilité consiste à utiliser des courbes de tarage reliant débit et hauteur de l'écoulement. Les mesures de débit nécessaires à la détermination de telles relations sont fréquemment incomplètes et en particulier inexistantes pour les événements rares et on a alors recours à différentes extrapolations de ces courbes de tarage ( $H, Q$ ) pour les débits de pointe extrêmes (Torterotot 1993 ; Roche 1963).

Une autre approche consiste à choisir un modèle d'écoulement réaliste reliant ces deux variables. Lee (1983) choisit le modèle d'écoulement en fonction du type d'inondation subie par le bassin urbanisé. Dans le cas d'inondations occasionnées par la présence d'une digue ou d'une voie surélevée faisant obstacle aux écoulements, il utilise une formule d'écoulement sur déversoir pour déterminer la hauteur de surverse sur le déversoir et donc la hauteur de submersion à l'amont. Lorsque l'inondation résulte du débordement des ruissellements drainées par un chenal naturel ou artificiel il utilise une formule de type Manning Strickler pour déterminer la hauteur d'inondation dans le chenal. Ces calculs hydrauliques très simplifiés basés sur l'hydraulique des régimes uniformes sont fréquemment utilisés (CETE Méditerranée 1996).

Le sous-modèle hydraulique nécessite en général la connaissance de la géométrie de la section en travers de l'écoulement. Il peut de ce fait aussi fournir, avec la hauteur d'inondation, la largeur au miroir de l'écoulement c'est à dire l'extension latérale de l'inondation.

## C. Le sous-modèle d'inondation :

### *La surface submergée :*

Le sous-modèle hydraulique se limite à donner des informations locales sur les écoulements attachées à l'exutoire du bassin versant étudié. Le sous-modèle d'inondation a donc pour premier objectif de restituer l'information spatiale correspondante. Il se contente le plus fréquemment de déterminer de façon très rudimentaire la surface de submersion maximale  $S$ . Une simplification consiste à considérer que la ligne d'eau à l'amont de l'exutoire est parallèle au fond de l'axe d'écoulement et qu'elle est horizontale le long d'une section en travers de l'écoulement (Torterotot 1993). Une autre simplification, la plus fréquente, consiste à considérer que la surface de submersion est horizontale et qu'elle correspond à la hauteur d'écoulement maximale  $H$  obtenue par le modèle hydraulique précédent.

La détermination de la surface potentiellement inondée peut alors se faire de diverses façons plus ou moins précises, et plus ou moins fastidieuses :

- par une estimation sur le terrain des limites correspondant à la hauteur de submersion  $H$  (Lee 1983),
- par photo-interprétation de photographies aériennes (CETE Méditerranée, Gardanne 1996),
- par interpolation extrapolation à partir de différentes valeurs ( $H, S$ ) connues pour une situation courante et pour une situation rare (Ziegler 1991),

## Annexe 1 : Modélisations simples de l'inondation du milieu urbain

---

- par utilisation d'un modèle géométrique simplifié définissant de façon très schématique la forme des sections en travers à l'écoulement à partir de données moyennes concernant les pentes des versants (Debo 1982),
- ou enfin de façon automatique à l'aide d'un Modèle Numérique de Terrain (MNT) obtenu à partir des courbes de niveau du bassin et de divers points cotés supplémentaires (Depraetere 1992 ; CETE Méditerranée 1996).

Les trois dernières méthodes permettent aussi de déterminer avec plus de précision les hauteurs de submersion en tout point du secteur touché par l'inondation. L'utilisation des MNT offre des avantages supplémentaires, car ceux-ci se prêtent très bien au croisement des hauteurs d'inondation avec différentes données d'ordre plus socio-économiques disponibles au sein de Systèmes d'Informations Géographiques.

### *Le traitement des unités hydraulique au fonctionnement spécifique :*

Certains modèles d'inondation permettent aussi *éventuellement* d'affiner la connaissance des paramètres de submersion relatif à une unité hydraulique particulière en prenant en compte la nature du mécanisme de submersion lié à cette unité. Le modèle d'inondation utilise alors les caractéristiques principales des écoulements déterminées précédemment à l'aide du modèle hydraulique. Cela suppose en particulier que la submersion de la dite unité a un rôle négligeable sur la dynamique générale de la crue et que son fonctionnement n'avait donc pas lieu d'être modélisé dans le modèle hydraulique précédent.

L'utilisation d'un modèle d'inondation spécifique au mécanisme de submersion est rarement réalisée. On peut cependant mentionner les travaux de Torterotot (1993) qui distingue et modélise différents mécanismes de submersion que l'on peut classer en trois grandes catégories : des submersions par débordement du bief principal allant du débordement généralisé tout au long du bief au remous aval qui inonde toute la zone par l'intermédiaire d'un point de communication localisé avec le lit mineur, des submersions par rupture de digue, et des submersions par déversement au dessus d'une digue. La détermination des paramètres de submersion de chaque secteur inondé (temps de submersion et hauteur de submersion) est effectuée en utilisant un modèle approprié au mécanisme de submersion mis en jeu.

## ANNEXE 2 : FORMULATION DES MODELES DE DEBIT POUR LES ORIFICES

### A. Introduction :

La modélisation du comportement des singularités hydrauliques telles que les déversoirs, les orifices ou les vannes est problématique dès lors que l'on cherche à les intégrer dans un modèle de simulation hydraulique. Les conditions hydrauliques au niveau de ces ouvrages sortent du domaine de validité des hypothèses permettant l'utilisation des équations de Saint Venant. D'où le nécessaire recours à des modèles de débit propres à chaque ouvrage.

En général, les formulations des modèles de débits sur ces ouvrages sont obtenues en établissant une relation entre la perte de charge sur l'ouvrage et les variations du terme d'énergie cinétique dues à la singularité. Les paramètres de cette relation peuvent être déterminés **expérimentalement** lorsque cela est possible. Ils sont sinon approchés à l'aide d'**hypothèses simplificatrices** sur les transformations d'énergie entre l'amont et l'aval de la singularité. La seconde approche, qui consiste en fait souvent à déterminer le modèle de débit de l'ouvrage en s'appuyant sur une **résolution mécaniste** des écoulements, conduit nécessairement à une **modélisation imparfaite de la réalité**. Les différentes remarques ci-dessous concernent cette approche mécaniste.

#### 1. Des difficultés pour déterminer de façon analytique le modèle de débit d'un ouvrage :

La principale difficulté consiste, pour un ouvrage et une configuration hydraulique donnés, à choisir les hypothèses hydrauliques les plus réalistes et les théorèmes correspondants nécessaires à la résolution du problème (hypothèse sur la répartition de pression et sur l'orientation relative des filets fluides dans les différentes sections à l'amont, au droit et à l'aval de l'ouvrage, hypothèse sur la conservation ou la non conservation de la charge entre les différentes sections considérées et le cas échéant sur la forme des pertes de charge singulières).

Cette difficulté est difficile à lever pour certains ouvrages et lorsque l'on est en présence de certaines configurations hydrauliques particulières pour lesquelles les champs de pression et les trajectoires des filets fluides sont instables et inconnus. C'est le cas en particulier des « régimes intermédiaires » pour des ouvrages tels que les orifices, les vannes de fond, ou les déversoirs à parois minces, qui sont de ce fait souvent occultés et non *mis en équation* : le nombre de notes traitant de ces cas particuliers est insignifiant comparé à la multitude de papiers proposant la *mise en équation* de l'écoulement dans des cas simples (déversoir simple par exemple).



2. De l'utilité des coefficients de débit :

Pour résoudre ce problème, on a souvent recours à un coefficient de débit qui intègre différents phénomènes que l'on a pas su, pour certains, prendre en compte dans la résolution analytique de l'écoulement. (coefficient de contraction de la veine d'écoulement, pertes de charges par frottement dans l'ouvrage, influence de la hauteur d'eau aval...). Ce coefficient de débit est parfois constant mais peut dépendre pour certains ouvrages des conditions d'écoulement : il permet alors de caler sur un certain domaine de fonctionnement de l'ouvrage le modèle de débit analytique initial aux débits expérimentaux (Ramirez 1997, Peter 1996).

Pour un ouvrage donné, on retrouve souvent, dans les différents manuels d'hydraulique, la même expression du modèle de débit dérivée de l'analyse mécaniste de l'écoulement. En revanche, pour les coefficients de débit, on trouve de nombreuses formulations différentes avec des domaines de validité divers. (Carlier, 1972, Lencastre, 1995)

3. De la nécessité d'une formulation cohérente pour tous les régimes :

Des discontinuités sur les hypothèses hydrauliques effectuées pour différentes configurations hydrauliques de l'ouvrage, des différentes formulations des coefficients de débits au domaines de validité restreints, découle souvent une **discontinuité du modèle de débit aux différents changement de régime** en charge/à surface libre, noyé/dénoyé. Ces discontinuités sont souvent source d'instabilité et de non convergence pour les logiciels de simulation hydraulique utilisant des schémas de résolution implicites.

4. L'approche couplée : une alternative aux deux approches précédantes intéressante :

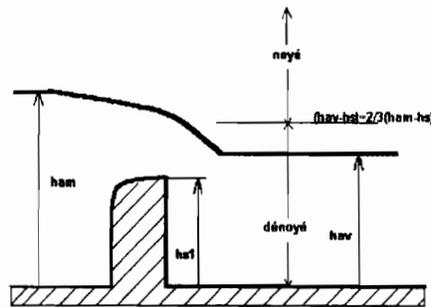
Une façon de contourner le problème est de décomposer l'ouvrage hydraulique en divers ouvrages simples pour lesquels on dispose de modèles continus aux changements de régime. Cette artifice est utilisé pour la modélisation des ouvrages dans de nombreux logiciels de calcul hydraulique. Les changements de régimes ne sont plus déterminés à partir de l'étude hydraulique du système originel mais à partir de l'activation ou non de ses divers composants (critères géométriques purs) et du changement de régime que l'on observerait sur chacun d'entre eux s'il était indépendant des autres (critères classique de changement de régime noyé / dénoyé pour un seuil normal). (Baume, 1987, Ramirez, 1997)

Les paragraphes suivants présentent le **modèle de débit d'un seuil épais** et le **modèle de débit d'un orifice** obtenu par l'**approche couplée**, c'est à dire, l'approche fondée sur la composition de deux modèles de débit du déversoir à seuil épais.

B. Modèle de débit du déversoir à seuil épais :

Quand l'écoulement par l'orifice est à surface libre, l'orifice se réduit à un déversoir épais et le modèle de débit transitant au dessus d'un tel déversoir peut donc être utilisé.

Notations et configurations hydrauliques :



a. Calcul du régime noyé :

Lorsque l'écoulement sur l'ouvrage est en régime noyé, i.e., lorsque la hauteur à l'aval de l'ouvrage a une influence sur le débit, les observations et hypothèses formulées pour aboutir à cette modélisation sont les suivantes (Carlier 1972) :

1. la mise en vitesse induite par la différence de charge hydraulique entre l'amont et l'aval du seuil est représentable par une vitesse moyenne dans la section au droit du seuil ;
2. la perte d'énergie lors de la contraction des écoulements entre l'amont du seuil et la section au droit du seuil est nulle,
3. entre la section au droit du seuil et une section à l'aval du seuil, la divergence des écoulements conduit à une perte d'énergie localisée due à une perte d'énergie cinétique que l'on peut par ailleurs considérer totale.

Si de plus la vitesse d'incidence des écoulements à l'amont du seuil est négligeable (seuil orienté dans une direction perpendiculaire à la direction principale des écoulements), la charge hydraulique à l'amont du seuil est égale à la cote de l'eau à l'amont du seuil. Lorsque le régime d'écoulement est noyé, l'expression du débit transité au dessus de l'ouvrage est alors la suivante:

$$Q_{s_n}(h_{am}, h_{av}) = m_n \cdot L \cdot (h_{av} - h_s) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_{am} - h_{av})}$$

où  $L$  et  $h_s$  sont respectivement la longueur et la hauteur du seuil, où  $m_n$  est un coefficient de débit dépendant des caractéristiques géométriques du seuil et plus particulièrement de son profilé (=1 pour seuil épais) et où  $h_{am}$  et  $h_{av}$  sont respectivement la cote de l'eau à l'amont et à l'aval de l'ouvrage.

Le modèle de débit **sur un seuil dénoyé** à large crête peut être obtenu par application du principe du débit maximum. Le régime dénoyé est obtenu lorsque la hauteur d'eau à l'aval de l'écoulement n'a plus d'influence sur l'écoulement sur le seuil. Le débit du régime dénoyé correspond alors au débit maximum pouvant être obtenu en régime noyé : il est déterminé en diminuant la valeur de la cote aval  $h_2$  dans l'équation précédente. Il a l'expression suivante :

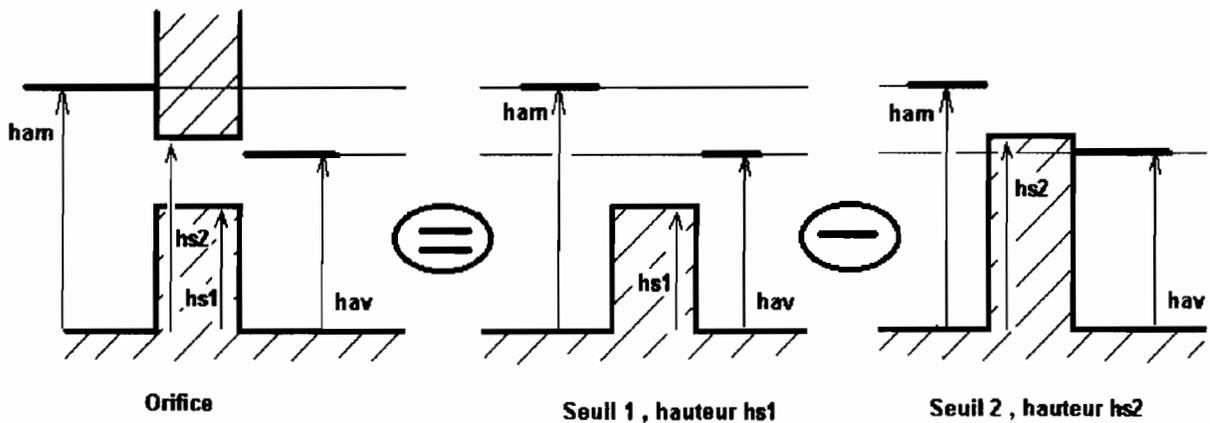
Modèle de débit du régime dénoyé :  $Q_{s_d}(h_{am}) = \underset{h_{av}}{\text{Max}}(Q_{s_n}(h_{am}, h_{av}))$

$$Q_{s_d}(h_s, h_{am}) = \frac{2}{3 \cdot \sqrt{3}} \cdot m_n \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot [h_{am} - h_s]^{3/2}$$

Le passage entre les régimes noyé et dénoyé est donné par la condition :  $(h_{av} - h_s) = 2/3 (h_{am} - h_s)$

### C. L'approche couplée : orifice/déversoir :

La nécessité d'une continuité des modèles de débits aux différents changements de fonctionnement de régime hydraulique d'un orifice a conduit à déterminer le débit d'un ouvrage de type orifice comme étant égal au débit d'un seuil dont la hauteur est égale à la pelle de l'orifice auquel on retranche le débit d'un seuil dont la hauteur est égale à la hauteur de la crête supérieure de l'orifice.



Pour que la continuité des modèles de débit soit assurée pour tous les changements de régimes en charge/à surface libre, noyé/dénoyé, il faut :

1. que le changement de régime *en charge / à surface libre* corresponde à  $h_{am} = h_{s2}$  (activation du deuxième seuil).
2. que le changement de régime *noyé / dénoyé* pour chacun des deux seuils soit continu, ce qui sera effectivement vérifié si l'on définit le régime dénoyé à partir du régime noyé en utilisant le principe du débit maximum.

Pour le régime en charge, on crée de ce fait entre les régime complètement noyé et dénoyé un **régime intermédiaire artificiel** correspondant à la combinaison *seuil 1 noyé / seuil 2 dénoyé*.

Les modèles de débit des différents seuils composant l'orifice sont :

si le seuil (i) de hauteur de seuil  $h_{s_i}$  fonctionne en régime noyé :

$$Q_{s_i.n}(h_{s_i}, h_{am}, h_{av}) = m_i \cdot L \cdot (h_{av} - h_{s_i}) \cdot \sqrt{2g \cdot (h_{am} - h_{av})}$$

si le seuil (i) fonctionne en régime dénoyé :

$$Q_{s_i.d}(h_{s_i}, h_{am}) = \frac{2}{3 \cdot \sqrt{3}} \cdot m_i \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot [h_{am} - h_{s_i}]^{3/2}$$

Détermination du débit total :

Régime		Débit total	Débit seuil 1 (inférieur)	Débit seuil 2 (supérieur)
à surface libre ( $h_1(t) \leq h_{s2}$ )	dénoyé :	$Q_0 =$	$Q_{s1d}$ (dénoyé)	+ 0 (inactif)
	noyé :	$Q_0 =$	$Q_{s1n}$ (noyé)	+ 0 (inactif)
en charge ( $h_1(t) > h_{s2}$ )	dénoyé :	$Q_0 =$	$Q_{s1d}$ (dénoyé)	- $Q_{s2d}$ (dénoyé)
	intermédiaire :	$Q_0 =$	$Q_{s1n}$ (noyé)	- $Q_{s2d}$ (dénoyé)
	noyé :	$Q_0 =$	$Q_{s1n}$ (noyé)	- $Q_{s2n}$ (noyé)

Tableau 1 : Les différents régimes d'écoulement pour un écoulement transitant par un orifice obtenus lors d'une modélisation couplée de l'ouvrage.

Les domaines de validité des différents régimes et leurs limites sont décrits dans la diagramme A.

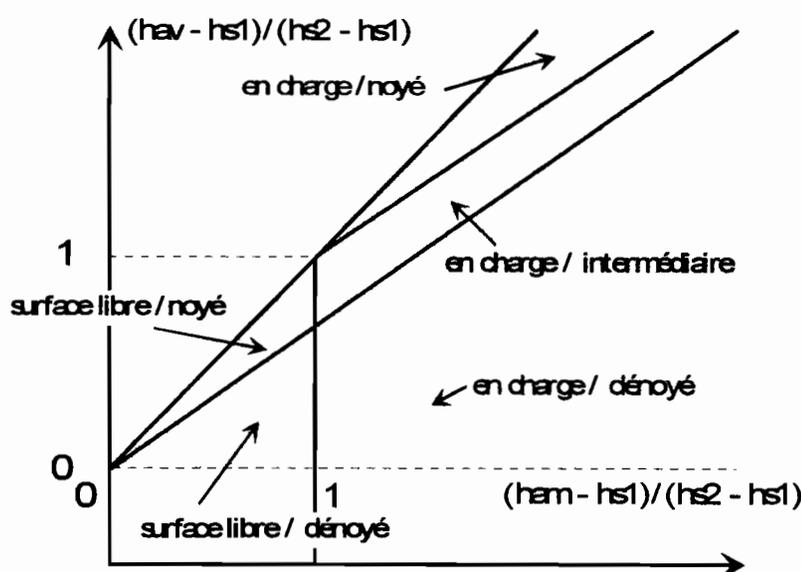


Diagramme A : les différents régimes définis par l'approche couplée (d'après Baume 1987).

Remarques : l'avantage de la méthode couplée permet de considérer deux ouvrages inférieurs et supérieurs totalement différents et ayant des coefficients de débits ou même des modèles de débits différents. On peut ainsi représenter de façon beaucoup plus précise les ouvrages de type orifice réels dont les formes des crêtes supérieures et inférieures sont souvent très différentes (seuil mince/ seuil épais / seuil triangulaire...). Un autre avantage est que l'on peut affecter à chacun des deux déversoirs un coefficient de débit variable pourvu qu'il respecte la continuité au changement de régime noyé / dénoyé du déversoir correspondant et la condition de débit maximum à ce changement de régime. On peut dès lors caler sur des données expérimentales n'importe quelle modèle composé d'orifice/déversoir par l'intermédiaire des deux coefficients de débits respectifs des deux réservoirs.

En résumé, l'approche couplée est attrayante car elle offre une formulation assurant la continuité du débit aux différents changements de régime et une plus grande liberté dans le type d'ouvrages modélisables. Cependant son utilisation pour la modélisation d'un ouvrage donné doit s'appuyer sur une validation préalable de la formulation. Cette validation visera à déterminer s'il est possible de trouver des coefficients de débit pour les deux déversoirs composant l'orifice permettant de caler les débits calculés aux débits mesurés sur l'ouvrage réel. Des travaux déjà menés dans cette optique pour certains ouvrages tendent à montrer que l'approche est pertinente. (Ramirez, 1997)

## D. Remarques sur les Méthodes de résolution numériques.

Les méthodes numériques de résolution usuelles (pour la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement) utilisent soit la théorie des caractéristiques, soit des schémas implicites ou explicites aux différences finies (plus rarement aux éléments finis).

La méthode basée sur la théorie des caractéristiques, utilisée par (Garcia 1988), permet de prendre en compte correctement les conditions aux limites et est considérée comme bien adaptée aux variations de conditions hydrauliques rapides mais de faible amplitude. Elle est cependant limitée aux systèmes dont la géométrie est simple et peu variable.

Les méthodes de résolution aux différences finies sont de ce fait plus largement utilisées en hydrologie urbaine. Elles ont été largement étudiées et décrites dans la littérature (Preissmann 1965 ; Abbott 1979 ; Cunge et al. 1980). Elles sont basées sur la discrétisation des opérateurs de dérivations trouvés dans les équations aux dérivées partielles. Les schémas explicites induisent des calculs simples mais sont soumis à des conditions de stabilité numérique (Condition de Courant-Friedrich-Lewy) pouvant imposer des pas de temps de calcul très faibles. Les schémas implicites peuvent être rendus inconditionnellement stables mais ils présentent l'inconvénient de produire à chaque pas de temps un système linéaire à résoudre de taille importante nécessitant des calculs nombreux (Cunge et al. 1980). Des schémas de discrétisation fréquemment utilisés sont le schéma de Laxe pour les schémas explicites et les schémas de Preissmann (1961) (Preissmann and Cunge 1961), de Abbott-Ionescu (1967), du Delft Hydraulics Laboratory (Vreugdenhil 1973),... pour les schémas implicites.

## ANNEXE 3 :

### MILIEUX ROCHEUX FRACTURES.

#### A. Vitesse apparente de l'écoulement en milieu fissuré.

En régime laminaire et pour des écoulements permanents, l'équation  $V = -K_f \cdot J_f$  peut être obtenue facilement en intégrant les équations de Navier Stokes dans le cas d'un milieu fissuré, contenant sur une hauteur  $l$  de terrain par ailleurs imperméable  $n$  fissures parallèles identiques d'épaisseur  $e$  (De Marsily 1994). Elle est généralisable aux trois dimensions d'espace pour donner :

$$\mathbf{V} = -\frac{\omega e^2}{12} \frac{\rho g}{\mu} \text{grad}H$$

où  $\omega$  définit la porosité du milieu et où  $H$  est la charge hydraulique.

La charge hydraulique est définie par  $H = z + p$  où  $p$  est la pression exprimée en hauteur d'eau et où  $z$  est la cote du point  $M$  étudié, définie à une constante près. Une formule similaire est obtenue lorsque le milieu poreux est constitué de  $n$  canaux circulaires de rayons  $r$  et tous parallèles entre eux.

#### B. Tenseur de conductivité - tenseur de perméabilité.

L'écriture tensorielle permet de décrire que pour un gradient dans une direction  $x$  donnée, l'écoulement a des composantes sur les directions perpendiculaires  $y$  et  $z$ . On peut, en changeant le repère orthogonal dans lequel on écrit le tenseur, avoir une expression plus simple de ce dernier ne comportant que des termes sur la diagonale. Les trois directions  $XYZ$  du nouveau repère correspondent alors aux directions privilégiées de l'écoulement correspondant aux directions pour lesquelles l'écoulement est parallèle au gradient de charge. On les appelle les directions principales d'anisotropie du milieu. (De Marsily 1994).

#### C. Modélisation des écoulements dans les milieux rocheux fracturés.

Le type de modèle utilisé pour modéliser les écoulements dans un milieu fracturé dépend en fait de l'échelle du phénomène à étudier, du régime d'écoulement (transitoire ou permanent) et de la densité de la fracturation dans le milieu. On peut de la même façon que pour les milieux exclusivement poreux définir pour un milieu rocheux fracturé la notion de Volume Représentatif Élémentaire.

Dans le cas où l'échelle du phénomène à étudier est supérieure à l'échelle du VER une approche milieu continu pour modéliser le milieu fracturé peut être bien adaptée si l'on ne cherche pas à connaître précisément les flux dans chacune des fractures (Cacas et al. 1990). Ainsi Long et al (1982)

montrent que le comportement hydraulique d'un milieu fracturé est d'autant plus similaire au comportement d'un milieu poreux équivalent que la densité de fracturation croit, que les orientations sont variables et les ouvertures constantes. Dans le cas contraire, lorsqu'il n'est pas possible de définir un VER et dans le cas où le degré de fracturation est très faible, des modèles discrets tridimensionnels décrivant les écoulements à l'échelle de la fracture sont indispensables.

#### 1. Approche milieu continu .

##### **a. Régime permanent :**

En régime permanent et en régime laminaire, on peut calculer, pour un système de fissure parallèles et continues, la conductivité hydraulique équivalente du milieu par :

$$K = \frac{e}{b} K_f + K_m$$

où  $e$  est l'ouverture des fissures,  $b$  est la distance moyenne entre les fissures,  $K_f$  la conductivité hydraulique d'une fissure, et  $K_m$  la conductivité de la matrice rocheuse.  $K$  est une conductivité directionnelle, c'est-à-dire donnée pour un gradient hydraulique parallèle au plan de fissure (De Marsily 1994). Avec ce type de modèle, on ne cherche donc à représenter que le comportement moyen d'un milieu équivalent.

Pour modéliser le comportement hydraulique d'un milieu fracturé composé de plusieurs familles de fractures, on peut, pour chaque famille, définir un tenseur de conductivité à partir de la conductivité directionnelle précédente. Le tenseur de conductivité de tout le milieu est alors la somme des tenseurs précédents. On peut en déduire les directions principales d'anisotropie du milieu. Ces directions peuvent permettre en pratique de déterminer une discrétisation intéressante du milieu (de Marsily 1994).

##### **b. Régime transitoire :**

Les deux équations utilisées dans l'approche double perméabilité sont les suivantes :

$$S_i(h_i) \frac{\partial h_i}{\partial t} = \operatorname{div} \left( \overline{K_i(h_i)} \cdot \overline{\operatorname{grad}(h_i)} \right) + \alpha(h_i - h_j)$$

$$S_j(h_j) \frac{\partial h_j}{\partial t} = \operatorname{div} \left( \overline{K_j(h_j)} \cdot \overline{\operatorname{grad}(h_j)} \right) - \alpha(h_i - h_j)$$

où  $h_i$  (resp  $h_j$ ) est la charge hydraulique observable dans le milieu continu des fractures (resp de la matrice) au sein du volume représentatif élémentaire concerné,  $S_i(h_i)$  est le coefficient d'emmagasinement spécifique du milieu (i),  $K_i(h_i)$  le tenseur de conductivité du milieu (i) et  $\alpha(h_i - h_j)$ , le terme d'échange entre les deux milieux : Les coefficients d'emmagasinement et le tenseur de conductivité sont a priori des fonctions de la charge hydraulique  $h_i$ . Le terme d'échange, peut être en première approximation une fonction de la perméabilité du milieu le moins perméable et de la surface de contact entre les deux continuum.

Ces équations sont dites équations de la diffusivité, le terme d'échange étant le terme source de l'équation classique (V. aussi De Marsily 1994).

## 2. Modèles à chenaux :

De nombreux modèles représentant de façon discrète le réseau de fractures ont été mis au point les années passées. Ils sont constitués d'un modèle géométrique pour décrire la structure du réseau et d'un modèle d'écoulement adapté à la géométrie précédente.

Le modèle géométrique est construit par tirage de fonctions aléatoires données permettant de définir l'extension, l'orientation, l'ouverture du réseau de fractures sur lequel sera dessiné ensuite le réseau de fissures (Cacas et al. 1990a). Les différents modèles géométriques se distinguent par des représentations différentes de la distribution spatiale et de la forme à donner aux zones effectives d'écoulements (disques, parties de plans, tubes). De nombreuses expériences à l'échelle de la fracture ont en effet mis en évidence que le fluide ne circule que suivant quelques chemins privilégiés contenus dans le plan de fracturation : les fissures (Bourke 1987 ; Neretnieks et al 1987 ; Abelin, 1988). Les modèles à chenaux s'appuient sur cette observation.

Un modèle d'écoulement est ensuite appliqué au système de fractures. L'équation de continuité en chaque noeud du réseau est associée à une équation d'écoulement dans les tubes [équation unidimensionnelle de la diffusivité dans chaque tube (Billaux 1990), équation linéaire liant le débit au gradient de charge entre deux noeuds du type Darcy ou Poiseuille (Cacas et al. 1990b)]. Ces équations sont résolues soit analytiquement (Long et al, 1985) soit à l'aide de schémas de résolution numériques aux différences finies ou aux éléments finis.

**ANNEXE 4 :**  
**CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES**  
**DU MILIEU URBAIN OUAGALAIS**

<b>I. ANISOTROPIE DU MILIEU URBAIN ET VARIABILITÉ DE LA PERMÉABILITÉ SUIVANT LES QUARTIERS .....</b>	<b>16</b>
<b>II. ETUDE STATISTIQUE DE LA PERMÉABILITÉ LE LONG D'UN CEP. ....</b>	<b>19</b>
<b>III. ETUDE DES CARACTÉRISTIQUES DES OUVERTURES SUR DIFFÉRENTS QUARTIERS.....</b>	<b>24</b>

## I. Anisotropie du milieu urbain et variabilité de la perméabilité suivant les quartiers.

### A. Anisotropie et orientation générale des blocs :

Sur la majorité des quartiers de Ouagadougou, les blocs de concessions rectangulaires définissent une trame de voirie orthogonale privilégiant deux directions de drainage. La densité des voies dirigées suivant l'orientation générale de ces blocs (direction Parallèle P) est souvent plus importante que dans la direction perpendiculaire (direction Orthogonale O). La perméabilité totale de bande du quartier est donc à priori variable suivant la direction. Cette anisotropie du milieu est mise en évidence dans les paragraphes suivants pour différents quartiers de la ville (Fig. 1).

Seules les perméabilités totales moyennes à l'échelle d'un quartier  $P_F(O)$  et  $P_F(P)$ , relatives respectivement aux directions fictives d'écoulement O et P, sont comparées ici. (la variabilité de la perméabilité totale le long d'un Couloir d'Écoulement Principal (CEP) est présentée dans l'annexe Z9). Par ailleurs, la perméabilité partielle de bloc est supposée nulle ce qui est réaliste pour la majorité des quartiers (cf. Chapitre VII : *Transmissivité des Zones Bâties*). La perméabilité totale moyenne des quartiers relative à la direction  $\Delta$  correspond donc à la seule perméabilité partielle de rue. Elle a été déterminée par la mesure systématique, sur différents transepts des quartiers concernés, de la largeur des blocs et des rues. Les documents utilisés à cette fin sont soit des photographies aériennes au 1/5000<sup>ème</sup> et au 1/10000<sup>ème</sup>, soit des cartes d'occupation du sol au 1/10000<sup>ème</sup> (Ouedraogo 1993). Les différents quartiers étudiés sont les suivants :

#### Abréviations :

##### Quartiers au centre et à proximité du centre

Centre : quartier du centre ville très commercial,  
Orstom : zone administrative proche du centre,  
Bilba : Bilbalogo - résidentiel ancien  
Saints : Quartier Saints - résidentiel ancien  
Kamsao : Kamsaoghin - résidentiel ancien

##### Quartiers en périphérie de la ville

Patte d'Oie : résidentiel récent bien valorisé  
Kalgon : Kalgondin : résidentiel récent  
Wloti : Wemtenga loti - résidentiel très récent  
Wspou : Wemtenga Spontané - habitat spontané

Pour la majorité des quartiers, le milieu urbain est anisotrope, la perméabilité totale moyenne pouvant varier d'un rapport de 1 à 2 suivant la direction envisagée !

Pour certains quartiers en revanche, même si les voiries sont dirigées suivant deux seules directions perpendiculaires, il n'est pas possible de dégager une orientation générale des blocs de concessions ; il s'agit en particulier de la plupart des quartiers lotis depuis les années 1980 pour lesquels les services d'urbanisme ont cherché à casser la monotonie des lotissements des années 50. Il s'agit aussi plus spécifiquement du quartier spontané de Wemtenga pour lequel l'organisation des voies est complètement désordonnée. Dans ce cas là , et contrairement aux quartiers précédents, les voies sont dirigées dans une multitudes de directions différentes. Dans ces deux cas de figure, nous n'avons présenté qu'une perméabilité totale moyenne non orientée  $P_{Fm}$ .

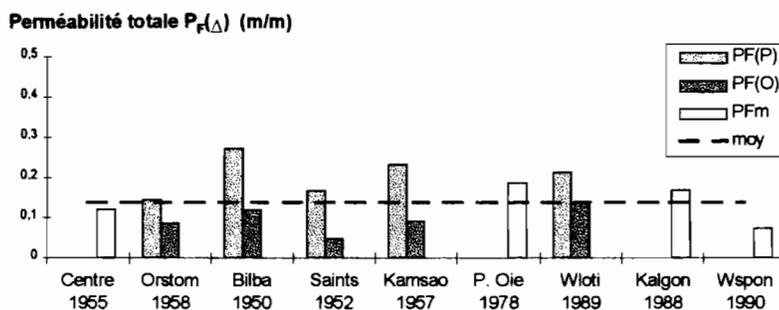


Fig. 1 : Perméabilité totale moyenne des quartiers dans la direction parallèle à l'orientation générale des blocs  $P_f(P)$  et dans la direction orthogonale  $P_f(O)$

Enfin, la perméabilité totale est en moyenne relativement peu variable d'un quartier à l'autre que l'on ait à faire à un quartier administratif (Orstom), à un quartier commercial (Centre), à des quartiers lotis anciens (Bilbalogo, Kamsaoghin, Quartiers Saints) ou à des quartiers lotis plus récents (Patte d'Oie, Kalgondin, Wemtenga). Ceci correspond au fait que la proportion de la superficie d'un quartier affectée à la voirie est en générale relativement constante (environ 20%).

### B. Orientation des blocs par rapport à la pente :

En comparant pour les différents transepts étudiés sur la ville l'orientation générale des blocs de concessions par rapport à la pente générale du versant (déterminée à l'aide des courbes de niveau d'une carte topographique de l'Institut Géographique du Burkina Faso au 1/25000<sup>ème</sup>) on constate que les blocs sont orientés dans plus de 90% des cas suivant la plus grande pente.

La perméabilité totale d'un quartier qui est intéressante au vu des écoulements est celle relative à la ligne de plus grande pente du quartier. C'est elle qui définit la capacité d'évacuation des sections en travers d'un CEP donné. Elle correspond donc en règle générale à  $P_f(O)$ . Comme  $P_f(O)$  est généralement supérieur à  $P_f(P)$ , un quartier entièrement consolidé a donc son ouverture maximale dans le sens des écoulements, ce qui est heureux.

### C. Largeur moyenne des rues en fonction des quartiers.

Si la perméabilité ne varie pas beaucoup d'un type de quartier à l'autre, on constate une diversité de largeurs moyennes de rues beaucoup plus importante.

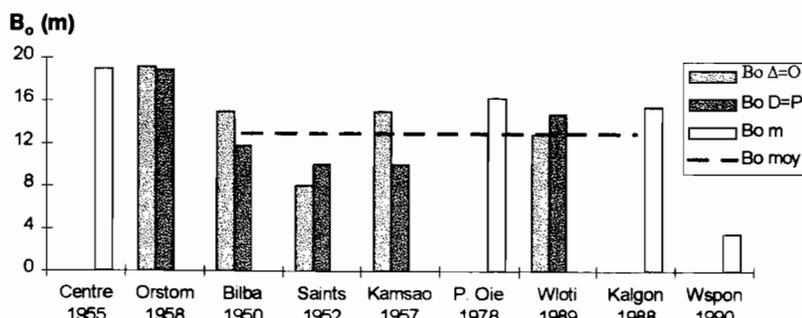


Fig. 2 : Largeur moyenne  $B_o$  des voies routières sur les différents quartiers suivant les directions  $\Delta=P$  et  $\Delta=O$ .

Trois remarques se dégagent des observations précédentes :

- les rues sont en moyenne plus larges sur les quartiers de type administratif et commercial que sur les quartiers d'habitat résidentiel traditionnel.
- pour les quartiers loti d'habitat traditionnel, on constate :
  - a) si les quartiers sont anciens, la même anisotropie pour la largeur des rues que pour la perméabilité totale et si les quartiers lotis sont récents la même relative isotropie.
  - b) Les voies sont de plus légèrement plus larges pour les quartiers récents que pour les autres.
- la largeur moyenne des voies est beaucoup plus petite sur les quartiers d'habitat spontané (sur les 83 voies relevées, 65 ont une largeur inférieure à 4m et 3 voies seulement ont une largeur comprise entre 10 et 15m)
- la taille des rues est aussi variable suivant l'orientation dans laquelle on regarde le quartier.
- l'orientation des rues les plus larges est, au regard des résultats obtenus sur les divers quartiers, indépendante de l'orientation générale des blocs.

### D. Conclusion :

On peut donc mettre en évidence sur la plupart des quartiers une relative anisotropie de l'ouverture du milieu, tant du point de vue de la perméabilité totale du quartier, que du point de vue de la largeur moyenne des voies. Pour certains quartiers, tels que les quartiers anciennement lotis, on observe ainsi une orientation principale des voies et une direction secondaire qui lui est orthogonale. L'ouverture est plus importante dans la direction parallèle à l'orientation principale des voies que dans l'autre direction. Par ailleurs, l'axe de pénétration principal du bassin versant est souvent, de façon à limiter les travaux de terrassement, parallèle à l'orientation du drain principal du bassin et les autres voies lui sont de même fréquemment parallèles (et donc parallèles en général aux courbes de niveau des versants du bassin).

Pour d'autres quartiers, cette anisotropie du milieu est bien loin d'être évidente : c'est le cas des quartiers d'habitat spontané et/ou de certains quartiers résidentiels récents : l'organisation des voies, si elle est structurée, est différente de l'organisation précédente même si l'on trouve toujours des voies principales parallèles au fond du bassin versant. Elles ne définissent plus cependant l'orientation générale des blocs d'habitations mais l'orientation générale des sous quartiers, les blocs d'habitations étant disposés indifféremment dans une direction ou dans la direction perpendiculaire à l'intérieur des îlots. La perméabilité totale moyenne des sections d'écoulement, est donc, à l'échelle du quartier, identique quelque soit la direction envisagée.

## II. Etude statistique de la perméabilité le long d'un CEP.

### A. Introduction :

Soit un Couloir d'Écoulement Principal donné orienté suivant la direction principale  $\Delta=P$ . Nous étudions ici la variabilité, le long du CEP, de la perméabilité des sections en travers du CEP. Nous utilisons les notions de perméabilité totale de bande,  $P_F(\Delta)$ , perméabilité partielle de rue  $P_R(\Delta)$ , et de perméabilité partielle de bloc  $P_B(\Delta)$ , relatives à la direction principale d'écoulement  $\Delta$ . Ces notions sont définies au Chapitre VII : *Transmissivité des Zones Bâties*.

Nous avons supposé dans cette étude que la perméabilité partielle de bloc était seulement due à la présence éventuelle de terrains vagues au sein de la section étudiée. C'est à dire, nous avons supposé que les blocs de concessions du quartier sont totalement imperméables aux écoulements.

L'étude suivante a été réalisée sur le quartier de Patte D'oie. Elle concerne la perméabilité de différents CEP potentiels contenus dans une zone de 1500m\*1500m. Cette zone est située sur un versant du quartier de Patte d'Oie que l'on peut, d'après les lignes de niveau du quartier, assimiler à un versant plan. Nous avons donc étudié N CEP orientés perpendiculairement aux lignes de niveau. Ces CEP ne correspondent pas à des CEP réels mais à des couloirs d'une largeur arbitraire  $L_f$  et espacés entre eux d'une distance  $\Delta x=100m$ . Ces CEP définis par une bande dont les limites sont rectilignes et parallèles, ont pour abscisse sur la zone étudiée  $x_i = i * \Delta x$ .

Pour chacun de ces N CEP, nous avons déterminé, de l'amont du CEP vers l'aval du CEP, la perméabilité de différentes sections du CEP espacées d'une distance  $\Delta y=200m$ . Pour chaque CEP, 10 sections ont été décrites : elles ont pour ordonnée  $y_j = j*\Delta y$ . La perméabilité des N sections d'ordonnée  $y_j$  sur la zone décrite et qui correspondent aux N CEP étudiés, a été extraite du relevé de perméabilité de la bande de bâti  $R_j$  d'ordonnée  $y_j$  sur la zone. Ce relevé a été réalisé à partir de l'observation de la photographie aérienne au 1/5000<sup>ème</sup> de la zone. Pour chaque bande ont été relevés dans leur ordre d'apparition sur la bande la longueur des différents éléments suivants : rues, bloc bâtis, espaces vides (terrains vagues, réserves administratives non utilisées...).

10 bandes, orientées suivant l'axe Ox, d'une longueur chacune de 1500m et espacées l'une de l'autre de  $\Delta y = 200m$ , ont ainsi été relevées. Elles sont numérotées de B10 (B10) à B1 (B1): la section (B1) B1 se situant à l'amont du versant et la section (B10) B10 en fond du marigot.

Nous avons donc utilisé une fenêtre mobile d'observation de ces bandes. La largeur de la fenêtre,  $L_f$ , correspond à la largeur voulue pour décrire le CEP.

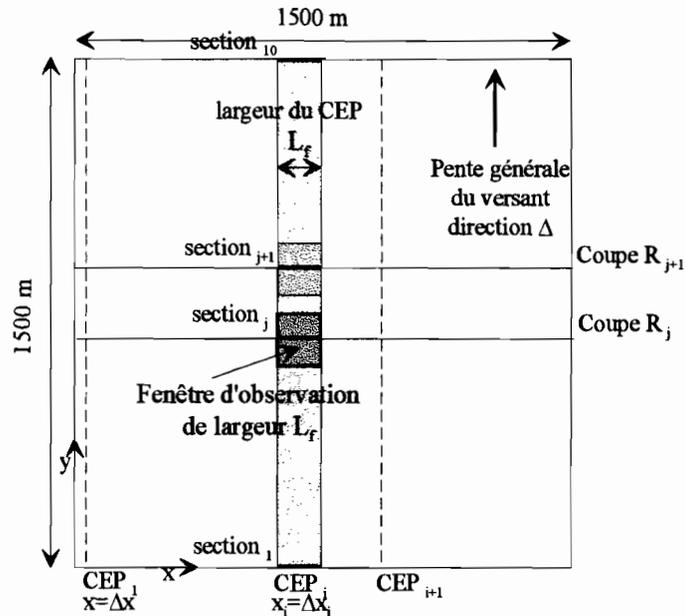


Figure 1 : Principe du relevé :

1. Orientation des CEP parallèle à la pente du versant de direction  $\Delta$ .
2. Largeur des CEP =  $L_f$  = largeur de la fenêtre mobile d'observation de la zone.
3. Nombre de CEP observés  $N$  dépendant de la largeur  $L_f$ .
4. Espacement entre deux sections décrites d'un même CEP :  $\Delta y = 200m$ .

## B. Variabilité de la perméabilité totale le long des CEP.

### 1. Cas d'un CEP de largeur fictive : $L_f=500m$ .

Nous présentons ici la variation de la perméabilité d'une section en travers d'un CEP le long du CEP. Nous avons fixé arbitrairement la largeur d'un CEP à  $L_f=500m$ . Onze CEP, notés respectivement CEP1, ..., CEP11 ont donc été définis. Pour chacun de ces CEP ont été déterminées la perméabilité des 10 sections du CEP correspondant à la tranche des 10 bandes relevées interceptées par le CEP.

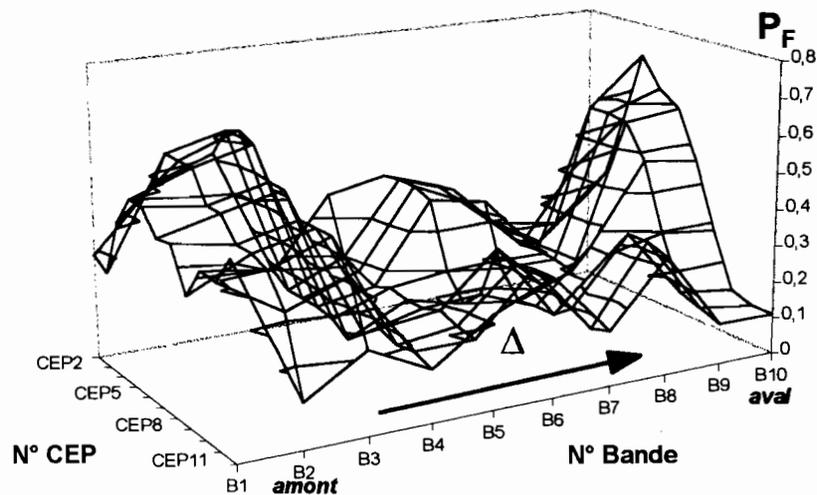


Fig. 3 : Variabilité de la perméabilité totale  $P_f$  des sections en travers d'un CEP le long de différents CEP parallèles de direction  $\Delta$  (terrains vagues compris) ; largeur fictive du CEP :  $L_f=500m$ .

De l'amont à l'aval d'un CEP donné (direction  $\Delta$  Fig. 3), la variabilité de la perméabilité totale  $P_F$  de la section en travers du CEP en fonction de la bande décrite (et donc en fonction de la distance entre la section en travers du CEP décrite et l'origine amont du CEP) est importante : donc la perméabilité du CEP vue par un écoulement se dirigeant vers les bas fonds du bassin (de B1 à B10) est très variable.

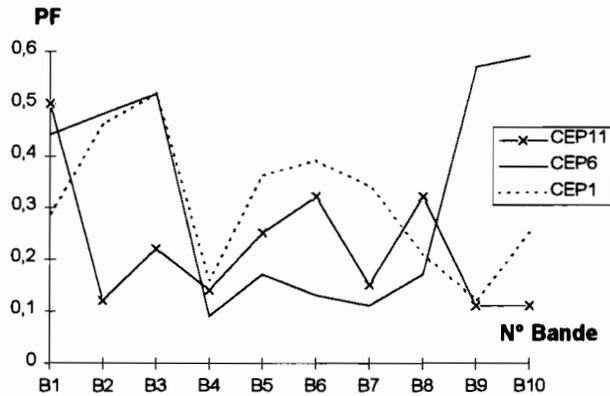


Fig. 4 : Variabilité de la perméabilité totale des sections en travers des CEP 1, 6 et 11.

La perméabilité totale peut varier entre deux sections successives distantes de 200m d'un rapport 1 à 5 !... la perméabilité minimum étant de 0,1. (Fig. 4). Pour un CEP donné, on a donc présence de sections qui ont une ouverture très réduite et qui peuvent jouer le rôle de goulot d'étranglement<sup>2</sup> (sections de la bande B4 pour les CEP 1, 6 et 11 ; sections des bandes B9 et B10 pour le CEP 11 ; ...).

**2. Des bandes à perméabilité réduite.**

On remarque que ces sections réduites d'écoulement peuvent être observées à l'échelle supérieure de l'échelle du CEP : il en est ainsi de la bande B4 et dans une moindre mesure de la bande B5. Les sections de cette bande ont pour les 11 CEP décrits ci dessus une perméabilité beaucoup plus faible que sur les différentes bandes. En fait, tous les blocs de la bande B4 sont orientés suivant la direction perpendiculaire à la direction des écoulements  $\Delta$  et ont par ailleurs une longueur moyenne plus importante que la longueur moyenne des blocs sur le quartier : l'encombrement du milieu par le bâti est en toute zone de cette bande maximum et la perméabilité du milieu minimale

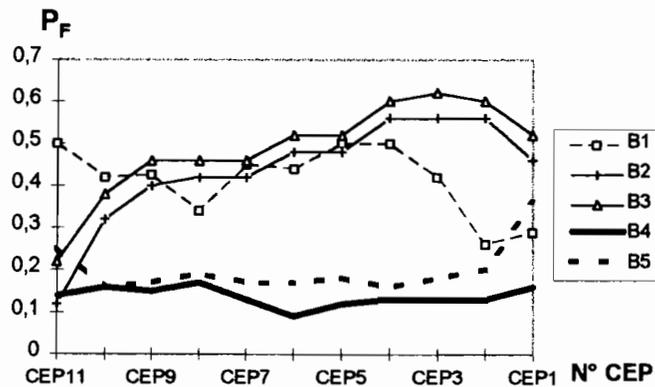
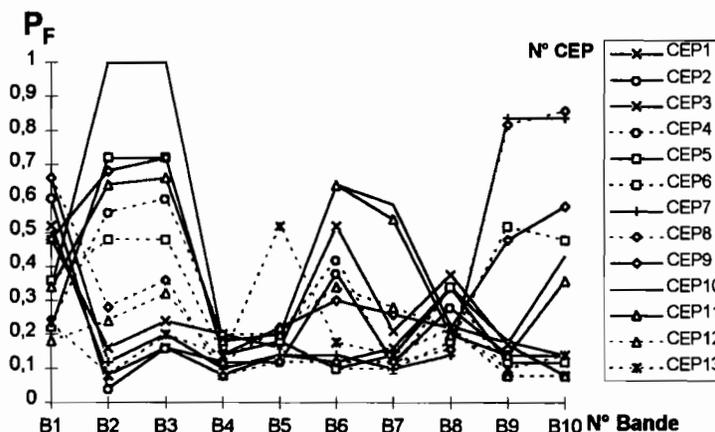


Fig. 5 : Bande B4 : bande à perméabilité très faible quelque soit le CEP.

<sup>2</sup> Pour une bande donnée (par ex. B5),  $P_F$  est aussi très variable en fonction de l'abscisse de la fenêtre d'observation, i.e. , pour une bande donnée,  $P_F$  est très variable d'un CEP au CEP voisin qui lui est parallèle).

3. Cas d'un CEP de largeur fictive :  $L_f=250m$ .

La variabilité de la perméabilité des sections successives d'un CEP donné est d'autant plus grande que la largeur du CEP est petite. Quelque soit la largeur fictive que l'on affecte au CEP, on remarque l'existence de goulots d'étranglement correspondant à des sections du CEP de perméabilité réduite. Pour tous les CEP, on observe aussi toujours un goulot d'étranglement au niveau de la même bande de bâti relevée : la bande B4.



**Fig. 6 : variabilité de la perméabilité totale le long de Cep de largeur fictive  $L_f=250m$ .**  
Goulet d'étranglement général au niveau de la bande de bâti B2.

C. Remarques sur l'organisation du bâti

1. La structure des îlots de blocs :

Les axes de circulation principaux du quartiers délimitent différents îlots de taille moyenne (250\*250m). Les blocs d'habitations constituant ces îlots sont disposés de façon à protéger le centre de l'îlot : de ce fait les blocs d'habitation extérieurs à l'îlot ont une longueur importante (certains font jusqu'à 250m de long ! ) et sont peu nombreux (on ne trouve souvent que 4 blocs extérieurs chacun d'entre eux occupant les 3/4 d'une des façades de l'îlot) alors que les blocs à l'intérieur sont plus petits (souvent aussi au nombre de 4). De ce fait, pour une direction donnée, le nombre de voies sur une façade extérieure à îlot donné est plus petit que le nombre de voies à l'intérieur de l'îlot.

Le fort taux d'encombrement de la section B4 quelque soit l'abscisse où on se place s'explique très bien par la position de B4 sur le quartier et par la remarque précédente. B4 (de même que B2) est en limite d'une voie principale du quartier (25 m de large) qui constitue donc la limite des différents îlots qui jouxtent l'axe. La longueur des blocs sur cette section est beaucoup plus grande que sur les sections d'à côté.

2. L'influence de l'organisation des blocs au sein des îlots sur les chemins de l'eau :

Dans la majorité des cas d'îlots, il est impossible de traverser l'îlot en ligne droite ! La distance à parcourir par l'eau pour traverser un îlot est donc augmentée. Aussi, certaines voies internes à l'îlot sont masquées à l'amont par un bloc de grande longueur perpendiculaire à la direction de

l'écoulement : elles jouent donc certainement un rôle moins important que les autres lors du transit des flux par l'îlot.

##### a. Allongement de parcours et voies cachées :

On regarde la distance nécessaire à l'eau pour traverser une tranche de quartier de 500m de large et de 1500m de long, en suivant les rues et en prenant le chemin le plus court. L'allongement moyen de la distance à parcourir sur ces quartiers est de 9 à 14%, toutes voies confondues, et le nombre de voies cachées est toujours supérieur à 20% du nombre de voies totales.

##### b. Voies déviées - voie non déviées.

Le nombre de voies non déviées est identique quelque soit la position de la tranche sur le bassin et elles correspondent toutes aux différentes voies de 25 m (ou plus) de large. Par ailleurs, toutes les voies de moins de 15m de large sont déviées !!!

On peut donc supposer une concentration des écoulements vers les voies de grande largeur qui sont rectilignes pour la plupart et qui représentent le chemin le plus court pour l'eau.

## D. Conclusion :

1. La perméabilité totale du milieu est très variable en fonction de la section d'écoulement lorsque l'on descend un axe potentiel d'écoulement. Ceci est dû :
  - a) à la présence de terrains vagues de grandes dimensions en différents endroits du quartier précédant des zones bâties ... (zones d'expansion des écoulements) ;
  - b) à la présence de sections de bâti plus encombrées pouvant jouer le rôle de goulet d'étranglement (cas où l'orientation principale des blocs est perpendiculaire à la direction des écoulements).
2. La structure (externe - interne) des îlots est, pour ce quartier, défavorable au transit des écoulements : la plupart des voies internes aux îlots sont cachées par les blocs et la transmissivité du milieu en est donc probablement réduite.
3. Les écoulements auront de ce fait probablement tendance à se concentrer dans les axes de circulation routière principaux (qui ne sont pas sinueux - pas d'obstacles aux écoulements en travers de ces voies...)

La variabilité de la perméabilité du milieu est donc importante. Or c'est une caractéristique importante du milieu au regard du transit des écoulements (Chapitre VIII : *Laminage des crues*). Il semble donc hasardeux d'utiliser, dans une modélisation fine des écoulements, une perméabilité moyenne du milieu à l'échelle d'un quartier. Ces résultats sont essentiellement dus à l'organisation particulière du bâti au sein des différents îlots du quartier de Patte d'Oie et l'on ne serait certainement pas arrivé aux mêmes conclusions si l'on avait étudié un quartier résidentiel ancien (organisation beaucoup plus régulière - absence de vides autres que les rues), un quartier administratif ou un quartier d'habitat spontané (complètement non structuré).

### III. Etude des caractéristiques des ouvertures sur différents quartiers.

#### A. Introduction

Les différents résultats suivants ont été tirés des relevés de pénétrabilité effectués en Juillet Août 96 sur les trois quartiers de Ouagadougou déjà présentés précédemment. L'étude a été faite par quartier en utilisant les données issues de toutes les voies relevées sur chacun d'eux. Les résultats présentés ci dessous sont rapportés à 1000m de façade de voirie bâtie ou potentiellement bâtissable. (la largeur des rues n'intervient pas dans les calculs). La plupart des graphiques présentent des distributions d'ouvertures et concernent le nombre d'ouvertures correspondant à une caractéristique donnée.

	Longueur totale avec rues et réserve administratives	Longueur totale sans rue et réserves administratives	% d'occupation de l'espace par le bâti
Patte d'Oie	4340 m	3800 m	88 %
Wemtenga Spontané	4650 m	4225 m	93 %
Wemtenga Loti	5240 m	4730 m	90 %

Tableau 2 : Longueur totale des voies relevées et pourcentage de la partie bâtie non transmettrice.

#### B. Répartition orifices - seuils : variabilité en fonction des quartiers

Les deux types d'ouvertures classique dans le bâti (seuil simples et orifices) sont étudiés séparément par la suite.

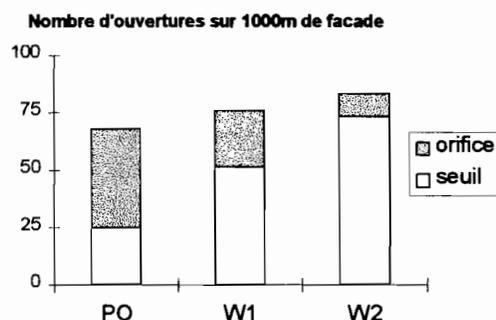


Fig. 7 : distribution d'ouvertures de type seuil ou orifice en fonction du type de quartier.

Tout d'abord on peut remarquer que la taille moyenne des concessions sur les quartiers d'habitat spontané est légèrement inférieure à la taille des concessions sur les quartiers lotis : le nombre plus important d'ouvertures sur le quartier spontané que sur les quartiers lotis est donc normal. Par ailleurs plus le quartier est récent (PO : loti ancien - W1 : loti récent - W2 : spontané en périphérie de W1), plus le nombre total d'ouvertures dans le milieu est important et plus la proportion d'ouverture « fermées » est faible. Les ouvertures fermées correspondent à des portails d'accès aux concessions en fer forgé, tôle ondulée, en paille. Le milieu tend doublement à se refermer en vieillissant : les vides dans les murs de concessions sont comblés et les entrées vides remplacées par un portail.

## C. Répartition des longueurs d'ouvertures suivant les quartiers :

### 1. Ouvertures de type seuil simple

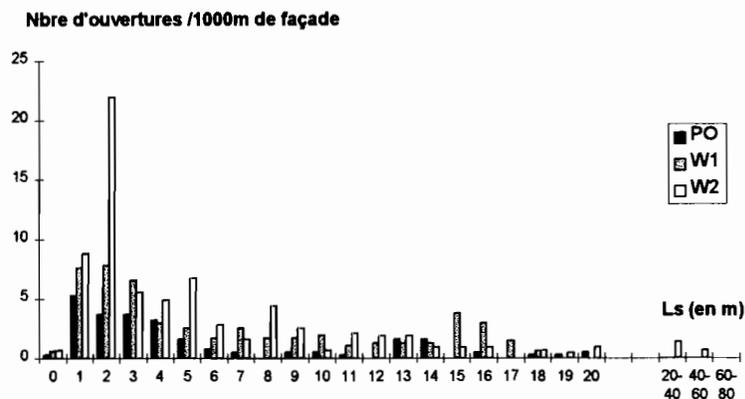


Fig. 8 : Distribution des longueurs de seuil pour 1000m de façade (toutes hauteurs confondues).

#### Commentaires :

1. Pour Patte d'Oie : la majorité des ouvertures ont une longueur comprise entre 1 et 4 m. cela correspond naturellement aux différents vides faisant office de porte d'entrée et à ceux utilisés pour faire rentrer un véhicule dans la concession. On constate aussi une autre concentration d'ouvertures autour de 15m de longueur : cela correspond aux concessions « oubliées » ou délaissées par leur propriétaire totalement vides (elles font toutes 15\*20m, la dimension la plus petite étant celle attachée à la rue)

2. Pour le quartier W1 loti récemment, la distribution est aussi bimodale même si les deux modes sont moins marqués. Explication : quartier en construction , un certains nombre de murs d'enceinte inachevés et / ou murs de 6-8-10m correspondant aux murs des habitations qui seront ensuite inclus dans le mur d'enceinte.

3. Quartier spontané W2 : un mode très prononcé entre 1.5 et 2.5m ! une très forte proportion des seuils font 2m de large ce qui correspond à un passage d'homme : pas de voiture pour les habitants de ces quartiers (la mobylette est reine à Ouagadougou et la bicyclette y porte très bien son surnom français de « petite reine »). L'origine des vides est différente de précédemment : la structure désordonnée du milieu fait apparaître de nombreux vides supplémentaires de toutes tailles entre les concessions qui ne sont pas valorisés. (cf. vides de 20m et plus). Ces vides interstitiels spécifiques au milieu d'habitat spontané sont soit utilisés comme passages entre les concessions (les vides de faibles dimensions (2-4m), ne correspondent pas forcément aux entrées des concessions) soit comme simple terrain vague. (il existe aussi des réserves administratives sur les quartiers lotis mais elles sont bien délimitées et insérées dans l'organisation générale des blocs de concessions).

### 2. Ouvertures de type Orifice

L'étude des longueurs des ouvertures de type orifice correspondant dans ce cas à des portes ou portails d'entrée, révèle les points suivants :

1. sur le quartier de PO, la moitié des ouvertures de ce type correspondent à des portes d'entrée pour homme (de 1 à 2m) et la seconde moitié à des portails pour véhicule (3 et 4m). Ces deux

ouvertures peuvent coexister pour une même concessions (mais à ce moment là c'est plutôt une porte d'un mètre +un portail de 3m),

2. Sur le quartier W1, le nombre d'ouvertures pour homme est sensiblement identique au précédent. Une nette baisse s'observe pour les portails pour véhicule : les habitants des quartiers récents ont moins *duré* (à la ville (Expression ouagalaise : entendre « ... sont en ville depuis moins longtemps ... ») que ceux du quartier précédent et sont donc moins riches...
3. sur le quartier W2 : les portails pour homme sont nettement moins nombreux que sur les autres quartiers (deux fois moins nombreux que sur PO) et les portails pour véhicule à 4 roues inexistant. (on peut mettre ce résultat en rapport avec la largeur moyenne des voies sur ce quartier (3.5m) qui n'est visiblement pas prévue pour la circulation des véhicules)

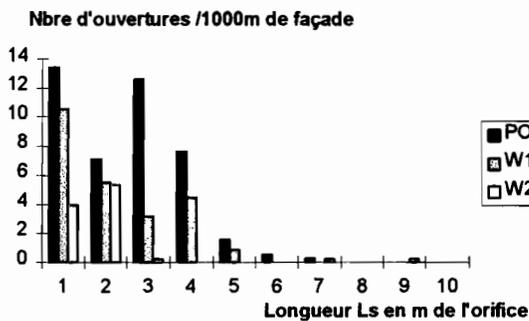


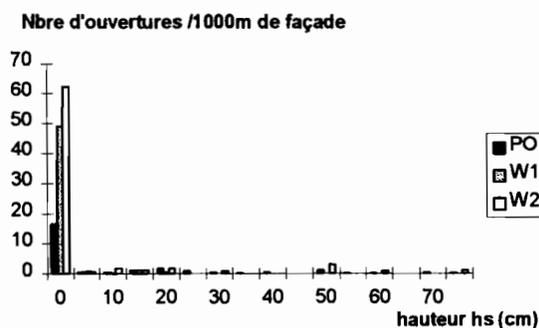
Fig. 9 : distribution des longueurs d'orifice toutes hauteurs confondues pour 1000m de façade

### D. Etude des hauteurs de seuil pour les seuils simples et les orifices :

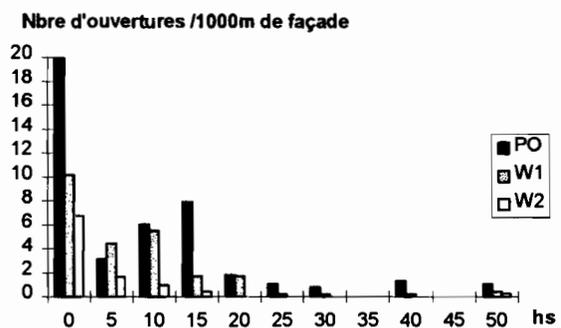
Les résultats suivants sont donnés toutes voies d'un même quartier confondues.

#### a. Distribution des hauteurs de seuil pour les seuils simples (Fig. 10a)

La distribution des longueurs d'ouverture en fonction de la hauteur du seuil  $h_s$  montre que la quasi-totalité des ouvertures de type seuil simple ont une hauteur nulle ou assimilable (Fig. 10a). Ainsi les seuils simples de hauteur de seuil  $h_s$  nulle correspondent respectivement à 67%, 85% et 95% des seuils simples sur les quartiers de PO, W2 et W1. On remarquera aussi que les ouvertures de longueur supérieure à 8m sont systématiquement de hauteur nulle (Tableau 3). Elles correspondent pour la quasi totalité d'entre elles à des concessions en chantier ou pour beaucoup oubliées pour le moment.



a. seuils uniquement



b. orifices uniquement

Fig. 10 : Nombre d'ouvertures de hauteur  $h_s$ , (toutes longueurs confondues) pour 1000m de façade.

#### Annexe 4 : Caractéristiques géométriques du milieu urbain ouagalais

	seuils de plus de 8 m en % du nombre de seuils total	% des seuils de plus de 8m ayant une hauteur $h$ , nulle
PO	23	92
W2	22	87
W1	36	98

Tableau 3 : hauteur  $h$ , des seuils de longueur  $L$ , supérieure à 8m.

#### b. Distribution des Hauteurs de seuil pour les orifices (Fig. 10b)

Une proportion des orifices moins importante que précédemment a une hauteur de seuil nulle ou assimilée (46, 67 et 41% respectivement pour PO, W2 et W1) : l'investissement dans une porte ou un portail s'accompagne aussi généralement d'un investissement dans une surélévation du seuil de la porte ou du portail permettant de se protéger en partie contre les inondations extérieures s'il y a lieu.

Commentaires :

1. La distribution est exponentiellement décroissante pour le quartier d'habitat spontané (W2) : 84% d'entre eux ont une hauteur inférieure à 10cm. Ceci s'explique par la situation en tête de bassin versant du quartier et la non nécessité de se protéger contre les inondations.
2. Pour le quartiers loti de Wemtenga (W1), la distribution est bimodale : aucune explication à priori puisque le quartier est aussi en tête de bassin.
3. Pour le quartier loti de PO, les hauteurs non nulles et parfois importantes de certains seuils s'expliquent par la situation de plusieurs façades relevées en fond de marigot et donc sujettes à de fréquentes inondations.

#### c. Répartition de l'ouverture des orifices sur les différents quartiers :

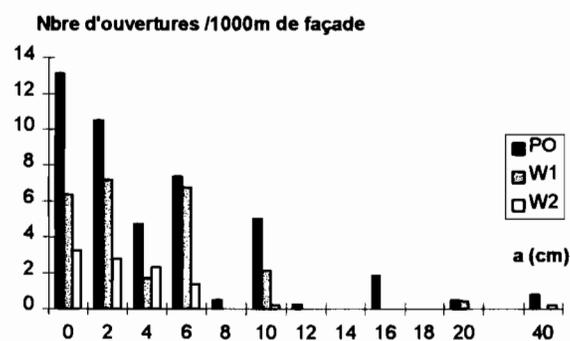


Fig. 11 : Distribution de l'ouverture  $a$  des orifices.

Commentaires :

1. quelque soit le quartier le nombre d'orifices dont l'ouverture est nulle ou très faible représente environ 1/3 des orifices (35%). Plus de 60% des orifices ont des ouvertures inférieures à 2cm (57% PO, 77% W2 ; 59% W1).

2. Les orifices d'ouvertures importante (de 5 à 10cm) (en particulier pour le quartier PO), proviennent des voies situées « au sec » en tout cas pour les situations de pluie courantes.

## E. Conclusion :

Les premières remarques sont générales et s'appliquent à tous les types de quartiers :

1. les largeurs les plus courantes et le type d'ouverture (seuil ou orifice) le plus fréquent sont relativement dépendants du type de quartier étudié et en particulier de son âge. Un quartier a tendance à se refermer au fil du temps, tant horizontalement que verticalement (disparition des concessions en chantiers et des espaces constructibles vides, élévation des murs d'enceinte et apparition de portails).
2. les dimensions verticales des ouvertures (hauteur du seuil et ouverture de l'orifice) sont en revanche indépendantes du type de quartier. Elles sont conditionnées par la situation plus ou moins favorable des concessions au sein du réseau de drainage principal. Les habitants des concessions bordants les voies fréquemment inondées ont tendance à surélever le seuil de leur porte d'entrée et à la fermer de la façon la plus étanche possible à l'aide d'un portail.

Sur l'ensemble des voies étudiées on peut extraire les résultats généraux suivants sur les caractéristiques moyennes des ouvertures :

3. prédominance des ouvertures (seuils ou orifices) de hauteur de seuil nulle (75% tous quartiers confondus ont une hauteur nulle - 85% une hauteur  $h$ , inférieure ou égale à 10cm - 94% une hauteur inférieure à 20cm) ces chiffres sont supérieurs sur les deux quartiers de Wemtenga situés en tête de bassin.
4. prédominance des ouvertures de longueurs comprises entre 1 et 4m (de 20% des ouvertures pour W2 à 30% pour PO ont une longueur de 1m - entre 40 à 50% des ouvertures suivant les quartiers ont une longueur inférieure ou égale à 2m et les ouvertures de longueur inférieures à 4m représentent 83% sur PO et 65% des ouvertures totales sur les deux quartiers de Wemtenga )
5. la quasi totalité des orifices ont une ouverture inférieure ou égale à 5cm (de 80 pour PO à 98% selon tous les quartiers - 55% ont une ouverture inférieure à 2cm et 30% une ouverture nulle donc sont complétement étanche) ces chiffres sont stables suivant les quartiers

Un étude plus détaillée sur les façades décrites du quartier de PO permet de montrer que, pour des voies situées dans des zones inondées relativement facilement, la hauteur de seuil des ouvertures est d'autant plus grande que la hauteur des inondations courantes dans cette zone est importante à moins que la protection contre les inondations des concessions soit infaisable auquel cas les concessions seront désertées. En revanche, l'ouverture des orifices aura tendance à être faible dès lors que la voie est susceptible d'être inondée : 80% des orifices ont une ouverture « a » inférieure à 2cm et 60 % une ouverture nulle soit un portail étanche.

## **ANNEXE 5 :**

### **LES RELEVÉS DE PÉNÉTRABILITÉ**

I. L'ENQUÊTE DE TERRAIN : PRINCIPE ET FORMULAIRE D'ENQUÊTE. ....	30
II. EXEMPLE DE PROFILS DE PÉNÉTRABILITÉ. ....	34
III. ACCÈS AUX CRITÈRES DE COMPARAISON DE LA TRANSMISSIVITÉ. ....	38
IV. POSITIONNEMENT DES BANDES ET DES FAÇADES RELEVÉES. ....	42

## I. L'enquête de terrain : Principe et formulaire d'enquête.

### A. Introduction

La **pénétrabilité** est une caractéristique purement géométrique du milieu. Etudier la pénétrabilité d'un quartier consiste en pratique à décrire les bandes de bâti du quartier de la façon dont elles sont perçues par les écoulements en prenant soin de noter les ouvertures, les obstacles imperméables (hauteur, largeur) et les obstacles semi-perméables (haies végétales par exemple).

Nous avons donc été amenés à effectuer des relevés de terrain permettant d'avoir accès aux caractéristiques géométriques et topographiques de différentes bandes de bâti. La méthode utilisée pour effectuer ces relevés diffère légèrement de celle qui aurait pu être dictée par la définition de la perméabilité et des autres critères de comparaison présentés au chapitre VII <sup>3</sup> : nous avons besoin, pour une étude indépendante sur la pénétrabilité du milieu utilisée dans les chapitre IX et X <sup>4</sup>, des différentes caractéristiques géométriques de la façade située sur la voie support utilisée pour le relevé.

Nous présentons ci-dessous les principes du relevé de pénétrabilité qui est donc relatif à une façade de voie et nous précisons la façon dont nous l'utilisons pour accéder à la perméabilité de la bande de bâti supportée par la façade relevée.

### B. Les thèmes décrits et les critères de description utilisés :

Les critères de description d'une façade que nous avons utilisés sont issus de l'analyse précédente. Nous avons par ailleurs ajouté d'autres critères permettant d'avoir une information plus générale sur le quartier, c'est à dire moins spécifique aux problèmes liés aux écoulements. Ces critères, concernant deux thèmes, la voirie et le bâti, apparaissent sous trois formes principales qui sont :

- le matériau de l'élément observé et en particulier la **densité moyenne des vides** éventuels qui le composent ;
- la **géométrie de l'élément** et en particulier sa longueur ( $L_e$ , mesurée en pas de l'enquêteur) et sa hauteur ( $h_e$ , hauteur de l'obstacle estimée en cm) ;
- la **nature de l'élément** permettant une interprétation thématique plus globale de la bande.

Pour faciliter la tâche des enquêteurs, les critères concernent en premier lieu la façade amont de la bande qui est donc située sur la voie support du relevé. La discontinuité d'un des critères précédents pour cette façade, marque la limite entre deux éléments distincts de la façade. La définition des deux thèmes et des différents critères précédents a conduit à l'élaboration de la nomenclature des éléments

---

<sup>3</sup> Chapitre « Transmissivité des zones bâties »

<sup>4</sup> Chapitres « Vulnérabilité d'une cellule urbaine » et « Modélisation agrégée des zones bâties »

et à celle des descripteurs. Des descripteurs supplémentaires pour les éventuels arrières plans observables entre la façade amont et la façade aval de la bande sont aussi définis.

### C. Le questionnaire d'enquête : éléments décrits et descripteurs utilisés.

Le questionnaire est un tableau à double entrée avec les éléments successifs de la façade amont disposés en colonnes et les questions en lignes. Les lignes sont divisées en quatre sous partie : la première correspond à des informations générales communes à plusieurs éléments ou concernant tous les éléments, les trois suivantes sont spécifiques à l'un ou l'autre type d'élément, et la dernière contient des informations complémentaires concernant les éventuels arrières plans.

Chaque questionnaire est pourvu d'une en-tête renseignant sur le nom du quartier, le nom de la façade décrite, la date, l'orientation approximative du relevé (NS, SN, EW, WE) et le nom de l'enquêteur.

Un exemple de questionnaire renseigné est présenté dans le corps du texte dans le chapitre VI. Une illustration des différents types d'éléments rencontrés le long d'une façade relevée et des descripteurs associés est aussi présentée dans le même chapitre.

**Ligne 1 :** *code descripteur de l'élément.* Nous avons distingué cinq types d'éléments :

Type d'élément	Code descripteur
les murs et murets (mur d'enceinte de la concession ou mur d'habitation),	1
les portails et entrées fermées,	2
les chantiers (pas de mur de concession mais habitations dans la concession),	3
les vides ou entrées ouvertes, (à distinguer par la suite....)	4
les rues	5

**Ligne 2 :**  $L_e$  : *la longueur de l'élément.* C'est la longueur de l'élément mesurée en pas de l'enquêteur. Elle est lors des traitements transformée en mètres à l'aide de la longueur du double pas de l'enquêteur étalonnée par ailleurs.

**Ligne 3 :**  $h_e$  : *La hauteur de l'élément.* Elle n'est mentionnée que si elle est non nulle, i.e. que si l'élément peut constituer un obstacle potentiel aux écoulements. Il s'agit d'une hauteur moyenne sur la longueur de l'élément, en centimètres, et estimée suivant l'appréciation de l'enquêteur. Aucun écoulement n'est sensé pouvoir passer au dessus de l'élément en question si la hauteur de submersion du quartier est inférieure à  $h_e$ . Les rues sont prises de hauteur nulle (on néglige l'éventuelle convexité de la section en travers de la rue).

**Ligne 4 :**  $d$  : *densité de vides de l'élément.* Elle ne concerne que les éléments de type 1, 2 et 3. On mentionne en fait la densité moyenne de vides de l'élément qui est donc comprise entre 0 et 1. Cette densité est appréciée par l'enquêteur.

**Ligne 5 :** *matériau de l'élément*. Cette information concerne les murs (murs en maçonnerie, murs en banco, murs en alpha <sup>5</sup>, autre (à préciser)), les rues (rues revêtues, ou en latérite) et les portails (tôle, alpha, matériau temporaire).

**1. Sous questionnaire concernant les murs.**

**Ligne 6 :** *S : Surface d'ouverture*. Les ouvertures visées sont les ouvertures fréquemment pratiquées en bas du mur pour évacuer les eaux usées. La surface d'ouverture est mentionnée sous la forme d'un diamètre d'ouverture équivalent.

**2. Sous questionnaire concernant les portes et portails.**

**Ligne 7 :** *a : hauteur du jour éventuel entre le seuil du portail et la porte proprement dite*. Cette hauteur est estimée en cm.

**3. Sous questionnaire concernant les rues.**

**Ligne 8 :** *H\*l : dimensions profondeur-largeur d'un éventuel collecteur* situé le long de la rue interceptée par la façade de voie décrite.

**4. Sous questionnaire concernant les éventuels arrière-plans.**

Les renseignements à relever sont destinés à déterminer les éventuelles réductions de la surface disponible aux écoulements au niveau de l'élément de la façade amont du fait d'arrière-plans encombrés compris entre cette façade et la façade aval de la bande (cf. chapitre VII. §A.2.). Une telle réduction de surface est prise en compte par deux descripteurs très simplifiés de la géométrie réelle de ces arrière-plans de façon à ne pas rendre le relevé trop complexe :  $h_{AP}$  et  $R$ .

**Ligne 9 :**  $d_{AP}$  : *éloignement d'un éventuel arrière plan infranchissable*. Cette éloignement est une distance renseignée en mètre et estimée par l'enquêteur.

**Ligne 10 :**  $h_{AP}$  : *hauteur minimum permettant le passage des écoulements* entre la façade amont et la façade aval.

**Ligne 11 :**  $R$  : *Coefficient de réduction de la longueur de l'élément  $L_e$* . Il correspond au rapport estimé entre la largeur minimum observée le long du parcours entre la façade amont et la façade aval de la bande et la longueur de l'élément  $L_e$ . Ce coefficient est compris entre 0 et 1. Il vaut 0 lorsque l'on a par exemple un mur infranchissable au sein du bloc déterminant une impasse pour les écoulements. Il vaut 1 lorsque la largeur disponible à l'écoulement est toujours supérieure ou égale à la longueur  $L_e$  de l'élément décrit de la façade amont.

---

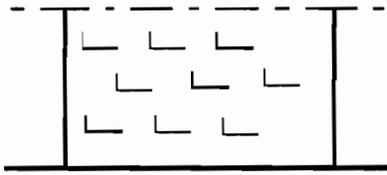
<sup>5</sup> sorte de bambou local.

## D. Règles d'enquête :

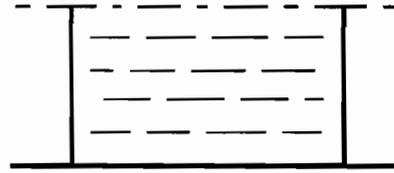
- a) **Les façades** décrites ont dans la mesure du possible une longueur supérieure à 500m.
- b) **Les opérateurs**, au nombre de trois, ont effectué les premiers relevés ensemble de façon à harmoniser leur vision du milieu et en particulier la façon de déterminer les différents renseignements relatifs à l'arrière plan.
- c) **L'espace observé** se limite à l'espace compris entre les deux façades amont et aval de la bande de bâti étudiée. Nous nous sommes aussi limités à la description verticale du milieu sur les premiers 100 centimètres de hauteur, la hauteur de submersion du quartier étant supposée ne jamais dépasser le mètre.
- d) **Les limites d'un élément** de la façades sont déterminées par la discontinuité d'un des critères se rapportant à l'une des lignes 1, 3, 4 ou 5. A chaque élément décrit correspond une colonne et une seule du relevé de pénétrabilité, dans l'ordre ou l'enquêteur les rencontre.
- e) **Les arrière-plans** ne sont décrits que lorsque l'on a sur la façade amont un élément appartenant au thème bâti et permettant de laisser passer l'eau (muret, entrée ouverte ou vide, chantier). Pour les raisons évoquées au point c), un arrière plan constitué d'un mur imperméable d'une hauteur supérieure ou égale au mètre est considéré pour les mêmes raisons que précédemment totalement infranchissable. De même, les arrière-plans situés à une distance  $d_{AP} > l_b$ , où  $l_b$  est la largeur de la bande de bâti au niveau de l'élément observé, ne sont pas pris en compte.
- f) Les codes éléments sont un des cinq définis précédemment. Si l'élément sort de la nomenclature, l'enquêteur le décrit dans la **ligne « observations »**. Cette ligne est par ailleurs utilisée dès lors que la description de l'objet et des arrière-plans ne se suffit pas des différents descripteurs proposés.

## II. Exemple de profils de pénétrabilité.

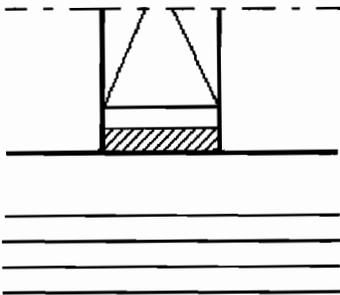
### A. Profils de pénétrabilité: Légendes.



Mur plein en banco.



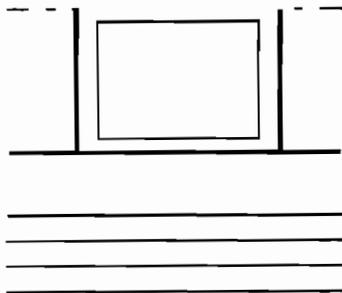
Mur plein en maçonnerie.



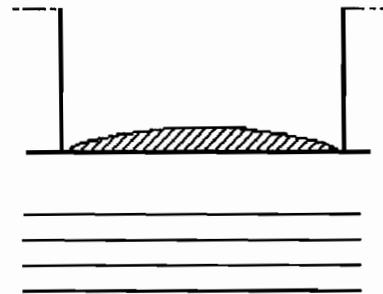
Porte d'entrée en tôle avec un seuil d'entrée surélevé de hauteur de seuil  $h_s = 20\text{cm}$  et un jour (ouverture) entre le radier du seuil et la porte de hauteur  $a=10\text{cm}$ .



Ouverture dans la façade sans arrière plan (AP) : vide de profondeur infinie. C'est donc un chemin hydraulique de type bloc avec  $h_{AP} = 0$  et  $R=1$ .



Ouverture dans la façade avec un arrière plan situé à une distance  $d_{AP} = 15\text{m}$  de la façade. (ici le vide correspond à un chantier de profondeur 15m). L'obstacle rencontré à 15m est un mur de densité 50%. Le coefficient de réduction de la largeur d'écoulement est donc  $R=0,5$ .



Rue en latérite débouchant sur la façade de la voirie décrite.

## B. Exemples de profils de pénétrabilité : Remarques

Chaque profil de pénétrabilité décrit la façade d'une rue sur une longueur de 300m. La description ne concerne que le premier mètre (en hauteur) de la façade. Les échelles indiquées correspondent aux échelles utilisées pour le dessin des profils effectués sur des planches au format A3.

Le profil P1 relatif à la voie *PO2b* du quartier loti ancien PO, montre :

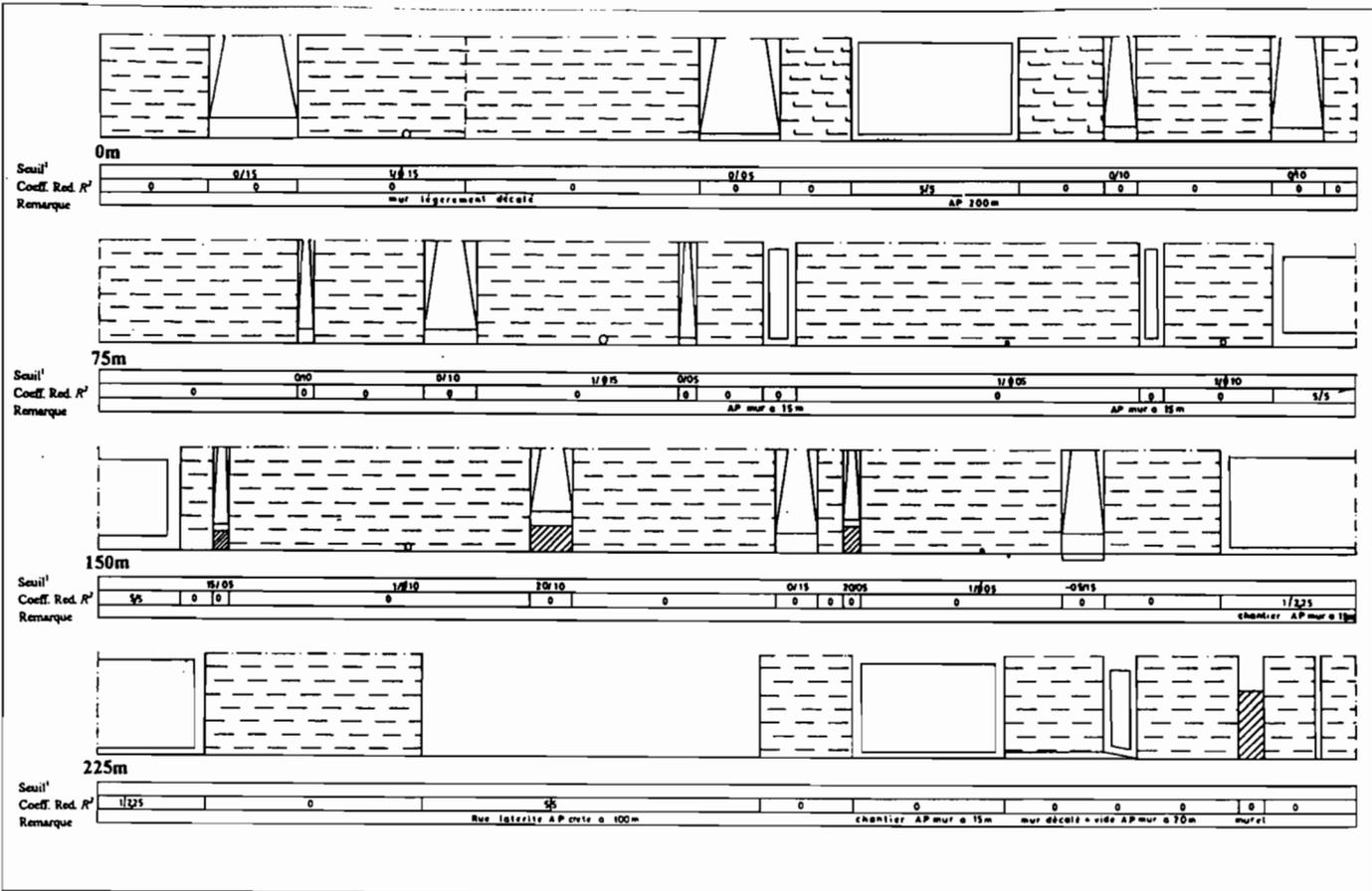
- le quartier est bien établi, en témoigne en particulier le matériau pérenne utilisé pour les murs en grande majorité constitué d'agglos.
- le quartier est relativement homogène comme en témoigne les différents éléments du milieu : même matériau pour les murs, deux longueurs uniques pour les portes ou portails, distance inter portails régulière ...
- les vides dans le bâti, autres que ceux observables sous les portails d'entrée, sont très peu nombreux et correspondent à des concessions en chantier. Ils donnent cependant sur une impasse hydraulique du fait d'un arrière plan dense (mur mitoyen en agglos) et d'une hauteur supérieure à 1m.
- la perméabilité du milieu est donc seulement due aux voies qui sont par ailleurs relativement larges.

Le profil P2 fait apparaître les caractéristiques différentes du quartier loti de Wemtenga (Voie \*\*\*):

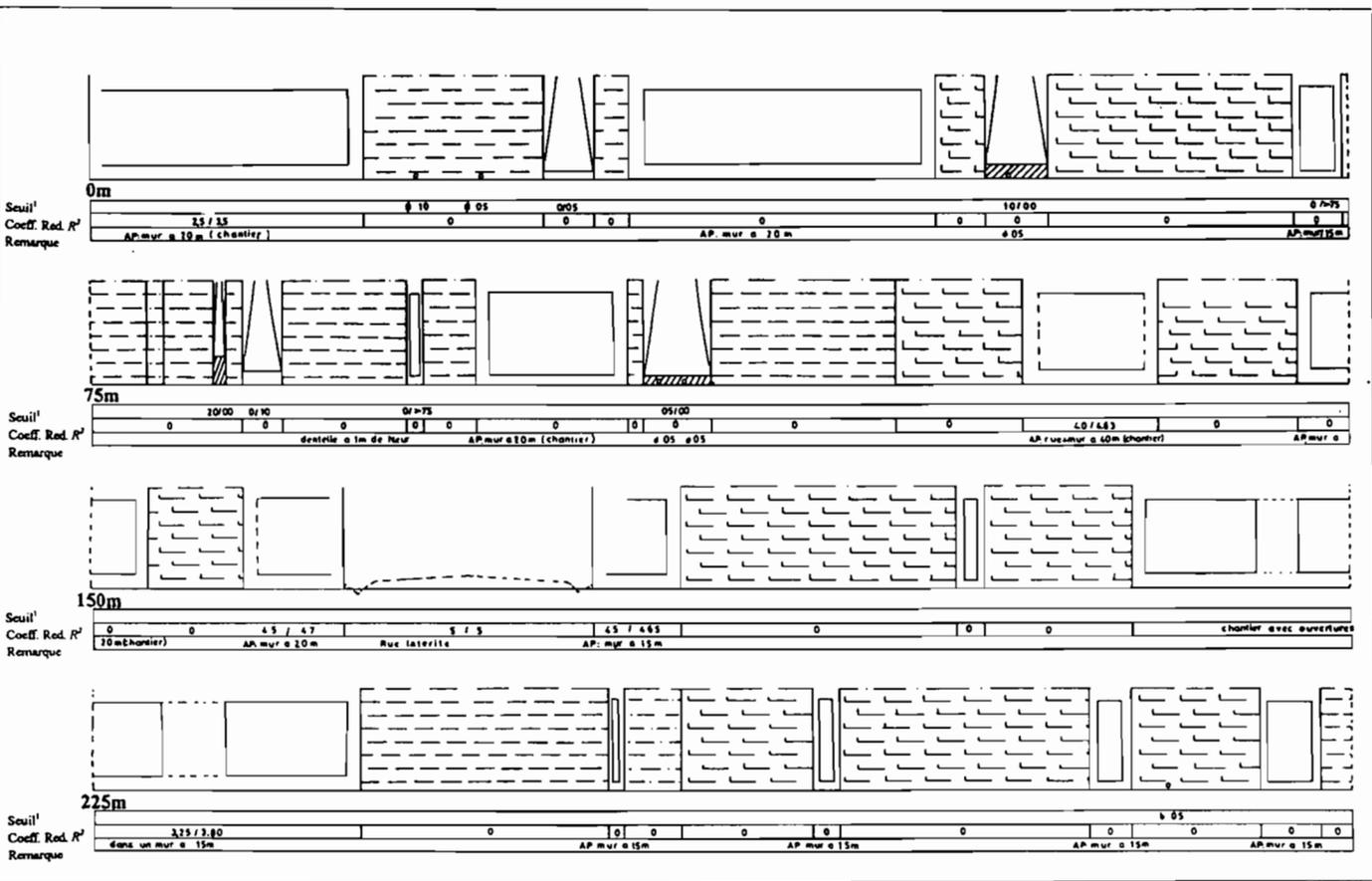
- le quartier est un quartier récent : le nombre de chantiers est important et de nombreux murs d'enceinte sont dans un matériau non pérenne, le banco.
- il est moins homogène que le précédant comme en témoigne le critère supplémentaire qui intervient pour le découpage du milieu et qui correspond à la nature du matériau de l'élément ou comme en témoigne les accès aux concessions qui sont soit des vides soit des portails fermés ;
- Le bâti est perméable du fait de murs mitoyens, entre concessions en chantier voisines, inexistants ou non terminés ;
- les chemins hydrauliques de type bloc sont de largeur plus petite que les rues.

Le profil P3 montre enfin l'aspect très différent d'une façade du quartier d'habitat spontané (voie *s4a*):

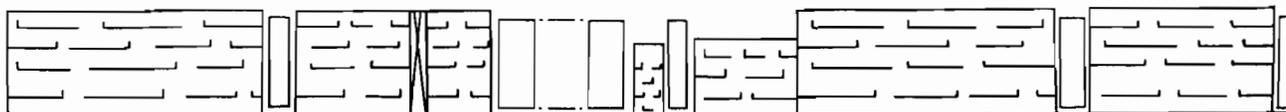
- le quartier apparaît hétérogène et désorganisé ;
- le nombre d'éléments observés est beaucoup plus important que sur les quartiers précédants. Ils ont par ailleurs des tailles très différentes.
- le quartier est très inachevé ce qui peut s'expliquer soit par le fait qu'il est en construction, soit par le fait qu'il n'a pas de vocation à durer et qu'il n'est donc pas bien fini : on remarque de nombreux murets de hauteurs inférieure à 1m (la hauteur des éléments intervient donc comme un critère supplémentaire pour le découpage du milieu).
- les vides dans le bâti potentiellement transmetteurs sont nombreux et ne peuvent pas être distingués à première vue des rues.



PROFILS DE PENETRABILITE DU BATI Loti ancien PO					ORSTOM Service d'Hydrologie			P1
PATTE-D'OIE	PO2b	EST OUEST	DROITE	AMONT	BELEM Adama	12-08-96	H: 1/25 L: 1/200	
SECTEUR	VOIE	ORIENTATION	RIVE	SITUATION DE LA FACADE	DESSIN DE	DATE	ECHELLE	

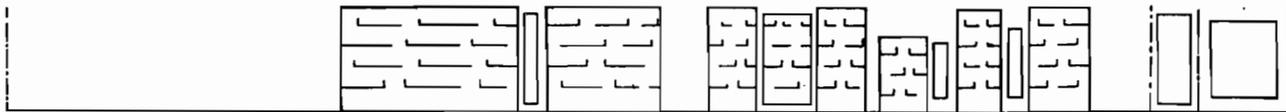


PROFILS DE PENETRABILITE DU BATI Loti récent W1					ORSTOM Service d'Hydrologie			P2
WEMTENGA	W2a	OUEST EST	Gauche	Latérale	H: 1/25 L: 1/200	12-08-96	BELEM Adama	
SECTEUR	VOIE	ORIENTATION	RIVE	SITUATION DE LA FACADE	ECHELLE	DATE	DESSIN DE	



0m

Seuil																	
Coef. R	0	0	0	0	0	25 / 43	0	25/40	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Remarque	mur en banco		AP:5			AP:100	P:50	AP:10	mur et h: 75 cm		banco		AP:0				AP:0



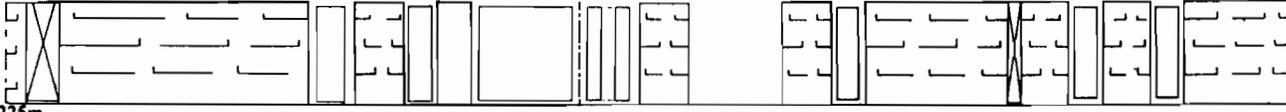
75m

Seuil																	
Coef. R							5/5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Remarque	vide sans arrière plan		Charrier		AP:5		Ru	AP:5	banco	mur	h:80	AP:5	RUE	AP:cm	AP:0 m		



150m

Seuil																	
Coef. R	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Remarque	AP: 4m	AP: 0					AP:02, vide	AP: 5, vide	mur et h: 75 cm		AP:03	vide, AP:02		mur et, h: 75cm		mur	



225m

Seuil																	
Coef. R	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Remarque				AP:10	AP:40	AP:10	AP: 40	Ru	AP:0			AP:0	AP:0				

<b>PROFILS DE PENETRABILITE DU BATI Habitat spontané W2</b>					<b>ORSTOM Service d'Hydrologie</b>			<b>P3</b>
WENTENGA	S4a	OUEST-EST	GAUCHE	LATERAL	MOYENGA HAROUNA	12-08-96	N: 1735 L: 17200	
SECTEUR	VDIE	ORIENTATION	RIVE	SITUATION DE LA FACADE	DESSIN DE	DATE	ECHELLE	

### III. Accès aux critères de comparaison de la transmissivité.

Nous exposons ici comment nous accédons à partir des informations contenues dans les relevés précédents aux critères de comparaison de la transmissivité des zones bâties et des voies présentés au §VII.A. : les différents types de perméabilité, les densités et les largeurs moyennes des chemins hydrauliques.

#### A. Détermination de la perméabilité de bande :

La méthode consiste à déterminer dans un premier temps la perméabilité  $p_A(h)$  de chaque élément constituant la façade amont de la bande de bâti décrite à l'aide des différentes informations concernant le dit élément et ses éventuels arrière plans, contenues dans le relevé de pénétrabilité. La perméabilité totale de la bande est ensuite déterminée suivant le principe de moyenne pondérée exposé dans le paragraphe (§VII.C .1.c).

Pour cela, seuls les renseignements contenus dans les lignes 1 à 4 et 9 à 11 sont utilisés. Nous avons en effet constaté que les éléments de type « mur » ou de type « porte ou portail » observés sur la façade amont de la bande appartenaient quasiment toujours à une concession investie et par conséquent isolée hydrauliquement des voisines. Les ouvertures observées soit dans le mur, soit entre le seuil du portail et la porte proprement dite, donnent donc fréquemment sur une impasse hydraulique. Ces ouvertures n'ont par conséquent pas été retenues pour le calcul de la perméabilité de la bande de bâti. Elles sont de toutes façon de taille négligeable par rapport aux autres ouvertures de type « chantier » ou de type « vide ou entrée non fermée ». Par ailleurs, pour deux des quartiers étudiés, il n'existe aucun réseau de drainage artificiel si ce n'est le réseau de voies. Le troisième est de même fortement sous équipé et nous n'avons que très rarement observé un collecteur bordant une des voies décrites. Nous n'avons donc pas exploité cette information marginale.

#### 1. La perméabilité unitaire d'un élément :

##### **a. La perméabilité brute d'un élément :**

La perméabilité brute d'un élément,  $p_{brute}(h)$ , est déterminée à partir des seules caractéristiques de l'élément, c'est à dire à partir des seules informations obtenues par observation de la façade amont de la bande. Elle varie entre 0 et 1. Elle est déterminée à l'aide du type de l'élément (ligne 1), de sa hauteur  $h_s$  (ligne 2) et de sa densité  $d$  (ligne 3). La perméabilité brute varie classiquement en fonction de la hauteur de la façon suivante :

Cas d'un élément de type muret de hauteur  $h_s$ ,

$$P_{brute}(h) = \begin{cases} 0 & \text{si } h \leq h_s \\ 1 & \text{si } h > h_s \end{cases}$$

Cas d'un élément de type chantier constituant un obstacle de hauteur  $h_s$  donnée et de densité  $d$  au dessus de cette hauteur :

$$P_{brute}(h) = \begin{cases} 0 & \text{si } h \leq h_s \\ d & \text{si } h > h_s \end{cases}$$

*Remarque : la densité d de l'élément est en fait, hormis pour les éléments de type chantier, toujours égale à 0 ou à 1. Nous n'avons en effet jamais observé sur les quartiers étudiés de mur ou de porte constitués d'un matériau non complètement dense, si ce n'est pour des hauteurs supérieures à 1 m (murs d'enceinte parfois construits pour ces hauteurs avec des briques partiellement vides à motifs (claustra)).*

**b. La perméabilité unitaire d'un élément ou perméabilité ajustée :**

Lorsque la perméabilité brute de l'élément est non nulle, elle est ensuite ajustée en fonction des caractéristiques  $d_{AP}$ ,  $h_{AP}$  et  $R$  d'un éventuel arrière plan pour obtenir la perméabilité ajustée  $p_A(h)$  de l'élément qui sera utilisée ensuite pour le calcul de la perméabilité de la bande. On trouve les différents cas de figure suivants :

- $d_{AP} \leq l_b$  ou  $h_{AP} > 1m$  : un des arrières plans situé entre les deux façades de la bande est constitué d'un mur formant une impasse pour les écoulements. La perméabilité unitaire devient nulle :  $\forall h : p_A(h) = 0 \cdot p_{brute}(h)$
- $d_{AP} > l_b$  et  $h_{AP} \leq 1m$  : la perméabilité unitaire par mètre de façade est réduite de la façon suivante :

$$\begin{aligned} \text{si } h_{AP} < h_s & \quad p_A(h) = R \cdot p_{brute}(h) \\ \text{si } h_{AP} > h_s & \quad p_A(h) = \begin{cases} 0 & \text{si } h < h_{AP} \\ R \cdot p_{brute}(h) & \text{si } h \geq h_{AP} \end{cases} \end{aligned}$$

*Remarque : en pratique la hauteur minimum entre les deux façades amont et aval de la bande permettant les écoulements,  $h_{AP}$ , qui contribue à limiter en hauteur la perméabilité brute de l'élément est toujours déterminée par l'éventuel mur mitoyen entre les deux concessions amont et aval de la bande. Ce mur a fréquemment une hauteur supérieure à 1,50m, sauf parfois lorsque les deux concessions sont en chantier. En revanche, le coefficient de réduction  $R$ , qui contribue à limiter en largeur la perméabilité brute de l'élément dépend plutôt de la place occupée par les habitations ou les bâtiments en construction au sein des concessions (élément A10 de la Figure d'illustration d'une façade relevée présentée dans le chapitre VII).*

**2. Perméabilité totale d'une bande de bâti et perméabilité partielles :**

La perméabilité totale d'une bande de bâti  $p_B(h)$  est obtenue suivant le principe exposé au §VII.B. Elle est calculée en effectuant la moyenne des perméabilité ajustées des différents éléments se succédant le long de la dite façade, moyenne pondérée par leur longueurs respectives :

$$p_B(h) = \frac{\sum p_{Ai}(h) \cdot L_{ei}}{\sum L_{ei}} \quad \text{Eq. 1}$$

Les perméabilités partielles de bloc ou de rue sont aussi déterminées suivant les mêmes formules que celles exposées au §VII.B.1.

### 3. Densité et largeur moyenne des chemins hydrauliques :

Tout élément  $e$  de longueur  $L_e$  appartenant au bâti et dont la perméabilité ajustée  $p_A(h)$  pour la hauteur  $h$  est non nulle, constitue, pour la hauteur  $h$ , un chemin hydraulique de type bloc, i.e. contenu dans la partie bâtie de la bande. Sa largeur effective  $L_e(h)$  pour la hauteur  $h$  est déterminée par le produit de la longueur  $L_e$  par la perméabilité ajustée  $p_A(h)$  de l'élément  $e$ . Le nombre de chemins hydrauliques de type bloc dépend donc a priori de la hauteur de coupe du milieu,  $h$ . Le nombre de chemins hydrauliques de type rue est simplement le nombre de voies reliant les deux façades de la bande de bâti : il est donc indépendant de la hauteur  $h$ .

Des différentes informations contenues dans le relevé d'une façade on peut donc déduire, d'une part les densités de chemins hydrauliques de type bloc ou de type rue, et d'autre part la largeur moyenne des voies et la largeur effective moyenne des chemins hydrauliques de type bloc.

## B. Remarques sur la méthode.

### 1. Précision et pertinence des résultats :

On peut craindre que les résultats obtenus à partir de ces relevés soient relativement peu précis du fait :

- de la **méthode de détermination des caractéristiques** du milieu, que ces données concernent les éléments de la façade amont de la bande (longueur, hauteur, densité) ou surtout les arrière-plans. Cette méthode relève en effet pour la plupart d'entre elles, plus d'une estimation que d'une mesure,
- de la **non prise en compte du cloisonnement du milieu** pour la détermination des caractéristiques des chemins hydraulique de type bloc.

Pour ce qui concerne la première remarque, nous rappelons que l'objectif de l'étude est d'évaluer l'importance relative en terme d'espace disponible aux écoulements de la partie bâtie d'une bande et des voies. Cette étude se satisfait donc tout à fait du degré de précision obtenu par cette méthode qui permet d'ailleurs de retrouver des résultats très voisins lorsque l'on observe une bande depuis l'une ou l'autre de ses voies support <sup>6</sup>. Il était de toutes façons impossible d'imaginer une méthode de relevé plus précise (à l'aide de mires et de niveaux de géomètres par exemple) qui aurait été autrement fastidieuse.

Pour ce qui concerne le cloisonnement du milieu, nous avons initialement pensé en constatant que toutes les concessions avaient la même taille et qu'elles étaient quasiment toutes entourées d'un mur d'enceinte, qu'il ne nous était pas nécessaire de le relever et que nous pourrions le reconstituer facilement par la suite. Il s'agissait là d'une erreur d'appréciation car nous n'avons pas pu trouver d'algorithme de traitement informatique permettant de reconstituer un cloisonnement fiable (Un découpage régulier des relevés, sur la base de la largeur commune à toutes les concessions, aboutit par exemple à découper certains portails d'entrée. Un découpage irrégulier se heurte au problème du choix des critères de découpage qui peuvent a priori varier suivant le contexte local...) Un traitement manuel s'est révélé tout aussi problématique. Le **cloisonnement du milieu** s'est donc avéré être un **critère supplémentaire important** qu'il faudrait prendre en compte pour effectuer de nouveaux

---

<sup>6</sup> Nous avons en effet comparés les résultats obtenus pour 3 bandes différentes observées successivement depuis leur façade amont et leur façade aval. Ces résultats seront évoqués dans le paragraphe suivant.

relevés. N'ayant cependant pas eu la possibilité de recommencer notre enquête, nous nous sommes donc résignés à exploiter ces informations incomplètes.

Se pose alors la pertinence des résultats obtenus à partir de nos relevés de pénétrabilité incomplets. Elle concerne en particulier l'identification des chemins hydrauliques de type bloc et la détermination de leurs caractéristiques. En effet, deux éléments perméables identifiés en suivant la méthodologie proposée dans le paragraphe précédent et considérés de fait comme chemins hydrauliques indépendants peuvent en fait ne constituer qu'un unique chemin hydraulique au sens du paragraphe VII.A. s'il se situent dans la même tranche non cloisonnée du bloc.

Les résultats que nous présentons par la suite surestiment donc le nombre de chemins hydrauliques tout en sous-estimant la largeur effective moyenne. Ils sont cependant malgré tout proches de la réalité. En effet, les situations problématiques telles que celle exposée précédemment sont en fait relativement rares. Par ailleurs, les résultats sont, comme nous le verrons dans le prochain paragraphe, suffisamment différents suivant les quartiers pour que les conclusions que nous en tirons ne soient pas modifiées par la prise en compte ou non du cloisonnement du milieu.

## 2. Perméabilités directionnelles moyennes à l'échelle du quartier.

La perméabilité moyenne totale d'une bande de bâti et les perméabilités partielles correspondantes permettent de comparer, à l'échelle d'une bande, « l'ouverture » du système de vides contenu dans les zones d'obstacle, à « l'ouverture » du réseau de drainage défini par les rues. A l'échelle d'un quartier et pour une direction fictive d'écoulement  $\Delta$ , on peut envisager de déterminer une perméabilité totale *moyenne* du quartier, de même que des perméabilités partielles *moyennes*, à partir de ces mêmes caractéristiques déterminées pour différentes bandes du quartier perpendiculaire à  $\Delta$ .

Ces perméabilités moyennes à l'échelle du quartier sont insuffisantes pour décrire à l'échelle du quartier l'importance relative du bâti et des rues dans le drainage des écoulements. En effet, **les voies transversales** observées au sein des différentes bandes se situent fréquemment dans le prolongement l'une de l'autre ce qui définit différents **axes d'écoulement préférentiels**. En revanche, les chemins hydrauliques de type bloc n'ont aucune raison d'être en vis à vis d'une bande à l'autre. A l'échelle d'un quartier, les **chemins hydrauliques de type bloc** sont donc a priori **très tortueux** et ont sans doute, à perméabilités partielles égales, un pouvoir drainant moins fort que les rues rectilignes voisines (Fig. 12).

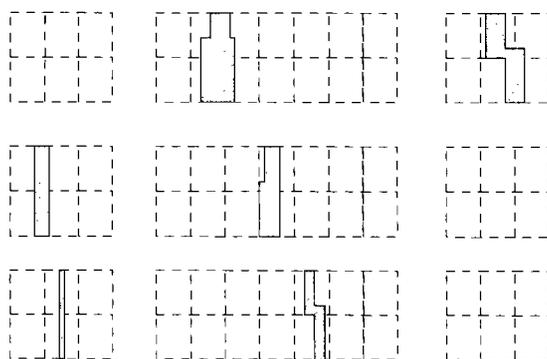


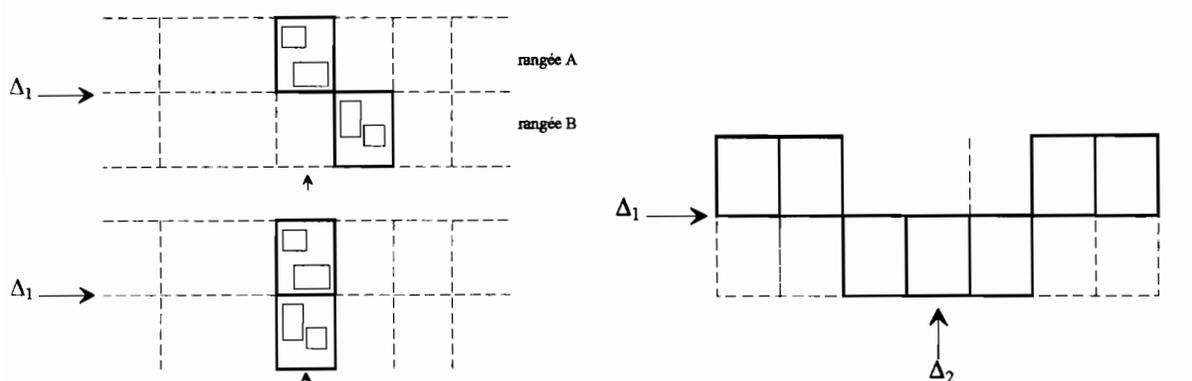
Fig. 12 : Tortuosité des chemins hydrauliques de type bloc et des rues du quartier.

3. Le choix des bandes relevées et des quartiers étudiés.

**Directions des bandes relevées et Anisotropie des quartiers :**

Les perméabilités partielles déterminées à l'aide de la méthode précédente sont relatives à une direction fictive d'écoulement  $\Delta$ . L'étude de la perméabilité d'un quartier nécessite donc a priori de relever différentes voies orientées dans au moins deux directions différentes.

Cela semble particulièrement indispensable lorsque les quartiers sont anisotropes du fait d'une orientation privilégiée des blocs (ou des voies). Cependant, ce type de quartiers est en fait relativement simple à traiter dans le cas des quartiers cloisonnés tels que ceux étudiés à Ouagadougou. En effet, les concessions sont très vite isolées hydrauliquement des voisines du fait de leur mur d'enceinte. La première conséquence est que tous les blocs sont imperméables dans le sens de leur longueur dès qu'il y a deux seules concessions voisines « investies » par leur propriétaire situées respectivement sur l'une et l'autre des deux rangées de concessions composant le bloc (Fig. 13a). De ce fait la perméabilité totale du quartier se réduit souvent à la perméabilité partielle de rue.



**a. Imperméabilité dans la direction  $\Delta_1$  orientée dans le sens de leur longueur.**

**b. Imperméabilité dans les directions  $\Delta_1$  et  $\Delta_2$  orientées parallèlement ou perpendiculairement à la direction principale du bloc**

**Fig. 13 : Configuration de bloc de concessions imperméables.**

**Quartiers anciens - quartiers récents :**

Lorsque toutes les concessions d'un bloc ont été investies par leur propriétaire, les blocs sont aussi imperméables dans le sens de leur largeur. C'est le cas en particulier des quartiers très anciens, lotis entre les années 1950 et 1960, situés autour du centre ville. C'est encore le cas quand au moins l'une des deux concessions voisines situées sur les rangées A et B du bloc possèdent un mur d'enceinte : un bloc à moitié valorisé seulement peut donc être totalement imperméable (Fig. 13b).

**IV. Positionnement des bandes et des façades relevées.**

2 premières pages : quartier loti ancien de Patte d'Oie (PO dans le texte)

page suivante : quartier loti récent de Wemtenga (W1 dans le texte)

page suivante : quartier d'habitat spontané de Wemtenga (W2 dans le texte)









## **ANNEXE 6 :**

# **PLAN D'INONDATION DU QUARTIER DE PATTE D'OIE**

Le plan de la page suivante décrit la zone inondée et la direction des principaux flux d'inondation du milieu observés lors de la crue du 10/09/96 sur une partie du quartier loti de Patte d'Oie. Cette crue fait suite à une pluie de 65mm en 2h00.

### **Typologie des parcelles rencontrées sur le quartier de Patte d'Oie et légende du plan de la page suivante :**

Les parcelles de ce quartier fréquemment inondé ont été classées suivant les 2 critères suivants:

- présence ou non d'un mur de concession,
- superficie construite et standing des constructions.

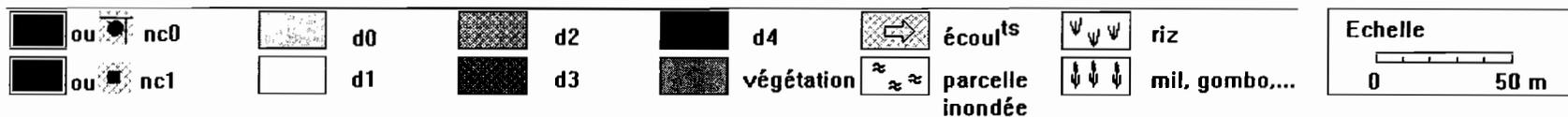
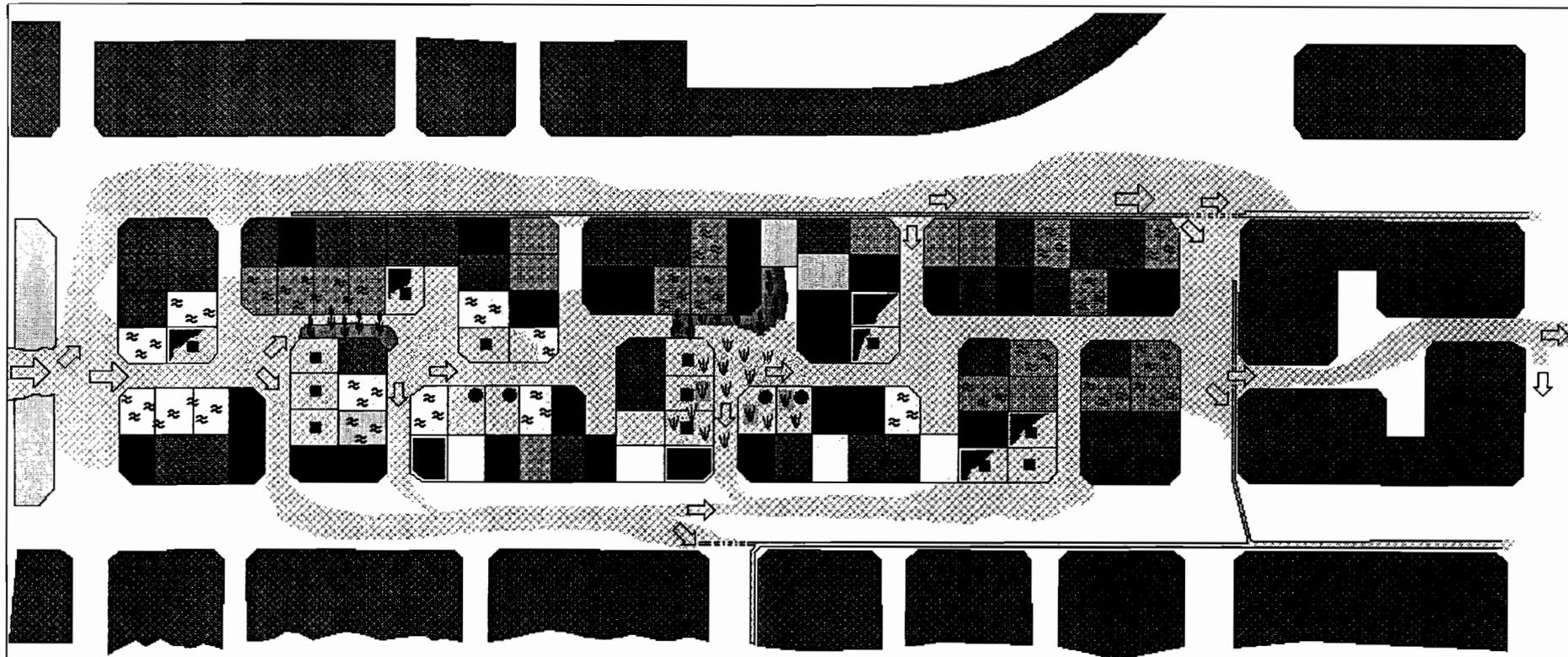
On obtient ainsi 7 types de parcelles décrits ci dessous :

#### **1. les parcelles sans mur de concession :**

- nc0 : parcelles totalement nues,
- nc1 : parcelles comportant une construction non habitée,

#### **2. les parcelles avec mur de concession :**

- d0 : parcelles ne comportant aucune construction,
- d1 : parcelles comportant une construction non habitée et souvent non terminée,
- d2 : parcelles comportant une seule construction de taille réduite (20m<sup>2</sup> maximum),
- d3 : parcelles comportant une ou plusieurs constructions dont la superficie totale est supérieure au tiers de la parcelle. Parcelles correspondant au niveau de confort moyen, courant en Afrique,
- d4 : parcelles comportant une ou plusieurs constructions dont la superficie totale est supérieure à la moitié de superficie de la parcelle et présentant les signes de confort appréciable (crépi de couleur, cour cimentée, garage pour voiture, ...)



Quartier Patte d'oie - Campagne de mesure été 1996  
 Zones inondées et carrefours défluentes pour la pluie du 10/09/1996 : Hpluie = 65 mm

nc : parcelle non clôturée  
 d : parcelle avec mur de concession

## ANNEXE 7 :

### EXPRESSION ANALYTIQUE DES PLUIES, DES HYDROGRAMMES DE CRUE...

#### A. Expression analytique de la pluie:

**Pluie rectangulaire**      $0 \leq t \leq \theta$       $i(t) = i_n$  ;      $0 \leq t$       $i(t) = 0$

**Pluie triangulaire**      $0 \leq t \leq \theta_p$       $i(t) = 2i_n \cdot \frac{t}{\theta_p}$  ;      $\theta_p \leq t \leq \theta$       $i(t) = 2i_n \cdot \frac{\theta - t}{\theta - \theta_p}$

où  $i_n$  est l'intensité moyenne de pluie (mm/mn) sur la durée totale  $\theta$  de la pluie (mn),  $i(t)$  l'intensité de la pluie au temps  $t$  (mm/mn) et  $\theta_p$  la position de l'intensité maximale de la pluie dans le cas d'une pluie triangulaire (mn).

#### B. Expression analytique du débit à l'exutoire du bassin.

##### Cas d'une pluie rectangulaire simple

pour  $0 < t < \theta$       $q(t) = i_n \cdot \left( 1 - \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \right)$

pour  $t \geq \theta$       $q(t) = i_n \cdot \left( \exp\left(-\frac{t}{K}\right) - \exp\left(-\frac{t-\theta}{K}\right) \right)$

##### Cas d'une pluie triangulaire

pour  $0 \leq t \leq \theta_p$       $q(t) = \frac{2 \cdot i_n \cdot K}{\theta_p} \cdot \left( \exp\left(-\frac{t}{K}\right) + \frac{t}{K} - 1 \right)$

pour  $\theta_p < t < \theta$       $q(t) = \frac{2 \cdot i_n \cdot K}{\theta - \theta_p} \cdot \left( \frac{\theta - t}{K} + 1 + \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \cdot \left( \frac{\theta - \theta_p}{\theta_p} - \frac{\theta}{\theta_p} \cdot \exp\left(\frac{\theta_p}{K}\right) \right) \right)$

pour  $t > \theta$       $q(t) = \frac{2 \cdot i_n \cdot K}{\theta - \theta_p} \cdot \exp\left(-\frac{t}{K}\right) \cdot \left( \exp\left(\frac{\theta}{K}\right) + \frac{\theta}{\theta_p} \cdot \left( 1 - \exp\left(\frac{\theta_p}{K}\right) \right) \right)$

où  $q(t)$  est le débit en lame d'eau (mm/mn), où  $K$  est le paramètre de l'hydrogramme unitaire à réservoir linéaire(mn), et où les autres variables sont celles décrites ci-dessus dans les mêmes unités.

L'expression du débit  $Q(t)$  pour un bassin de superficie  $A$ , est déduit des formules précédentes :

$$Q(t) = \frac{1}{6} A \cdot q(t)$$

où  $Q(t)$  est le débit en  $m^3/s$  à l'exutoire du bassin de superficie  $A$  (en hectares), et où  $q(t)$  est le débit en lame d'eau sur le bassin (en mm/mn) dont l'expression est celle ci-dessus avec pour unités des différentes variables les mêmes que celles utilisées ci dessus.

### C. Temps de montée et débits de pointe.

**Cas d'une pluie rectangulaire simple :**

$$\text{Temps de montée de la crue : } T_m = \theta \quad \text{Débit de pointe : } Q_p = \frac{1}{6} A \cdot i_n \cdot \left( 1 - \exp\left(-\frac{\theta}{K}\right) \right)$$

**Cas d'une pluie triangulaire :**

$$\text{Temps de montée jusqu'à la pointe de crue : } T_m = \theta_p + K \cdot \ln \left[ \frac{\theta - \theta_p}{\theta_p} \left( 1 - \exp\left(\frac{-\theta_p}{K}\right) \right) + 1 \right]$$

$$\text{Débit de pointe : } Q_p = \frac{1}{6} A \cdot 2 \cdot i_n \cdot \frac{\theta - T_m}{\theta - \theta_p}$$

avec  $Q_p$  en  $m^3/s$ ,  $A$  la superficie du bassin en hectares,  $\theta$ ,  $\theta_p$ ,  $K$ ,  $T_m$  en minutes.

### D. Expression analytique du volume ruisselé $V_{rp}$ entre le début de la crue et la pointe de crue

**Cas d'une pluie rectangulaire simple**

$$V_{rp} = \frac{A \cdot i_n}{10} \cdot \left( \theta - K \cdot \left( 1 - \exp\left(-\frac{\theta}{K}\right) \right) \right)$$

**Cas d'une pluie triangulaire**

$$V_{rp} = V_{r1} + V_{r2} \quad \text{Avec}$$

$$V_{r1} = \frac{K \cdot 2 \cdot i_n \cdot A}{10} \left( \frac{K}{\theta_p} \cdot \left( 1 - \exp\left(-\frac{\theta_p}{K}\right) \right) + \frac{\theta_p}{2K} - 1 \right) \quad \text{(volume ruisselé jusque } t = \theta_p \text{)}$$

$$V_{r2} = \frac{K \cdot 2 \cdot i_n \cdot A}{10} \cdot \left[ - \left( \frac{K}{\theta_p} \cdot \left( 1 - \exp\left(-\frac{\theta_p}{K}\right) \right) + \frac{K}{\theta - \theta_p} \right) \cdot \left( 1 - \exp\left(-\frac{T_m - \theta_p}{K}\right) \right) + \frac{1}{\theta - \theta_p} \cdot \frac{T_m - \theta_p}{K} \cdot \left( \frac{\theta_p - T_m}{2} + K + (\theta - \theta_p) \right) \right]$$

(volume ruisselé entre  $\theta_p$  et  $T_m$ )

avec  $V_{rp}$  en  $m^3$ ,  $A$  en hectares,  $i_n$  l'intensité moyenne de la pluie sur la durée  $\theta$  en mm/mn, et les différents temps  $\theta$ ,  $\theta_p$ ,  $T_m$  et  $K$  en mn.

## E. Expression analytique du rapport $R_v = V_s/V_{rp}$

L'expression analytique du rapport  $R_v =$  « volume stocké dans zone bâties / volume ruisselé jusqu'à la pointe de crue » a été obtenue en partie à l'aide des expressions précédentes.

L'expression de  $g\left(\frac{\theta}{K}, \frac{\theta_p}{K}\right)$  intervenant dans la fonction fl est la suivante :

**Pour une pluie triangulaire :**

$$g\left(\frac{\theta}{K}, \frac{\theta_p}{K}\right) = \frac{1}{30} \cdot \left(\frac{1}{3}\right)^{6/5} \cdot \left(\frac{\theta}{K}\right)^{-1/10} \cdot \left(\frac{\theta - T_m}{\theta - \theta_p}\right)^{1/5} \cdot \left(\frac{\theta_p}{K} + \ln\left[\frac{\theta_p - \theta}{\theta} \left(1 - \exp\left(\frac{-\theta_p}{K}\right)\right) + 1\right]\right)^{-1}$$

**Pour une pluie rectangulaire :**

$$g\left(\frac{\theta}{K}, \frac{\theta_p}{K}\right) = \frac{1}{30} \cdot \left(\frac{1}{6}\right)^{6/5} \cdot \left(\frac{\theta}{K}\right)^{-1/10} \cdot \left(1 - \exp\left(\frac{\theta}{K}\right)\right)^{1/5} \cdot \left(\frac{\left(\frac{\theta}{K}\right)}{\left(1 - \exp\left(\frac{\theta}{K}\right)\right)} - 1\right)^{-1}$$

où les différents temps sont en minutes.

## ANNEXE 8 :

# PERMEABILITE DES ZONES BATIES ET OCCUPATION DU SOL.

### A. Introduction :

L'objectif du paragraphe suivant est de déterminer dans quelle mesure il est possible de d'évaluer les différents type de perméabilité moyenne d'un quartier (cf. chapitre VII) sans être obligé de passer par la phase de relevés sur le terrain qui est somme toute assez longue et qui ne peut donner une indication valable que très localement. En aucun cas par exemple, cette méthode ne pourrait être utilisée un bassin versant entier, le nombre de voies à relever étant considérable .

La perméabilité est a priori corrélée au degré d'urbanisation du quartier étudié et donc à la densité d'habitations présentes sur le quartier et à la structure des zones bâties. C'est ce que nous avons essayé de mettre en évidence en comparant les valeur des perméabilités définies au chapitre VII avec certaines informations caractérisant le degré d'urbanisation et plus particulièrement la proportion d'espaces vides dans le quartier. Ces informations ont été tirées de l'étude de photographies aériennes à partir desquelles il a été possible de déterminer, à l'aide d'un sondage statistique, les proportions des différents types d'occupation des sols présents sur le quartier.

### B. Méthodologie de calcul des coefficients d'occupation du sol :

#### 1. Choix des catégories d'occupation du sol à déterminer :

Les coefficients d'occupation des sols à déterminer sont relatifs à certaines catégories d'objets importants vis à vis d'un caractère particulier du quartier. Le choix de ces catégories dépend principalement de la possibilité d'identification des catégories en question et de l'application que l'on veut faire des résultats par la suite. (Bouvier et Thébé, 1988)

#### **a. Choix des catégories en fonction de l'application envisagée :**

Dans notre cas le but du travail est de pouvoir avoir une idée de la perméabilité totale d'un quartier, de la perméabilité partielle de bloc et de la perméabilité partielle de rue, à l'aide des différents éléments constituant le paysage urbain du quartier étudié. Ceci oriente fortement le choix des catégories d'objets utilisées pour le sondage statistique car elles devront donc avoir ou non un rôle structurant majeur vis à vis des écoulements. Une simple dichotomie réalisée entre les obstacles aux écoulements et les chemins accessibles à ces derniers serait suffisante. Cependant, d'autres caractéristiques du bassin peuvent être aussi utiles dès lors que l'on s'intéresse à l'ensemble des mécanismes régissant la transformation de la pluie en écoulements. Il s'agit par exemple des mécanismes de production,

transformation de la pluie brute en pluie nette, des mécanismes de stockage. Ainsi, l'occupation du sol vue sous l'aspect production s'avère aussi être une information importante.

C'est ce qui nous a conduit à répertorier les catégories suivantes :

- voiries de toutes sortes (rues , ruelles), la distinction entre les voies goudronnées et les voies en latérite n'étant pas ici nécessaire vu l'absence de goudron sur les bassins,
- cours de concessions fermées, c'est à dire les cours pour lesquelles le mur d'enceinte entoure complètement la concession,
- cours de concessions semi fermées, c'est à dire dont le mur ne fait pas le tour complet de la concession : un de ses côtés au moins est ouvert,
- cours de concessions ouvertes, pouvant être traversées par les écoulements,
- toitures,
- habitations sans toiture,
- terrains nus,
- arbres ou végétation arborée.

Dans certaines études sur la détermination du coefficients de production de bassins versants, les auteurs prennent en compte des informations supplémentaires pour la définition des différentes catégories. Une première distinction peut être faite entre les surfaces imperméables qui sont directement reliées au réseau de drainage et celles qui ne le sont pas. Une seconde distinction peut l'être aussi entre les surfaces naturelles qui reçoivent de l'eau en provenance des surfaces imperméables et celles ne recevant pas d'eau de ces surfaces imperméables. Le fonctionnement de ces différents objets et surtout leur contribution aux ruissellements dépend effectivement énormément de leurs situations respectives sur le bassin.

Les informations dont nous avons besoin ne justifient pas une telle précision dans la description des éléments. En revanche, la distinction entre les différents types de concession, fermées, semi fermées ou ouvertes est importante lorsqu'on s'intéresse à la transmissivité, à la pénétrabilité et la stockabilité du bâti. Les concessions ouvertes en effet permettent le passage des écoulements et influencent donc la perméabilité du bloc. Les concessions semi fermées constituent un obstacle aux écoulements mais n'empêchent pas pour autant l'eau de venir s'accumuler dans la concession pour peu que celle ci borde une voirie inondée. Elles jouent donc un rôle important dans la capacité du bloc à stocker temporairement de l'eau lors des écoulements. Les concessions complètement fermées jouent certes aussi un rôle semblable mais dans une moindre mesure.

### **b. Problèmes d'identification des catégories d'occupation du sol :**

On peut répertorier divers problèmes d'identification des élément qui sont liés :

- à la taille des éléments à identifier,
- à la qualité des documents cartographiques utilisés,
- à la nature des éléments.

### ***Le document cartographique source :***

Le document peut être une photographie aérienne, un plan photo interprété tiré d'une photographie aérienne, une image de télédétection. Cependant les plans photo interprétés sont souvent imprécis et les images de télédétection ne restituent pas les contours des différents éléments ce qui en rend l'identification difficile.

Le document idéal est la photographie aérienne qui fournit une représentation très fidèle de la réalité. Cependant, pour que l'utilisation de la photographie aérienne soit satisfaisante, certaines conditions doivent être respectées :

- L'échelle du document doit si possible être au 1/5000ème pour permettre une distinction aisée des éléments choisis.
- Les clichés doivent être utilisés dans leur partie centrale pour limiter les erreurs dues à la distorsion de la photo sur les bords.

### ***La nature et la taille des éléments :***

En ce qui concerne la nature des éléments à identifier, il est évident que certains types d'éléments ne seront pas identifiables. Ainsi, le réseau de collecteur est invisible sur une photographie aérienne. La distinction entre éléments directement reliés au réseau et ceux non reliés au réseau devient donc impossible.

La détermination des caractères identifiables nécessite une bonne connaissance du bassin et dépend de la possibilité ou non d'associer à certains de ces caractères des objets physiques facilement identifiables.

Enfin, le choix de certaines catégories dépend aussi fortement de la date à laquelle a été pris le cliché. En effet, sur la photographie aérienne utilisée par la suite et réalisée à la mi avril 1996, il n'aurait été possible de distinguer les surfaces occupées par de la végétation arborée des surfaces traditionnellement occupées par de la végétation herbacée, pour la simple raison qu'en fin de période sèche, toute forme de végétation herbacée a disparu.

## **2. Méthode de dépouillement des coefficients :**

### **a. Les différentes méthodes disponibles :**

Il existe plusieurs méthodes de dépouillement des coefficients d'occupation du sol.

Les premières sont basées sur la mesure exhaustive des surfaces correspondant aux caractères recherchés. Les deux phases du travail, identification des états de surface et calcul des surfaces correspondantes peuvent se faire soit de façon automatique soit de façon manuelle. Les méthodes entièrement automatiques ne sont pas encore au point ce qui rend le travail relativement fastidieux.

Les secondes sont basées sur la mesure statistique des surfaces correspondant aux caractères recherchés. Ces méthodes sont beaucoup plus intéressantes que les précédentes pour plusieurs raisons :

- la mise en œuvre est plus rapide et plus simple,
- il est possible simplement de mesurer des objets dont les formes géométriques sont complexes,
- le matériel requis pour un tel travail est très rudimentaire et donc peut coûteux.

C'est donc pour ces différentes raisons que nous avons choisi une méthode de sondage statistique décrite dans les paragraphes suivants.

**b. Le sondage statistique : principe.**

Dans une population de taille  $N_0$  composée d'un certain nombre de catégories d'individus, il est possible de connaître, avec une précision donnée, dans quelles proportions sont représentés les individus. Il suffit pour cela d'extraire au hasard un échantillon d'individus suffisamment grand de taille  $N < N_0$  et de décompter les individus appartenant à chacune des classes composant la population totale. Les proportions entre classes trouvées pour cette échantillon seront en fonction de la taille de l'échantillon plus ou moins représentatives des proportions de la population complète.

Des calculs de probabilité simples permettent de déterminer la taille de l'échantillon minimum nécessaire pour que l'estimation de la proportion de tel type d'individu soit déterminée à un pourcentage donné près, avec un risque d'erreur fixé.

**c. l'inégalité de Bienaymé-Tchebichev**

Ainsi, on peut avec un échantillon de 1000 points avoir une estimation à 5% près des coefficients des différentes catégories avec une probabilité de se tromper inférieure à 0.1.

On se base pour obtenir ces résultats sur l'inégalité de Bienaymé-Tchebichev stipulant que si  $X$  est une variable aléatoire d'espérance mathématique  $\bar{X}$  et de variance  $\sigma^2$  alors pour une précision  $\varepsilon$  donnée :

$$\text{Prob} \left( |X - \bar{X}| < \varepsilon \right) \geq 1 - \frac{\sigma^2}{\varepsilon^2}$$

Aussi, si  $p_i$  est la valeur du coefficient d'occupation du sol pour la catégorie  $i$ , alors la probabilité pour que le nombre de points  $X_i$ , correspondant à la caractéristique  $i$  et identifié entre les  $n$  points de l'échantillon soit égal à  $k$ , est donné par la formule suivante :

$$\text{Prob} \left( X_i = k \right) = C_n^k p_i (1 - p_i)^{n-k}$$

Cette loi de probabilité est une loi binomiale. On a de plus :

$$E(X_i) = n p_i \quad \text{et} \quad \text{Var}(X_i) = n p_i (1-p_i)$$

Si l'on appelle  $\hat{p}_i$  l'évaluation expérimentale du coefficient d'occupation du sol pour la caractéristique  $i$ , obtenue par l'identification des  $n$  points, on a de nouveau une variable aléatoire et :

$$\hat{p}_i = \frac{X_i}{n}$$

$$E\left(\hat{p}_i\right) = E\left(\frac{X_i}{n}\right) = \frac{1}{n} E(X_i) = p_i$$

$$\text{Var}\left(\hat{p}_i\right) = \text{Var}\left(\frac{X_i}{n}\right) = \frac{1}{n^2} \text{Var}(X_i) = \frac{p_i(1-p_i)}{n}$$

L'inégalité de Bienaymé-Tchebichev appliquée à la variable aléatoire  $\hat{p}_i$  s'écrit alors :

$$\text{Prob} \left( \left| \hat{p}_i - p_i \right| < \varepsilon \right) \geq 1 - \frac{p_i(1-p_i)}{n\varepsilon^2}$$

Cette inégalité permet donc de déterminer le nombre de points nécessaire à identifier pour obtenir une évaluation du coefficient d'occupation du sol d'une caractéristique  $i$  donnée, avec une précision  $\varepsilon$  fixée et un risque d'erreur inférieur à  $p_i(1-p_i) / n\varepsilon^2$ .

Cette expression montre que le nombre de points à identifier dépend des trois facteurs suivants :

- la précision avec laquelle on veut déterminer la proportion relative à une catégorie  $i$ ,
- le risque d'erreur admis,
- et surtout la proportion de la catégorie choisie.

Ainsi, lorsque l'on choisit d'identifier 1000 points, la précision obtenue lors de la détermination du coefficient d'occupation du sol d'une catégorie  $i$  donnée, le risque d'erreur étant fixé à 10%, est fonction de son pourcentage de représentation  $p_i$ . Ces valeurs sont données dans le tableau suivant :

% de représentation $p_i$	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
Précision obtenue en %	2.2	3	3.6	4	4.3	4.6	4.8	4.9	5	5

**Précision obtenue en fonction du pourcentage de représentation  $p_i$  de la catégorie étudiée pour un sondage statistique de 1000 points et un risque d'erreur toléré de 10%**

La précision obtenue lorsqu'on choisit de relever 1000 points et lorsqu'on tolère un risque d'erreur de 10 %, c'est à dire une probabilité de se tromper lors de la détermination du coefficient d'occupation du sol pour la catégorie  $i$  définie inférieure à 0.1, est toujours inférieure à 5%.

#### d. Les grilles utilisées pour le sondage statistique

Suite aux remarques du paragraphe précédant, nous avons choisi de travailler avec 1000 points de façon à déterminer les coefficients d'occupation du sol avec une précision au moins égale à 5%. Nous avons utilisé pour cela des grilles de points sur lesquelles les points sont répartis aléatoirement. Pour des raisons pratiques, nous avons constitué plusieurs jeux de 5 grilles de 200 points. En effet, on est confronté d'une part au problème de superposition des différents points sur les grilles lorsque le nombre de points devient important ce qui rend le dépouillement difficile. Et d'autre part, les quartiers que nous avons eu à étudier sont de tailles très variables ce qui nous a amené à élaborer des jeux de grilles dont la taille est adaptée à la taille du quartier sondé.

Ces grilles, établies à l'aide d'une fonction de tirage aléatoire disponible sur tous les tableurs, ont été photocopiées sur des supports transparents et placées sur le document photographique de référence.

## C. Détermination des coefficients d'occupation du sol pour les quartiers étudiés

Les trois quartiers étudiés ici correspondent aux quartiers décrits au chapitre (VI - Le milieu étudié). Certaines caractéristiques supplémentaires correspondant à des informations horizontales visibles sur des photographies aériennes méritent d'être mentionnées ici.

*Les quartiers lotis :*

Quelques aspects distinguent les deux quartiers lotis : la densité de l'habitat nettement moins élevée sur le quartier de Wemtenga que sur celui de Patte d'Oie, l'existence d'une végétation plus importante sur le quartier Patte d'Oie et la présence de plus nombreuses zones de Réserves Administratives inoccupées sur Wemtenga ce qui rend la superficie de surfaces naturelles plus importante. L'ensemble de ces différences est à mettre en relation avec l'âge des quartiers.

*Le quartier spontané de Wemtenga :*

Il a déjà fait l'objet d'une description dans un chapitre précédant. On retiendra la plus petite taille des concessions et des habitations et l'existence d'une végétation moindre.

### 1. Résultats du sondage statistique :

Le dépouillement des coefficients d'occupation du sol a été réalisé à l'aide de la méthode de sondage statistique exposée précédemment à partir de photographies aérienne au 1/5000<sup>ème</sup> prises le 13 Avril 1996. Pour chacun des quartiers lotis, d'une superficie de 300 ha (2km par 1.5), deux zones de 40 ha ont été sondées. Pour le quartier spontané d'une taille nettement plus petite (quelques 60ha visibles sur la photo), deux zones de 10ha seulement ont été sondées. Les résultats par zone ainsi que les résultats moyens par quartier sont donnés dans le tableau suivant :

QUARTIER	Patte d'Oie - loti			Wemtenga - loti			Wemtenga - spontané		
	zone 1	zone 2	moy.	zone 1	zone 2	moy.	zone 1	zone 2	moy.
voiries	27.9	27.7	27.8	25.3	29.0	27.2	20.6	23.6	22.1
concessions closes	29.8	29.4	29.6	17.6	16.1	16.9	24.2	15.1	19.6
concessions semi ouvertes	8.0	6.3	7.1	14.3	9.2	11.7	13.1	9.1	11.1
concessions ouvertes	2.9	2.8	2.9	12.3	20.3	16.3	19.9	22.4	21.2
toitures	18.7	16.9	17.8	12.1	8.3	10.2	13.9	11.5	12.7
arbres	4.5	6.9	5.7	3.1	1.7	2.4	4.1	1.6	2.9
terrains nus	8.2	10.0	9.1	13.7	12.6	13.2	1.4	13.7	7.6
maisons sans toitures	0.0	0.0	0.0	1.6	2.8	2.2	2.8	3.0	2.9
total	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

**Tableau 4 : Coefficients d'occupation du sol pour les différentes zones étudiées.**

**a. Variabilité des coefficients intra quartiers :**

Il est tout d'abord intéressant de comparer les résultats obtenus pour les deux zones d'un même quartier.

***Le quartier loti de Patte d'Oie : PO :***

Les coefficients d'occupation du sol sont très proches pour les deux zones. Ceci traduit le fait que l'urbanisation a été assez homogène dans ce quartier et qu'elle a atteint un certain équilibre. On remarquera que la somme des taux d'occupation du sol des surfaces susceptibles de peu évoluer par la suite, (voiries, concessions closes, toitures, arbres) représente déjà une proportion importante de la superficie totale du bassin à savoir 81% ! La proportion des surfaces visiblement en chantier est donc relativement faible. Il faut nuancer cette remarque dans la mesure où le nombre d'habitations dans les concessions closes augmentera probablement encore.

***Le quartier loti de Wemtenga : W1 :***

Les deux zones sondées sur ce quartier sont nettement moins proches entre elles que les précédentes. Les différences les plus significatives concernent les concessions semi ouvertes, les concessions ouvertes et les toitures. Toutes les différences vont dans le même sens à savoir mettent en évidence le fait que la zone 2 est moins urbanisée que la première.

Cette différence du degré d'urbanisation se retrouve en fait sur tout le quartier. Le quartier loti de Wemtenga W1 est en fait d'urbanisation relativement hétérogène. Cela avait déjà été remarqué à une échelle plus fine lors de l'analyse de perméabilité de différentes façades de voiries voisines. Des blocs voisins pouvaient avoir des perméabilités très différents. Cette variabilité spatiale des caractéristiques du bâti n'est donc pas gommée lorsque l'on passe à une échelle plus grande. Elle est même exacerbée.

Il peut être intéressant de constater que les zones les plus avancées du quartier loti de Wemtenga bordent les principaux axes de communication du quartier. Ce sont donc les zones les mieux desservies et les plus facilement accessibles à partir du boulevard circulaire, l'artère incontournable pour pouvoir rejoindre le centre ville, principal lieu de l'activité économique de la ville. A contrario, les zones un peu excentrées par rapport à ces axes principaux, peuvent même présenter des blocs complètement inoccupés. C'est le cas de la seconde zone étudiée.

***Le quartier spontané de Wemtenga : W2 :***

Une remarque doit tout d'abord être faite à propos du dépouillement par sondage statistique des différents coefficients. Autant il était facile de distinguer sur les quartiers lotis les voiries, des concessions ouvertes et du terrain nu, autant cette opération s'est avérée délicate sur le quartier d'habitat spontané.

En effet, le tracé très régulier et précis des voiries et des blocs d'habitations sur les quartiers lotis ne laisse place à aucune ambiguïté sur la catégorie à laquelle appartient un espace vide quelconque. Il suffit de reconstituer les limites non apparentes sur la photo des blocs d'habitations et des réserves administratives et d'en déduire la nature du point sondé. En revanche, dans le quartier d'habitat spontané, la trame très irrégulière du réseau de ruelles sans orientation privilégiée, rend la délimitation de leurs contours et la reconnaissance de ces dernières parfois impossible. De même, le nombre d'habitations isolées est important et il difficile de dire si l'espace vide les entourant doit être

considéré comme de l'espace naturel, comme de l'espace servant de voie de communication, ou comme la cours encore non murée de la concession.

Le lecteur prendra donc soin de considérer ces trois informations (% de voiries, % de concessions ouvertes et % de terrains nus) avec précaution et de ne pas leur prêter une signification individuelle trop importante. Malgré tout, on peut remarquer quelques différences au niveau de la proportion de concessions closes, de toiture et de végétation aérienne. La zone 1 paraît de ce fait plus occupée que la seconde. On pourra faire la même constatation que pour le quartier précédant, à savoir que la première zone jouxte l'axe principale desservant le quartier loti et traversant le quartier spontané pour s'enfoncer ensuite vers l'intérieur des terres. Le second quartier est quand à lui à l'écart et devient du coup moins attrayant.

### **b. Variabilité des coefficient inter quartiers :**

On notera tout d'abord la très faible variabilité du coefficient d'occupation du sol relatif aux voiries et la proportion importante que cela représente sur la surface totale des différents bassins : pas loin de 28% pour les deux quartiers lotis et quelques 22% pour le quartier spontané. Des coefficients semblables avaient déjà été déterminés pour des bassins plus anciens étudiés à Niamey, à Bamako, Dakar, Abidjan (Bouvier et Thébé 1988, Bouvier 1990).

#### *Comparaison des quartiers lotis :*

Les valeurs des coefficients d'occupation du sol relatifs aux toitures, à la végétation et tout particulièrement aux concessions closes (30% sur PO contre 17% sur W1), sont nettement plus élevées pour le quartier de Patte d'Oie que pour le quartier loti de Wemtenga. C'est le contraire pour les coefficients relatifs aux concessions dites semi ouvertes, aux maisons sans toiture et surtout aux concessions ouvertes (3% contre 16).

Ceci traduit bien le fait que le premier quartier, plus âgé que le quartier de Wemtenga, est mieux aménagé, les habitants ayant eu le temps d'y améliorer leur cadre de vie. L'aspect le plus visible est le nombre d'arbres nettement supérieure sur le quartier Patte d'Oie .... On peut d'ailleurs remarquer que 2/3 des arbres sont situés à l'intérieur des concessions et que sur le tiers restant, les trois quarts se trouvent en bordure des voiries, offrant ainsi d'appréciables zones ombragées aux habitants riverains, ce qui n'est sans doute pas le fruit du hasard.

Enfin, la légère différence obtenue sur le coefficient relatif au terrain nu est à attribuer à la présence sur le bassin de Wemtenga de réserves foncières particulières comme par exemple la bande de 80m de large traversant le quartier de part en part destinée à la construction future et encore incertaine d'une ligne ferroviaire à destination de Niamey.

#### *Comparaison des quartiers spontanés et lotis de Wemtenga :*

Vu les difficultés exposées précédemment pour identifier sur le quartier d'habitat spontané les points sondés nus, on ne peut comparer les résultats obtenus pour le quartier loti et pour le quartier d'habitat spontané qu'avec certaines réserves. On sera sans doute frappé néanmoins par le fait que ces deux quartiers se ressemblent nettement plus que les deux quartiers lotis !!! En effet, les coefficients obtenus pour les éléments identifiables sans ambiguïté ne diffèrent que de quelques pour-cent (concessions closes et semi ouvertes, toitures, arbres, maisons sans toitures).

2. L'occupation des sols des trois quartiers vue par l'eau :

Enfin il est intéressant de regarder quelle est la proportion de l'espace, toutes catégories confondues, permettant le transit des écoulements à travers le tissu urbain. Les catégories concernées sont les suivantes : ce sont les voiries, les concessions ouvertes et les terrains nus.

Pour les deux quartiers de Wemtenga, la proportion des éléments susceptibles de pouvoir laisser passer les écoulements est relativement similaire (51% pour le quartier d'habitat spontané et 56% pour le quartier loti). La voirie n'en explique que la moitié.

En revanche pour le quartier anciennement loti de Patte d'Oie, le pourcentage des éléments pouvant laisser transiter les ruissellements n'atteint guère que 40%, et les voiries représentent près de 70% de cette valeur ! ! ! !

D. Relevés de perméabilité et sondage statistique :  
comparaison des résultats obtenus avec les deux méthodes.

Il est pour conclure intéressant de présenter simultanément les résultats obtenus lors de l'étude de perméabilité des quartiers effectuée à l'aide des relevés de pénétrabilité et ceux obtenus dans ce présent chapitre. Ils sont résumés dans les tableaux suivants. Nous avons comparés respectivement les thèmes voirie et zone bâtie de l'étude de perméabilité des quartiers avec les thèmes voirie et concessions ouvertes du sondage statistique. La perméabilité partielle de bloc définie dans le chapitre VII est en effet déterminée a priori par les seules concessions ouvertes que nous avons identifiées lors de nos sondage statistiques.

Nous comparons pour chaque quartier :

- les valeurs des différents types de perméabilités moyennes de quartier exprimées en pourcentages (qui correspondent donc au pourcentage moyen d'espace vide le long des différentes bandes « unidimensionnelles » de bâti relevées (Tableau 1- chapitre VII <sup>(7)</sup> ),
- aux coefficient d'occupation de l'espace horizontal des thèmes voirie ou zone bâtie correspondants exprimés aussi en pourcentages et obtenus par le sondage statistique (Tableau 4 ci-dessus)

Nous présentons dans le premier tableau (Tableau 5) les résultats correspondant à la perméabilité totale des quartiers qui est donc déterminée en prenant en compte globalement les deux thèmes voirie et zone bâtie. Nous précisons aussi dans ce tableau les informations concernant le degré d'homogénéité des quartiers que nous avons observé par l'une ou l'autre des méthodes.

---

<sup>7</sup> Il s'agit de la perméabilité totale moyenne  $P_F$  du quartier, de la perméabilité partielle de bloc moyenne  $P_B$  et de la perméabilité partielle de rue moyenne  $P_R$ , obtenues toutes trois pour chaque quartiers par la moyennation pondérée des perméabilités des différentes bandes relevées.

## Annexe 8 : Perméabilité des Zones Bâties et Occupation des sols

Quartier	Analyse de perméabilité		Sondage statistique		coefficient de correspondance $C_r$
	% d'espace vertical vide : $P_F$	homogénéité du quartier comparaison de bandes	% de surfaces horizontales vides : $C_v$	homogénéité du quartier comparaison de zones	
Loti Ancien (PO)	13,2 %	bonne	30,7 %	bonne	2,33
Loti Récent (W1)	18,6 %	faible	43,5 %	faible	2,34
Spontané (W2)	18,4 %	bonne	43,3 %	moyenne	2,35

**Tableau 5 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus sur les trois quartiers étudiés.**

Le degré de correspondance entre les deux méthodes est donc intéressant puisque le coefficient de correspondance  $C_r$ , nécessaire pour passer de la perméabilité totale moyenne  $P_F$  au coefficient d'occupation de sol  $C_v$ , est quasiment constant sur les trois quartiers.

Les résultats sont aussi encourageants si l'on s'intéresse indépendamment à chacune des perméabilités partielles. Les valeurs des coefficients de correspondance  $C_R$  sont encore très proches de la valeur commune précédente (Tableau 6 - Tableau 7). Les résultats concernant le quartier d'habitat spontané sont à prendre pour ces perméabilité partielles avec précautions du fait des différentes difficultés rencontrées avec l'une ou l'autre des méthodes : difficulté parfois pour distinguer sur le terrain les chemins hydrauliques de type bloc des chemins hydrauliques de type rue, ceux ci ayant la même largeur moyenne, et difficultés encore liées à l'identification des points sondés sur les photographies aériennes. Les résultats concernant la perméabilité totale de ce quartier sont donc beaucoup plus fiables.

Perméabilité partielle de rue :	Analyse de perméabilité : $P_R$	Sondage statistique : $C_v$ : % de surface type rue	coefficient de correspondance $C_r$
Loti Ancien (PO)	12,0 %	27,8 %	2,31
Loti Récent (W1)	11,0 %	27,2 %	2,48
Spontané (W2)	7,4 %	22,1 %	2,98

**Tableau 6 : Comparaison des résultats obtenus pour le thème voirie.**

Perméabilité partielle de bloc :	Analyse de perméabilité : $P_B$	Sondage statistique : $C_v$ : % de surface type bâti	coefficient de correspondance $C_r$
Loti Ancien (PO)	1,2 %	2,9 %	2,47
Loti Récent (W1)	7,6 %	16,3 %	2,14
Spontané (W2)	11,0 %	21,2 %	1,93

**Tableau 7 : Comparaison des résultats obtenus pour le thème zone bâtie.**

## E. Conclusion :

Les tableaux ci dessus font ressortir une certaine correspondance entre l'analyse de pénétrabilité effectuée à partir de la description des façades de voiries relevées sur les quartiers étudiés et celle plus grossière réalisée à partir de la description de l'occupation des sols vue par l'eau et les écoulements. D'après les résultats de ces quelques travaux exploratoires, il semble possible de déterminer un coefficient de correspondance,  $C_r$ , permettant d'obtenir la perméabilité du tissu urbain aux écoulements, à partir d'un autre coefficient d'occupation de l'espace mesurant l'espace horizontal utilisable par les écoulements, ce coefficient étant déterminé à l'aide de photographies aériennes.

Cette remarque est intéressante car elle semble confirmer l'hypothèse selon laquelle la densité et la structure des zones bâties sont étroitement corrélés à leur capacité à laisser transiter les écoulements. D'autre part, cela nous laisse envisager la possibilité d'avoir accès beaucoup plus simplement que par la méthode des relevés terrain, aux différentes perméabilités moyennes définies dans le chapitre (VII).

Une réflexion complémentaire est cependant nécessaire pour améliorer les critères d'identification des paramètres de façon à pouvoir par exemple étudier une perméabilité directionnelle. Aussi, les résultats d'un tel sondage statique ne prennent pas en compte l'ouverture progressive du milieu avec la hauteur et l'augmentation corollaire de la perméabilité comme nous l'avons observé sur le quartier d'habitat spontané W2.

Une étude semblable sur la capacité du bâti à stocker les écoulements aurait pu aussi être menée. Les données nécessaires pour la première partie de l'étude sont déjà disponibles car elles ont été relevées sur le terrain en même temps que celles utilisées pour l'étude de pénétrabilité. D'autre part, les résultats correspondants, provenant de l'étude de l'occupation des sols pourraient facilement être extraits des résultats exposés précédemment. Cette étude compléterait efficacement les informations dont on dispose actuellement pour comprendre le milieu urbain de la même façon que le comprennent les écoulements.

## ANNEXE 9 : MODELISATION AGREGEE D'UN BLOC DE CONCESSIONS.

### A. Description des critères de comparaison utilisés.

#### 1. Le critère de Nash :

Il peut être utilisé pour déterminer l'écart quadratique moyen entre une courbe de référence ( $Y_{réf}(x)$ ) et une courbe simulée ( $Y_{mod}(x)$ ) qui se veut modéliser correctement la courbe de référence. Il est défini de la façon suivante lorsque les courbes sont définies en un nombre discrets de points  $n$  (Nash et al 1970).

$$Nash[Y(x)] = 1 - \frac{\sum_{k=1}^n (Y_{mod}(x_k) - Y_{réf}(x_k))^2}{\sum_{k=1}^n (Y_{réf}(x_k) - \overline{Y_{réf}})^2}$$

Le critère Nash calculé permet de comparer l'estimation que l'on fait de  $Y_{réf}(x)$  par  $Y_{mod}(x)$ , à l'estimation la plus simple que l'on pourrait faire de  $Y_{réf}(x)$  avec la moyenne  $\overline{Y_{réf}} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n Y_{réf}(x_k)$ .

- Si  $Nash[Y(x)] = 1$  : estimation de  $Y_{réf}(x)$  parfaite avec  $Y_{mod}(x)$
- si  $0 < Nash[Y(x)] < 1$  : estimation de  $Y_{réf}(x)$  meilleure avec  $Y_{mod}(x)$ , qu'avec  $\overline{Y_{réf}}$ .
- $Nash[Y(x)] < 0$  : estimation moins bonne.

#### 2. Critères utilisés pour $H_b(t)$ et $Tsub_b(h)$ :

**Critère utilisé pour  $H_b(t)$  :** Le critère utilisé pour comparer les deux limnigrammes  $H_b agr(t)$  et  $H_b réf(t)$  obtenus respectivement par la représentation agrégée du bloc et par la représentation distribuée est le critère de Nash.

$$Crit[H_b(t)] = Nash [H_b(t)]$$

**Critère utilisé pour  $Tsub_b(h)$  :** Le critère utilisé pour comparer les deux fonctions  $Tsub_b agr(h)$  et  $Tsub_b réf(h)$  correspondant aux durées moyennes de submersion des surfaces du bloc submergées sous au moins  $h$  centimètres d'eau est aussi le critère de Nash.

$$Crit[Tsub_b(h)] = Nash [(Tsub_b(h))]$$

**3. Critère utilisé pour les surfaces de submersion :  $S_{sub_b}(h)$ .**

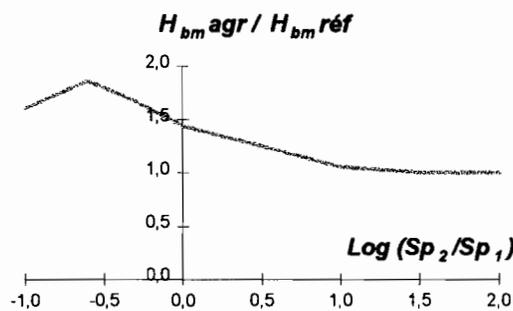
Le critère utilisé pour comparer les deux fonctions  $S_{sub_b agr}(h)$  et  $S_{sub_b réf}(h)$  est différent car le critère de Nash est mal adapté lorsque la variance de la fonction de référence est très faible et que la distribution des valeurs à comparer n'est pas du tout lognormale ce qui est le cas pour la fonction  $S_{sub_b réf}(h)$ . Le critère est alors le suivant :

$$\text{Crit}[T_{sub_b}(h)] = \text{Crit}[Y(x)] = 1 - \frac{1}{n} \cdot \frac{\sum_{k=1}^n |Y_{mod}(x_k) - Y_{réf}(x_k)|}{Y_{réf \max} - Y_{réf \min}}$$

**B. Biais maximum observables pour la représentation agrégée.**

Le paragraphe ci dessous a pour objectif de montrer que **les biais maximum sont obtenus**, lorsque la distribution des rapports pénétrabilité/stockabilité des différentes cellules d'un bloc est fixée, **quand les cellules les plus conductives sont les moins capacitives**. Pour étudier ce cas de figure, on se limite à l'étude d'un bloc composé de deux cellules seulement de surfaces différentes.

Les deux cellules C1 et C2 ont des rapports  $R_{p1}$  et  $R_{p2}$  tel que  $R_{p2} = 10 \cdot R_{p1}$ . La cellule C2 est donc la cellule la plus pénétrable. Pour les deux cellules, l'ouverture est un orifice d'ouverture  $a=2\text{cm}$  et de hauteur de seuil  $h_s=20\text{cm}$ . L'évolution de la qualité des résultats en fonction du rapport des surfaces inondables des deux cellules  $S_{p2}/S_{p1}$  est présentée ci-dessous sous une forme un peu différente de celle utilisée pour les résultats relatifs aux différentes configurations précédentes. Seuls les résultats relatifs à la hauteur maximum d'inondation (Fig. 1) et les résultats relatifs à la durée de submersion des surfaces submergées sous au moins 20cm d'eau (Fig. 2) sont présentés.



**Fig. 1 : Evolution de  $H_{bm agr} / H_{bm réf}$  en fonction du rapport  $S_{p2}/S_{p1}$  pour deux cellules dont les ouvertures ont des rapports  $R_p$  très différents.**

$H_{bm agr}$  : hauteur maximum observée dans le bloc avec la simulation agrégée.

$H_{bm réf}$  : hauteur maximum moyenne observée dans le bloc correspondant à la référence numérique.

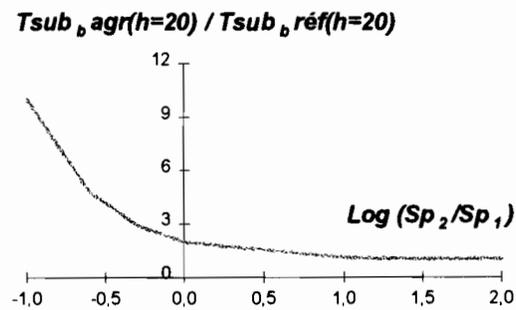


Fig. 2 : Evolution de  $T_{sub,agr}(h=20\text{cm}) / T_{sub,réf}(h=20\text{cm})$  en fonction du rapport  $S_{p2}/S_{p1}$ .

On retrouve une approximation acceptable (des points de vue hauteur maximum de submersion et temps de submersion) du comportement moyen du bloc à l'aide de la représentation agrégée uniquement lorsque la cellule C2, dont le rapport pénétrabilité/stockabilité est le plus grand, atteint une surface  $S_{p2}$  supérieure à  $10 \cdot S_{p1}$  (donc lorsque le comportement moyen du bloc est essentiellement défini par le comportement de cette cellule C2) ! Par ailleurs, les résultats obtenus se dégradent considérablement lorsque la surface  $S_{p2}$  devient équivalente ou faible devant la surface de la cellule C1 : les erreurs relatives entre les grandeurs issues des deux types de représentation atteignent 30 % pour les hauteurs maximum d'inondation et dépassent largement 50 % pour les temps de submersion lorsque les surface des deux cellules sont équivalentes.

*On a donc apparition d'un biais important lorsque la surface de la cellule la plus conductive est inférieure à la surface de la cellule la moins conductive*

## C. résultats des simulations.

Les résultats des simulations concernent **8 configurations de blocs** dont les caractéristiques sont données dans le tableau 5 du paragraphe *X.C.2.a* du texte principal (chapitre X). Chacune des pages suivantes présente les différents graphiques relatifs à une configuration de bloc donnée.

Ces graphiques décrivent :

- le **contexte physique** de la simulation (Graphes de type A, B et C) ;
- le **contexte hydraulique** des simulations (Graphes de type C2, D et E)
- et la **qualité des résultats** obtenus à l'aide de la simulation agrégée (Graphes de type F et G).

La signification de chacun de ces graphiques est exposée dans le paragraphe *X.D.1.* du chapitre X.

Pour chaque configuration de bloc  $B_k$  étudiée, **12 événements inondants** ont été simulés (notés H11 à H16 et H21 à H26). Les graphiques présentent pour une configuration de bloc donnée les résultats relatifs à ces 12 crues. Les caractéristiques de ces crues sont présentées dans le paragraphe *X.C.2.b* du chapitre X du texte principal.

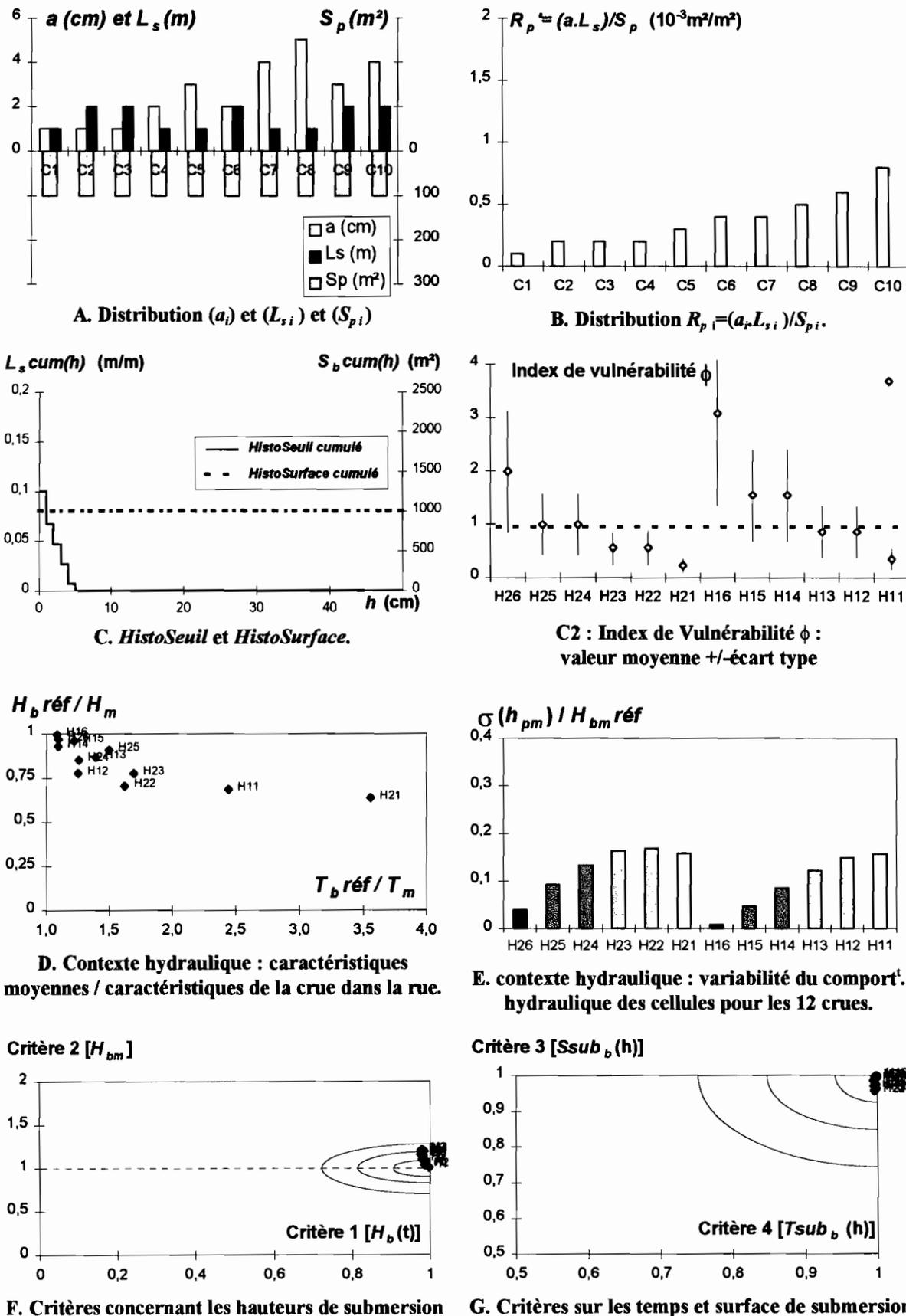
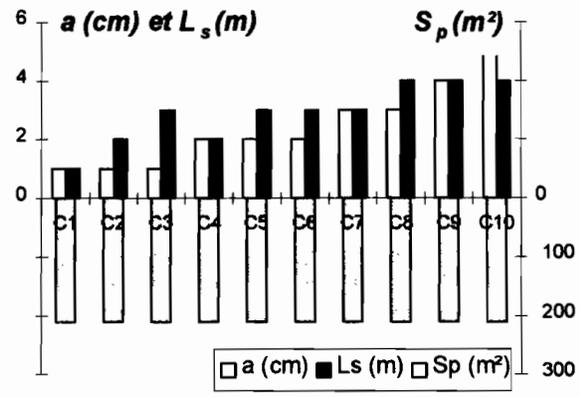
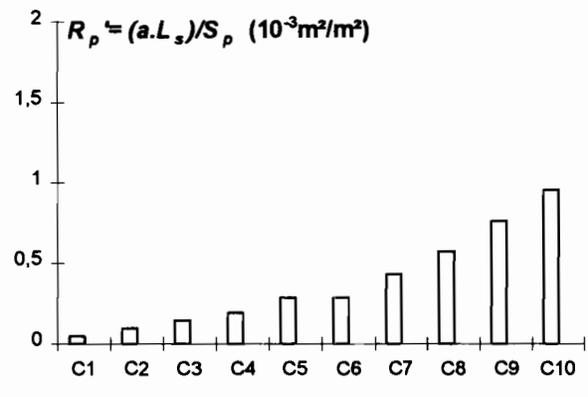


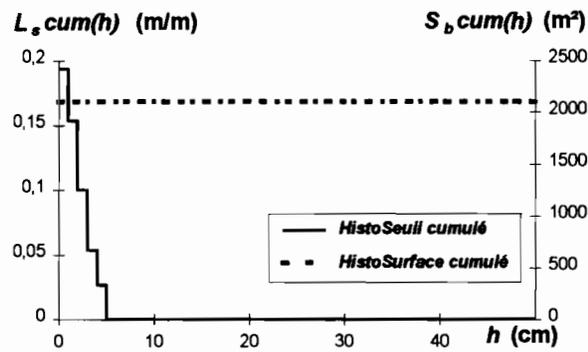
Fig. 3 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B1 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée.



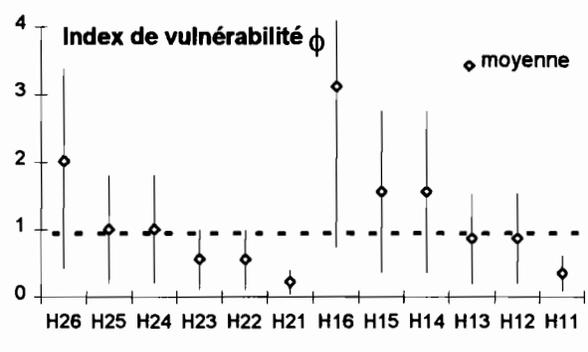
A. Distribution ( $a_i$ ) et ( $L_{s,i}$ ) et ( $S_{p,i}$ )



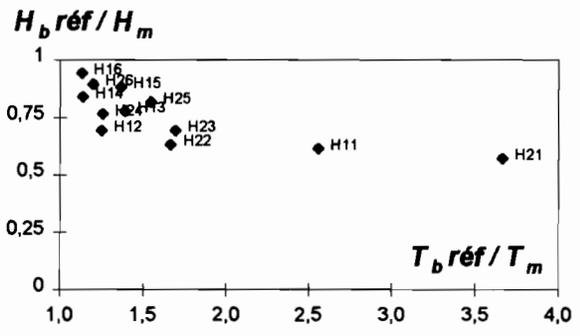
B. Distribution  $R_{p,i} = (a_i L_{s,i}) / S_{p,i}$ .



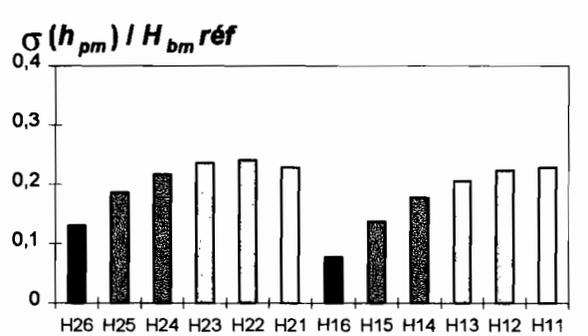
C. HistoSeuil et HistoSurface.



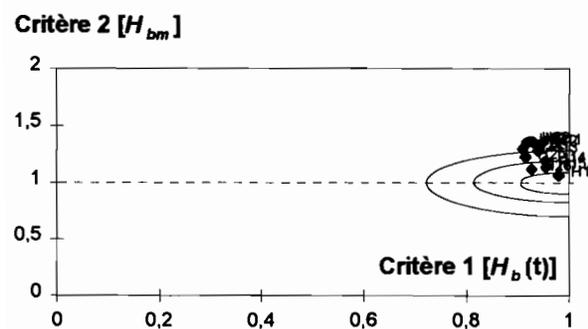
C2 : Index de Vulnérabilité  $\phi$  : valeur moyenne +/- écart type



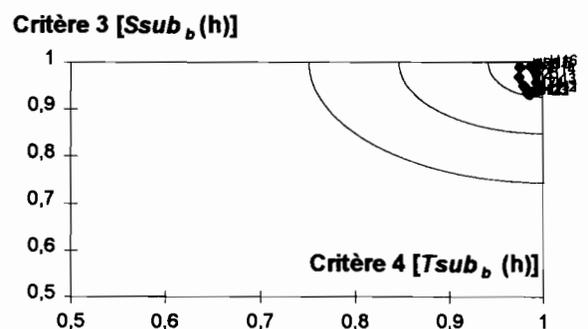
D. Contexte hydraulique : caractéristiques moyennes / caractéristiques de la crue dans la rue.



E. Contexte hydraulique : variabilité du comportement hydraulique des cellules pour les 12 crues.



F. Critères concernant les hauteurs de submersion



G. Critères sur les temps et surface de submersion

Fig. 4 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B2 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée.

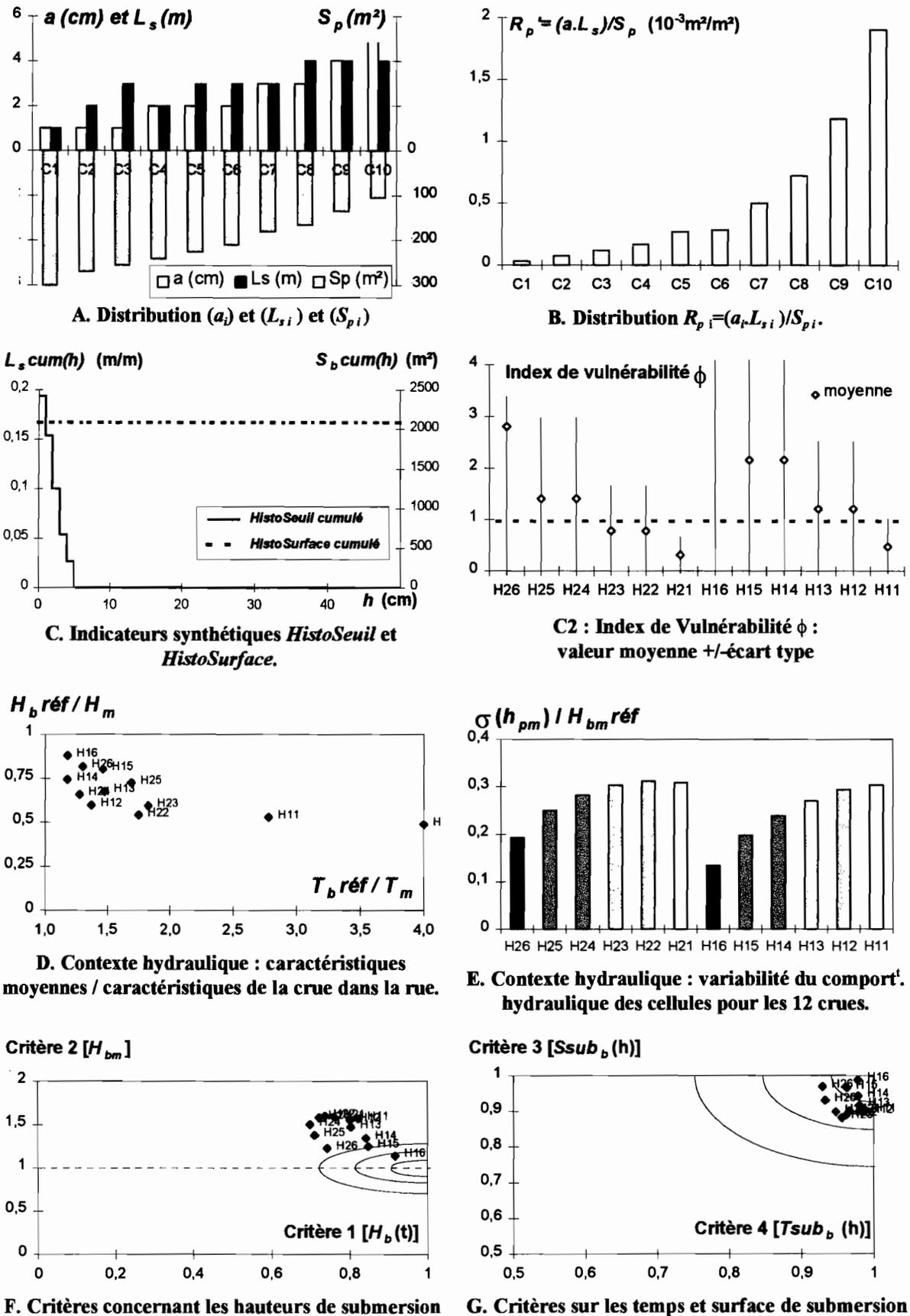


Fig. 5 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B3 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée.

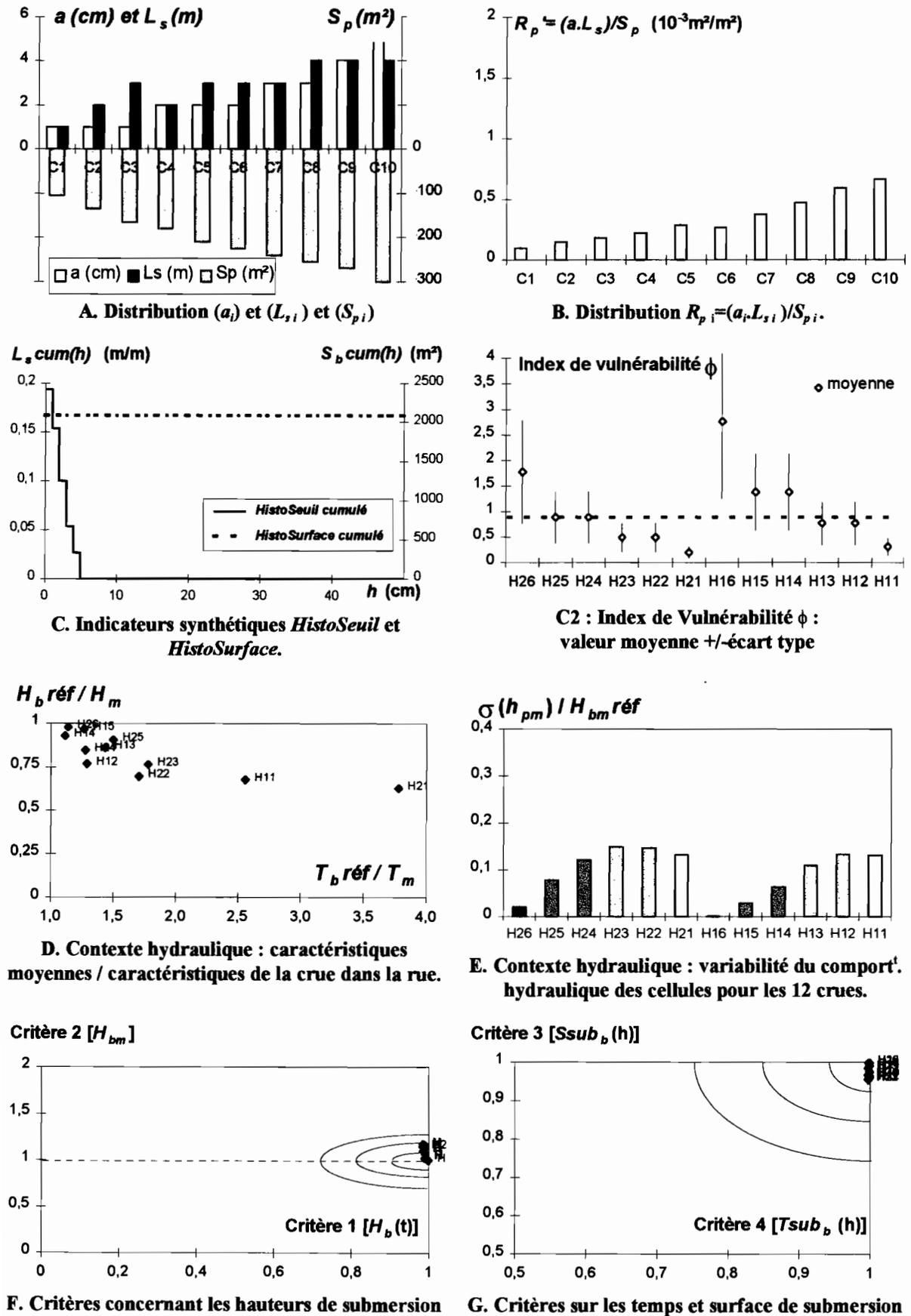
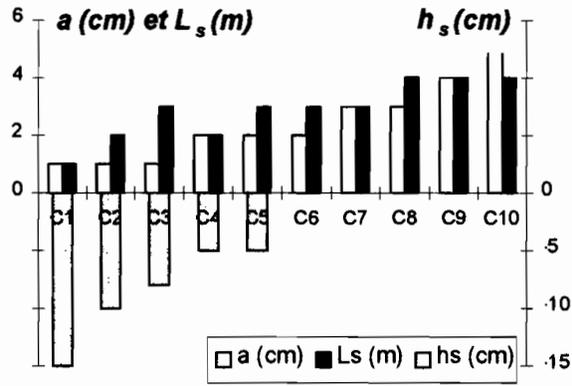
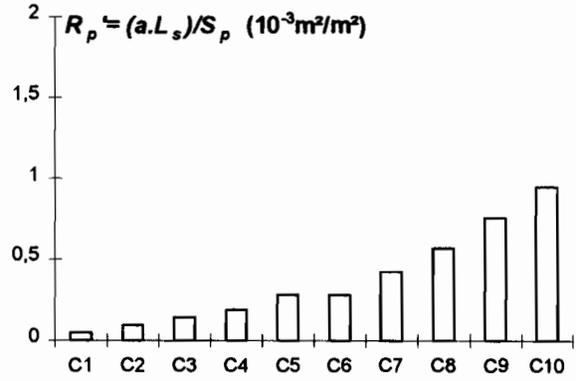


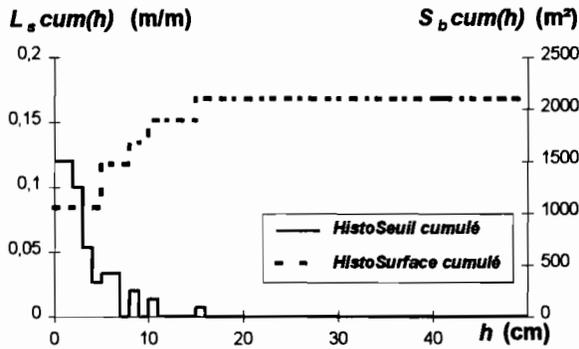
Fig. 6 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B4 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée.



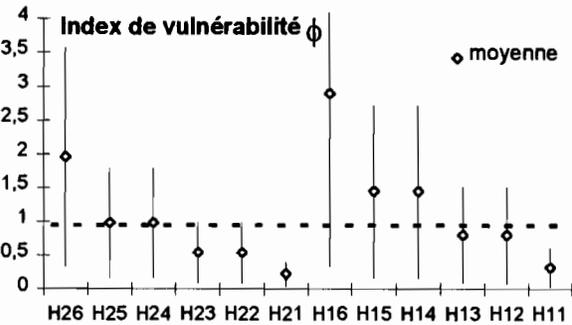
A. Distribution ( $a_i$ ) et ( $L_{s,i}$ ) et ( $h_{s,i}$ )



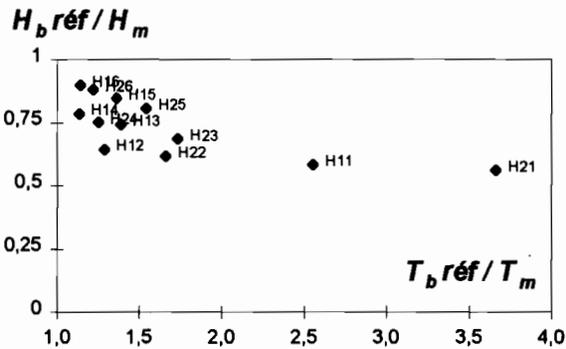
B. Distribution  $R_{p,i} = (a_i L_{s,i}) / S_{p,i}$ .



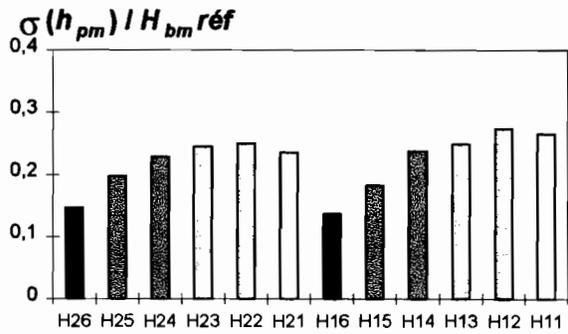
C. Indicateurs synthétiques *HistoSeuil* et *HistoSurface*.



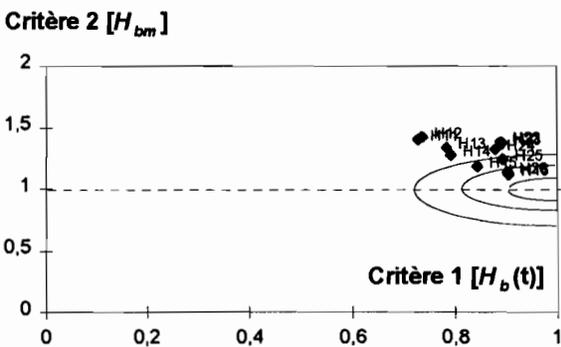
C2 : Index de Vulnérabilité  $\phi$  : valeur moyenne +/- écart type



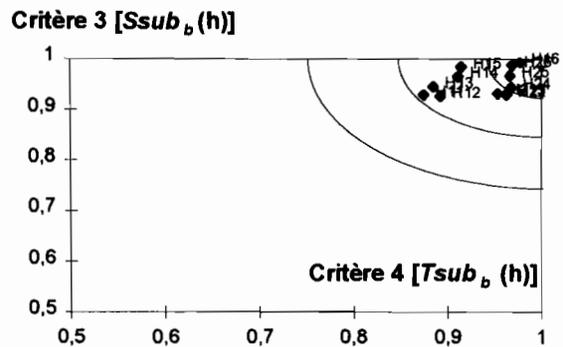
D. Contexte hydraulique : caractéristiques moyennes / caractéristiques de la crue dans la rue.



E. Contexte hydraulique : variabilité du comportement hydraulique des cellules pour les 12 crues.

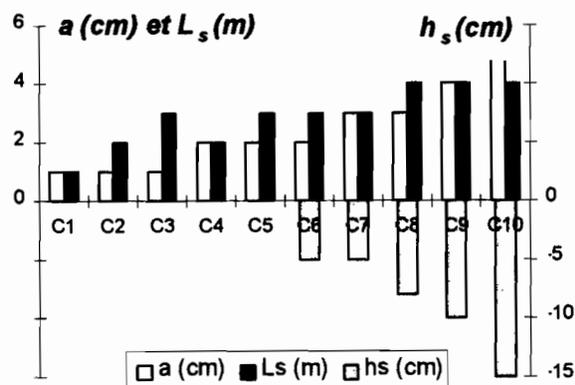


F. Critères concernant les hauteurs de submersion

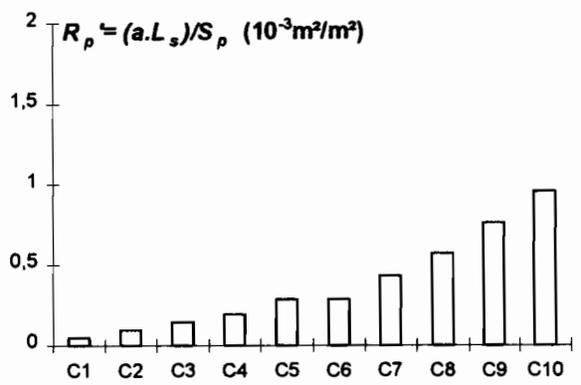


G. Critères sur les temps et surface de submersion

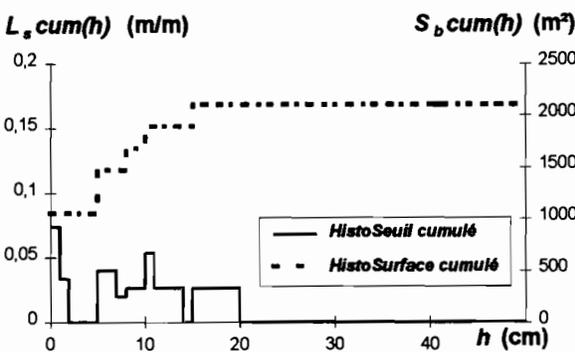
Fig. 7 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B5 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée.



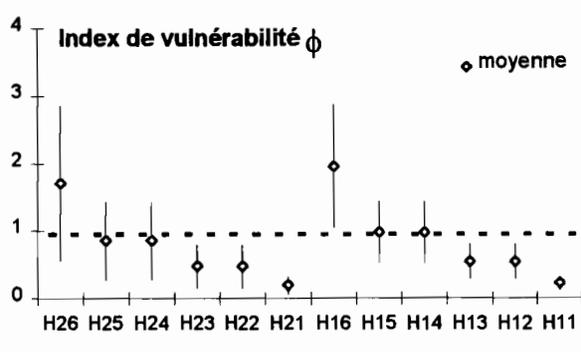
A. Distribution ( $a_i$ ) et ( $L_{s,i}$ ) et ( $h_{s,i}$ )



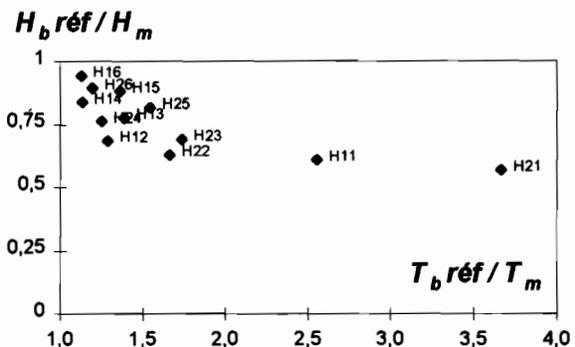
B. Distribution  $R_{p,i} = (a_i.L_{s,i})/S_{p,i}$ .



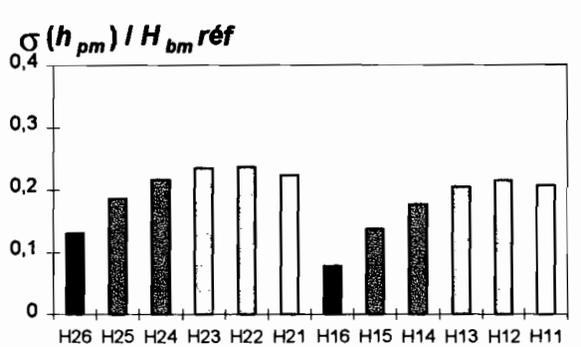
C. Indicateurs synthétiques *HistoSeuil* et *HistoSurface*.



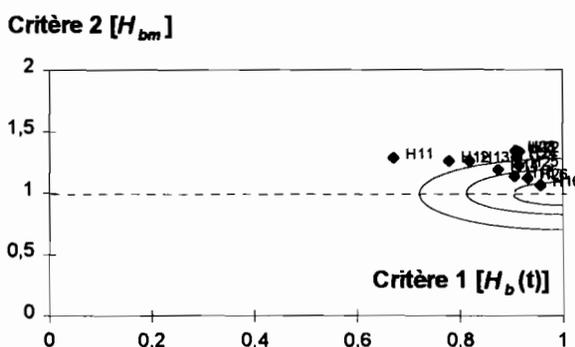
C2 : Index de Vulnérabilité  $\phi$  : valeur moyenne +/- écart type



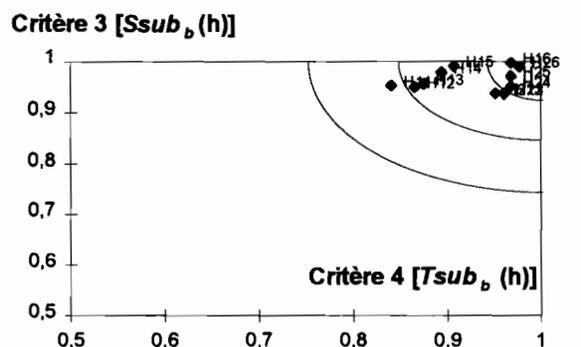
D. Contexte hydraulique : caractéristiques moyennes / caractéristiques de la crue dans la rue.



E. Contexte hydraulique : variabilité du comportement hydraulique des cellules pour les 12 crues.

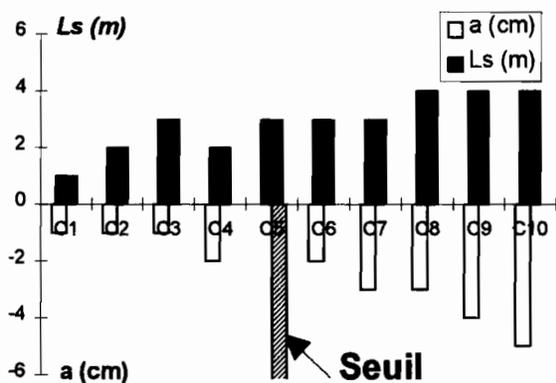


F. Critères concernant les hauteurs de submersion

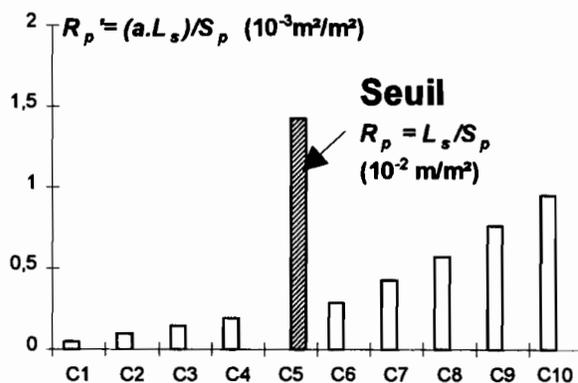


G. Critères sur les temps et surface de submersion

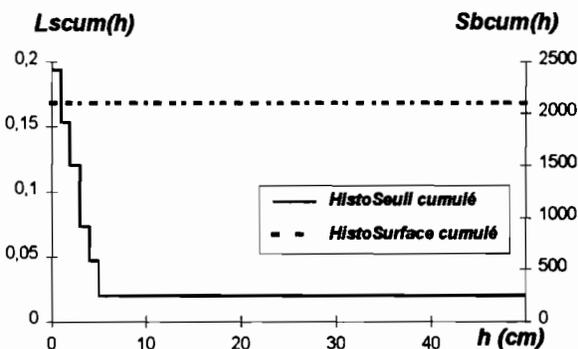
Fig. 8 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B6 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée.



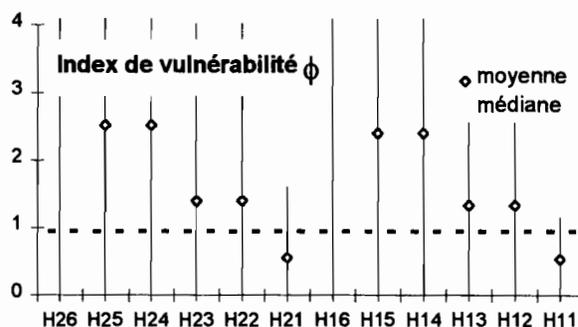
A. Distribution ( $a_i$ ) et ( $L_{s,i}$ )



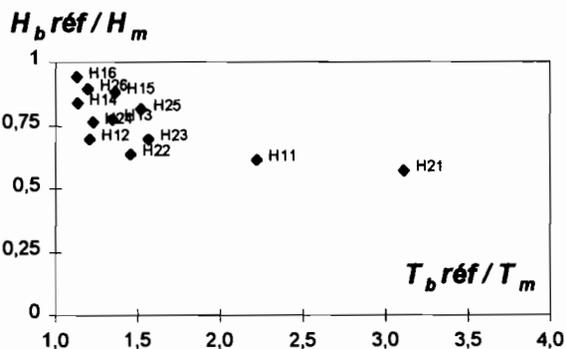
B. Distribution  $R_{p,i} = (a_i L_{s,i}) / S_{p,i}$ .



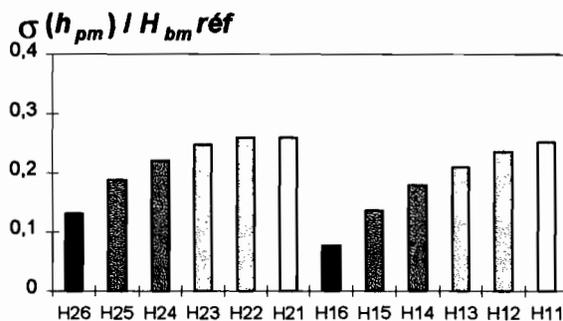
C. Indicateurs synthétiques *HistoSeuil* et *HistoSurface*.



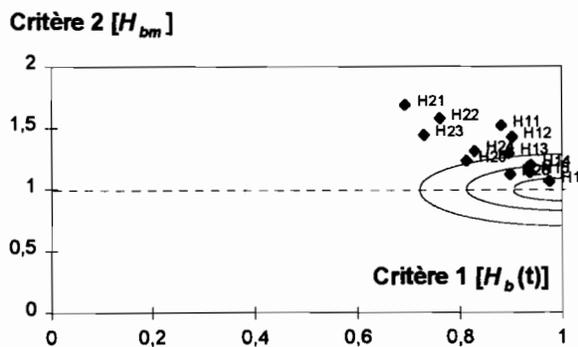
C2 : Index de Vulnérabilité  $\phi$  : valeur moyenne +/- écart type



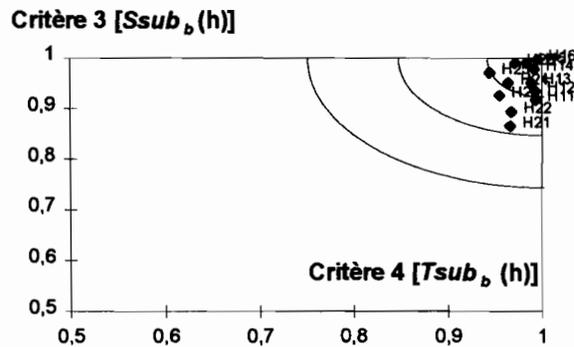
D. Contexte hydraulique : caractéristiques moyennes / caractéristiques de la crue dans la rue.



E. Contexte hydraulique : variabilité du comportement hydraulique des cellules pour les 12 crues.

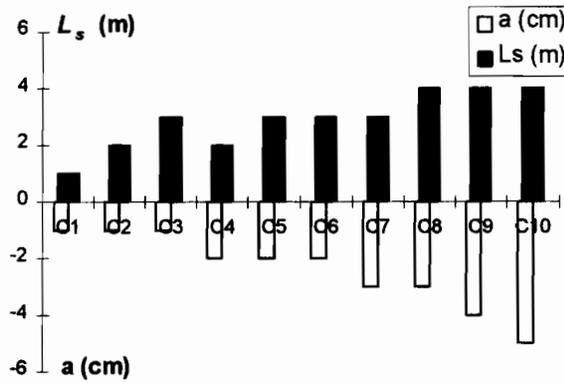


F. Critères concernant les hauteurs de submersion

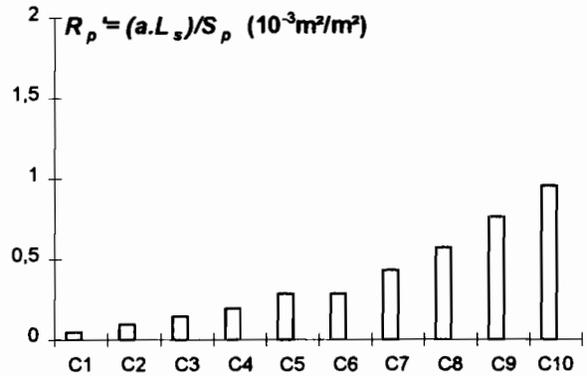


G. Critères sur les temps et surface de submersion

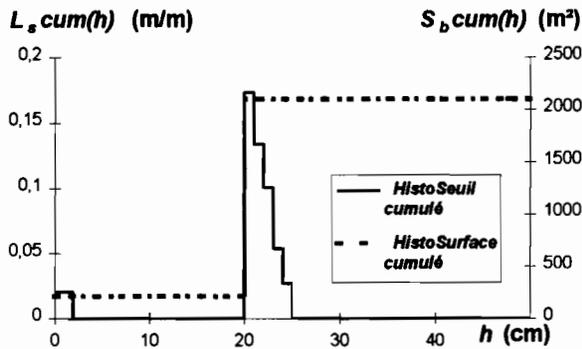
Fig. 9 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B7 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée.



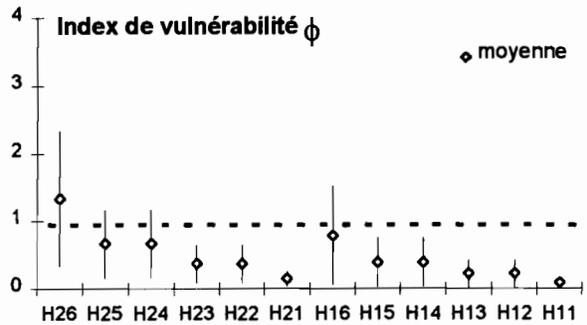
A. Distribution ( $a_i$ ) et ( $L_{s_i}$ )



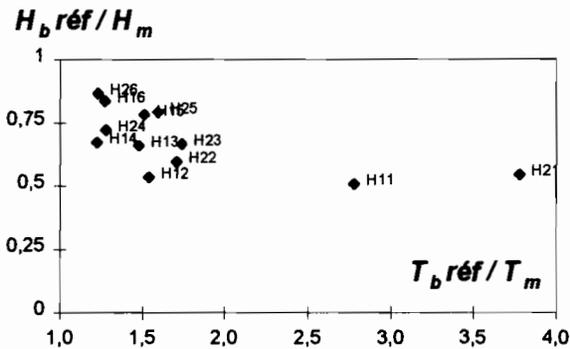
B. Distribution  $R_{p_i} = (a_i L_{s_i}) / S_{p_i}$ .



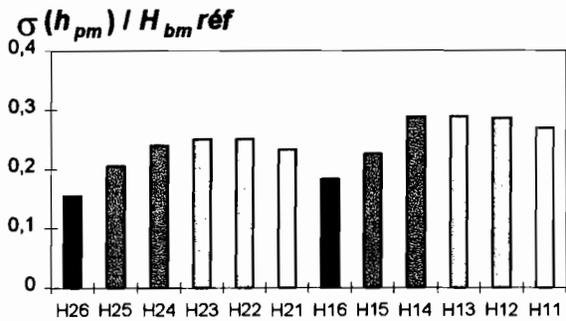
C. Indicateurs synthétiques *HistoSeuil* et *HistoSurface*.



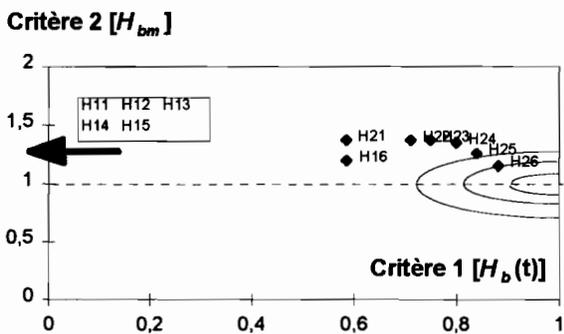
C2 : Index de Vulnérabilité  $\phi$  : valeur moyenne +/- écart type



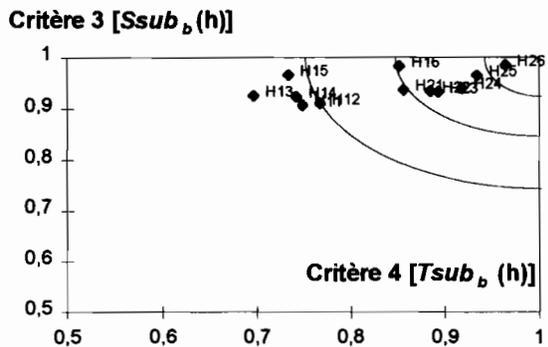
D. Contexte hydraulique : caractéristiques moyennes / caractéristiques de la crue dans la rue.



E. contexte hydraulique : variabilité du comportement hydraulique des cellules pour les 12 crues.



F. Critères concernant les hauteurs de submersion



G. Critères concernant les temps et surface de submersion

Fig. 10 : Contexte de la simulation concernant le Bloc B8 et résultats de la comparaison entre modélisation agrégée et modélisation distribuée.