

DOSSIERS TECHNIQUES

L'ASSAINISSEMENT  
DES EAUX  
PLUVIALES  
EN MILIEU  
URBAIN  
TROPICAL  
SUBSAHARIEN

Alain MOREL A L'HUISSIER

08.25  
MZ/AG

*ce livre pour le monde  
de l'urbanisation sur le  
Côte d'Ivoire  
et le Bénin*

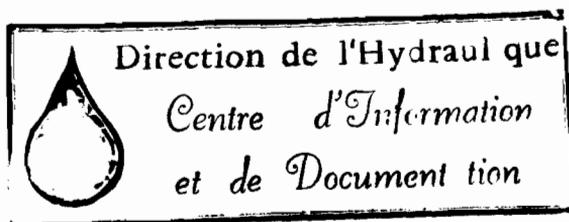
© 1996  
ISBN 2-919894-00-5

Programme d'Alimentation en Eau et d'Assainissement  
PNUD – Banque mondiale  
Groupe Régional de l'Eau et de l'Assainissement  
Mission régionale de la Banque mondiale en Afrique de l'Ouest  
01 BP 1850 Abidjan 01 – Côte d'Ivoire  
Tél.: (225) 44 22 27; Fax: (225) 44 16 87

Centre d'Enseignement et de Recherche pour la Gestion des Ressources Naturelles et de l'Environnement  
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
La Courtine, 93167 Noisy-le-Grand Cedex France  
Tél.: 33 (1) 43 04 40 98; Fax: 33 (1) 43 05 70 78

# L'ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES EN MILIEU URBAIN TROPICAL SUBSAHARIEN

08.25  
MZLAS



Cet ouvrage a été préparé par le CERGRENE pour le Programme PNUD-Banque mondiale d'alimentation en eau et d'assainissement, Division Eau et Assainissement, Département des Infrastructures et du Développement Urbain, Banque mondiale, Washington D.C. (USA) sur un financement du Programme et du gouvernement français.

Les informations qui y sont contenues peuvent être librement utilisées à condition de faire l'objet de citation appropriée.

La publication de cette étude a été financée par la coopération luxembourgeoise. L'édition a été assurée par Lux-Development, agence d'exécution de la coopération bilatérale du gouvernement luxembourgeois.

L'objectif de cette publication est d'encourager la diffusion de nouvelles approches dans le secteur de l'eau et de l'assainissement et l'échange d'idées à partir de leçons tirées des projets dans la région subsaharienne. Les idées, conclusions et interprétations exprimées dans cet ouvrage sont celles des auteurs et ne sauraient être attribuées de quelque manière que ce soit au Programme PNUD-Banque mondiale d'alimentation en eau et d'assainissement, à la Banque mondiale, au Programme des Nations Unies pour le Développement, au gouvernement français ou tout autre organisation.

TABLE DES MATIERES

	<b>POSITION DU PROBLEME</b>	<b>13</b>
<b>1</b>	<b>LES LIMITES DU MODELE "RESEAU"</b>	<b>13</b>
1.1	CONTRAINTES LIEES AU REGIME CLIMATIQUE	13
1.2	CONTRAINTES LIEES A L'URBANISATION	14
1.3	CONTRAINTES LIEES A L'ERODABILITE DES SOLS ET AU TRANSPORT SOLIDE	15
1.4	CONTRAINTES LIEES AU COUT ET AU FINANCEMENT DU RESEAU DE DRAINAGE	17
1.5	CONTRAINTES SOCIO-CULTURELLES	18
1.6	CONTRAINTES INSTITUTIONNELLES	19
<b>2</b>	<b>LES EFFETS D'UN ASSAINISSEMENT PLUVIAL INADEQUAT</b>	<b>20</b>
<b>3</b>	<b>SOLUTIONS</b>	<b>22</b>
3.1	LES SOLUTIONS CLASSIQUES	22
3.2	LES SOLUTIONS NOUVELLES	23
3.2.1	<i>LA GESTION EN TEMPS REEL</i>	23
3.2.2	LES TECHNOLOGIES ALTERNATIVES	24
<b>4</b>	<b>CONCLUSION</b>	<b>26</b>
	<b>LA PLUIE</b>	<b>29</b>
<b>1</b>	<b>DE QUOI S'AGIT-IL?</b>	<b>29</b>
<b>2</b>	<b>TYPLOGIE DES PLUIES</b>	<b>29</b>
2.1	LES TORNADES	29
2.2	LES PLUIES DE MOUSSON	30
<b>3</b>	<b>LES MESURES</b>	<b>30</b>
3.1	OBJECTIFS DES MESURES	30
3.2	LES APPAREILS DE MESURE	31
3.2.1	<i>LES PLUVIOMETRES</i>	31
3.2.2	<i>LES PLUVIOMETRES ENREGISTREURS</i>	31
3.2.3	<i>CRITERES D'IMPLANTATION DES PLUVIOMETRES ET PLUVIOGRAPHES</i>	32
3.3	DEPOUILLEMENT, ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE ET TRAITEMENT DES DONNEES	33
3.4	PRESENTATION DES RESULTATS DE MESURE	34
<b>4</b>	<b>LA NOTION DE PERIODE DE RETOUR</b>	<b>35</b>

TABLE DES MATIERES

<b>5</b>	<b>MODELES DE PLUIE</b>	<b>36</b>
5.1	PLUIE DE PROJET	36
5.1.1	<i>COURBES INTENSITE-DUREE-FREQUENCE</i>	36
5.1.2	<i>LA NOTION DE PLUIE DE PROJET</i>	37
5.1.3	<i>PLUIE DE PROJET DOUBLE-TRIANGLE DE DESBORDES</i>	38
5.1.4	<i>MODELE DE HUFF (PLUIE DE PROJET ISW)</i>	39
5.1.5	<i>MODELE DE KEIFFER ET CHU</i>	40
5.2	DISTRIBUTION SPATIALE DE LA PLUIE	40
5.3	SIMULATION DE CHRONIQUES	41
<b>6</b>	<b>APPLICATION</b>	<b>42</b>
6.1	PLUIE DE PROJET EN TRIANGLE ISOCELE	42
	<b>LES DEBITS</b>	<b>45</b>
<b>1</b>	<b>DE QUOI S'AGIT-IL?</b>	<b>45</b>
<b>2</b>	<b>LES MESURES</b>	<b>45</b>
2.1	OBJECTIFS DES MESURES	45
2.2	CHOIX D'UNE METHODOLOGIE D'OBTENTION DES DEBITS	45
2.2.1	<i>LES MESURES PAR DISPOSITIFS PREETALONNES</i>	46
2.2.2	<i>ETALONNAGE DES COLLECTEURS</i>	46
2.3	CONCLUSION	48
<b>3</b>	<b>LES MODELES</b>	<b>49</b>
3.1	ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE DANS UN COLLECTEUR	49
3.1.1	<i>MODELE MECANISTE: LES EQUATIONS DE SAINT-VENANT</i>	49
3.1.2	<i>MODELES MECANISTES SIMPLIFIES</i>	50
3.1.3	<i>LES MODELES CONCEPTUELS</i>	52
3.2	ECOULEMENT EN CHARGE DANS UN COLLECTEUR	53
3.2.1	<i>EQUATIONS DE BASE (REGIME TRANSITOIRE)</i>	53
3.2.2	<i>EQUATION DE BERNOULLI (REGIME PERMANENT)</i>	54
	<b>LE BASSIN VERSANT URBAIN</b>	<b>57</b>
<b>1</b>	<b>DE QUOI S'AGIT-IL?</b>	<b>57</b>
<b>2</b>	<b>TYPES</b>	<b>58</b>
<b>3</b>	<b>LES CARACTERISTIQUES D'UN BASSIN VERSANT</b>	<b>59</b>
3.1	LA SURFACE DRAINEE A	59
3.2	LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT C	60
3.3	LE TEMPS DE CONCENTRATION $t_c$	61
3.4	L'HYDROGRAMME A L'EXUTOIRE	62

## TABLE DES MATIERES

<b>4</b>	<b>LES MODELES</b>	<b>62</b>
4.1	LA FORMULE RATIONNELLE	63
4.2	LE MODELE DE CAQUOT	65
4.2.1	EVALUATION DES PARAMETRES DE LA FORMULE DE CAQUOT	66
4.2.2	DEFINITION DES VARIABLES DE LA FORMULE DE CAQUOT	67
4.2.3	PRECISION DE LA FORMULE DE CAQUOT	69
4.2.4	GROUPEMENT DES BASSINS	69
4.2.5	DOMAINE D'APPLICATION	70
4.3	LE MODELE DU RESERVOIR LINEAIRE	71
4.3.1	DOMAINE D'APPLICATION DU MODELE	73
4.3.2	LE TEMPS DE REPONSE K DU BASSIN	73
4.3.3	DONNEES NECESSAIRES POUR LE MODELE	74
4.4	LE MODELE DE BOUVIER	74
4.4.1	LA FONCTION DE PRODUCTION	74
4.4.2	LA FONCTION DE TRANSFERT	76
4.4.3	LIMITES ET CONDITIONS D'UTILISATION DU MODELE DE BOUVIER	76
<b>5</b>	<b>COMPARAISON DES METHODES DE TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT</b>	<b>77</b>
<b>6</b>	<b>APPLICATION</b>	<b>78</b>
6.1	FORMULE DE CAQUOT	78
6.1.1	DETERMINATION DES DEBITS A L'EXUTOIRE DES BASSINS B1 ET B2	79
6.1.2	DETERMINATION DE $Q_{p,12}$ EN B: $B12 = B1 // B2$	80
6.1.3	DETERMINATION DE $Q_{p,13}$ EN B <sub>c</sub> : $B13 = B12 + B3$	80
6.2	FORMULE DE CAQUOT AVEC TRANSFERT DES HYDROGRAMMES ASSIMILES A DES TRIANGLES ISOCELES	81
6.2.1	CONSTRUCTION DES HYDROGRAMMES HY1 EN A <sub>c</sub> ET HY2 EN D <sub>c</sub>	81
6.2.2	TRANSFERT ET COMPOSITION DES HYDROGRAMMES HY1 ET HY2 EN B	81
6.2.3	TRANSFERT DE L'HYDROGRAMME RESULTANT HY12 DE B EN B <sub>c</sub> ET COMPOSITION AVEC HY3	82
6.3	METHODE DE BOUVIER	83
6.3.1	CONSTRUCTION DU HYETOGRAMME DE LA PLUIE DE PROJET	83
6.3.2	HYETOGRAMMES DE PLUIES NETTES DISCRETISES	84
6.3.3	CALCUL DES TEMPS DE REPONSE DES BASSINS	87
6.3.4	HYDROGRAMMES DES BASSINS B1 ET B2	87
6.3.5	TRANSFERT DES HYDROGRAMMES HY1 ET HY2 EN B ET COMBINAISON	89
6.3.6	CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME HY3 AU POINT B <sub>c</sub>	89
<b>7</b>	<b>CONCLUSION</b>	<b>91</b>

**TABLE DES MATIERES**

	<b>LES BASSINS DE RETENTION</b>	<b>93</b>
<b>1</b>	<b>DE QUOI S'AGIT-IL?</b>	<b>93</b>
<b>2</b>	<b>LES DIFFERENTS TYPES DE BASSINS DE STOCKAGE</b>	<b>93</b>
<b>3</b>	<b>MODES D'USAGE</b>	<b>94</b>
3.1	QUELS USAGES POUR LES BASSINS SECS?	94
3.2	QUELS USAGES POUR LES BASSINS EN EAU?	94
3.3	QUELS USAGES POUR LES BASSINS D'INFILTRATION?	94
<b>4</b>	<b>CONTRAINTES ET OPPORTUNITES</b>	<b>95</b>
4.1	LES BASSINS A SEC	95
4.1.1	OPPORTUNITES	95
4.1.2	CONTRAINTES	95
4.2	LES BASSINS EN EAU	96
4.2.1	OPPORTUNITES	96
4.2.2	CONTRAINTES	96
4.3	LES BASSINS D'INFILTRATION	99
4.3.1	OPPORTUNITES	99
4.3.2	CONTRAINTES	99
<b>5</b>	<b>MODELES DE DIMENSIONNEMENT</b>	<b>99</b>
5.1	METHODES SIMPLIFIEES	99
5.1.1	METHODE DES PLUIES	100
5.1.2	METHODE DES VOLUMES	101
5.1.3	COMPARAISON ET DOMAINE DE VALIDITE DES METHODES SIMPLIFIEES	102
5.1.4	UTILISATION DES METHODES SIMPLIFIEES AVEC UN DEBIT DE FUITE NON CONSTANT	103
5.2	METHODES COMPLETES	104
5.2.1	DEMARCHE POUR LE DIMENSIONNEMENT	104
5.2.2	MODELES DE SIMULATION HYDRAULIQUE	106
<b>6</b>	<b>EVALUATIONS QUALITATIVES</b>	<b>106</b>
6.1	LES ELEMENTS DE SURCOUT	106
6.2	IMPACT	106
6.2.1	POLLUTION	106
6.2.2	AUTRES NUISANCES	108
6.3	TACHES DE L'ENTRETIEN	109
<b>7</b>	<b>DONNEES NECESSAIRES</b>	<b>110</b>

## TABLE DES MATIERES

<b>8</b>	<b>APPLICATION: DIMENSIONNEMENT D'UN BASSIN DE RETENTION</b>	<b>110</b>
8.1	METHODE SIMPLIFIEE: METHODE DES PLUIES ET FACTEUR CORRECTIF	111
8.2	METHODE DETAILLEE AVEC HYPOTHESES INCHANGEES SUR L'HYDROGRAMME ENTRANT DANS LE BASSIN VERSANT	112
8.3	METHODE DETAILLEE AVEC PRISE EN COMPTE DES PERTES ET DU RUISSELLEMENT SUR LA SURFACE DRAINEE PAR LE BASSIN DE RETENTION	114
8.4	CONCLUSION DE L'APPLICATION	117
	<b>LE PUITTS D'ABSORPTION</b>	<b>119</b>
<b>1</b>	<b>DE QUOI S'AGIT-IL?</b>	<b>119</b>
<b>2</b>	<b>CONTRAINTES ET OPPORTUNITES</b>	<b>119</b>
2.1	LES CONTRAINTES	119
2.2	LES OPPORTUNITES	120
2.3	LE COLMATAGE	120
<b>3</b>	<b>DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES</b>	<b>121</b>
3.1	MODES DE RECEPTION DES EAUX PLUVIALES	121
3.2	MODES DE STOCKAGE TEMPORAIRE DES EAUX RECUEILLIES	121
3.3	ASSOCIATION AVEC D'AUTRES TECHNIQUES	122
3.4	INTERFACE SURFACE DRAINEE/PUITS – EXEMPLES	122
<b>4</b>	<b>DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE</b>	<b>124</b>
4.1	QUELLE SURFACE D'INFILTRATION?	126
4.2	CHOIX DES DIMENSIONS INITIALES	127
4.3	DETERMINATION DU DEBIT DE FUITE (OU DEBIT DE VIDANGE)	127
4.4	CALCUL DU VOLUME DE STOCKAGE	128
4.5	CALCUL DES DIMENSIONS DU PUITTS	128
<b>5</b>	<b>TACHES D'ENTRETIEN</b>	<b>129</b>
<b>6</b>	<b>PRECAUTIONS A PRENDRE LORS DE LA REALISATION</b>	<b>129</b>
<b>7</b>	<b>DONNEES NECESSAIRES</b>	<b>129</b>
<b>8</b>	<b>APPLICATIONS</b>	<b>130</b>

**TABLE DES MATIERES**

	<b>LES TRANCHEES</b>	<b>133</b>
<b>1</b>	<b>DE QUOI S'AGIT-IL?</b>	<b>133</b>
<b>2</b>	<b>TYPES</b>	<b>134</b>
<b>3</b>	<b>DOMAINES D'APPLICATION</b>	<b>135</b>
<b>4</b>	<b>CONTRAINTES ET OPPORTUNITES</b>	<b>136</b>
4.1	OPPORTUNITES	136
4.2	CONTRAINTES	136
<b>5</b>	<b>LA CONCEPTION DES TRANCHEES</b>	<b>137</b>
<b>6</b>	<b>DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET MODES D'USAGE</b>	<b>138</b>
6.1	INTERFACE SURFACE DRAINEE/TRANCHEE	138
6.2	INTERFACE TRANCHEE/EXUTOIRE AVAL	138
<b>7</b>	<b>DIMENSIONNEMENT ET SIMULATION HYDRAULIQUES</b>	<b>138</b>
7.1	CHOIX DES DIMENSIONS INITIALES	139
7.2	DETERMINATION DU DEBIT DE VIDANGE	142
7.2.1	CAS DES TRANCHEES D'INFILTRATION	142
7.2.2	CAS DES TRANCHEES DE RETENTION	142
7.3	ESTIMATION DU VOLUME A STOCKER	143
7.4	DETERMINATION DES DIMENSIONS DE LA TRANCHEE	143
7.5	DIMENSIONNEMENT DES ORIFICES DE VIDANGE (ORGANES DE REGULATION AVAL OU ORIFICES ENTRE CLOISONS)	144
7.6	EXEMPLE DE PREDIMENSIONNEMENT D'UNE TRANCHEE	145
<b>8</b>	<b>EVALUATIONS QUALITATIVES</b>	<b>146</b>
8.1	COUT	146
8.2	TACHES D'ENTRETIEN	146
8.3	ADAPTATION DES USAGERS	146
<b>9</b>	<b>DONNEES NECESSAIRES</b>	<b>146</b>
<b>10</b>	<b>ETUDE DE CAS</b>	<b>147</b>
<b>11</b>	<b>ELEMENTS DE COUT</b>	<b>148</b>

## TABLE DES MATIERES

	<b>LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT</b>	151
	<b>PREAMBULE</b>	151
<b>1</b>	<b>ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT</b>	151
1.1	ETUDE DE LA TYPOLOGIE DU BATI	151
1.2	DOCUMENTS DE BASE	152
1.2.1	PLANS	152
1.2.2	PHOTOGRAPHIES AERIENNES	153
1.3	METHODES D'ESTIMATION DES SURFACES	153
1.3.1	METHODES STATISTIQUES	153
1.3.2	AUTRES METHODES	156
1.4	APPLICATIONS PRATIQUES	156
<b>2</b>	<b>DECOUPAGE DES SOUS-BASSINS VERSANTS</b>	157
2.1	DECOUPAGE EN ZONE NATURELLE	157
2.2	DECOUPAGE EN ZONE URBANISEE	158
	<b>LEXIQUE</b>	163

## POSITION DU PROBLEME

On assigne classiquement à l'assainissement pluvial trois objectifs:

- Assurer la protection contre les inondations;
- Permettre la protection de la santé publique;
- Mieux préserver le milieu naturel.

Les villes des pays en développement ont souvent hérité du concept dit "hygiéniste" de l'assainissement pluvial: fondé sur l'évacuation rapide des écoulements par le biais d'un réseau de conduites ou de caniveaux en direction d'un exutoire, ce principe fut longtemps celui adopté par les pays développés pour satisfaire aux objectifs précédents.

Or, le modèle "réseau" découlant de ce principe se heurte à un certain nombre de contraintes qui, dans les pays en développement et en milieu tropical tout particulièrement, en limitent singulièrement l'intérêt ou la pertinence technique.

### 1 LES LIMITES DU MODELE "RESEAU"

#### 1.1 CONTRAINTES LIEES AU REGIME CLIMATIQUE

Les averses tropicales présentent des intensités beaucoup plus élevées que celles des précipitations des zones de climat tempéré: 3 à 4 fois supérieures en moyenne (voir tableau n° 1 ci-dessous).

Dans les villes tropicales, les dimensions des ouvrages de drainage nécessaires pour évacuer les écoulements correspondant à ces averses devraient donc être plus importantes que dans les pays tempérés, toutes choses égales par ailleurs (voir encadré ci-dessous).

VILLE	I <sub>15</sub> (mm/h)	I <sub>30</sub> (mm/h)
Niamey	110	79
Conakry	124	96
Abidjan	142	104
Paris	41	27

**Tableau 1.**

*Intensité moyenne maximale des pluies bien-nales (T=2 ans) de 15 et 30 minutes dans quelques villes d'Afrique et à Paris*

#### DES DRAINS DEUX FOIS PLUS GROS!

Montrons, par un petit exercice de dimensionnement, qu'un émissaire d'eaux pluviales drainant une zone urbaine devrait avoir un diamètre ... fois plus important à Abidjan qu'à Paris:

Considérons un bassin versant urbain de 100 hectares peu pentu (pente moyenne: 1%) et imperméabilisé à 60%.

Compte-tenu des intensités moyennes maximales des pluies décennales à Abidjan et à Paris, la formule de Caquot conduit aux débits de projet décennaux suivants: 7,40 m<sup>3</sup>/s à Paris et 18,9 m<sup>3</sup>/s à Abidjan, soit 2,5 fois plus. Notons que ce facteur multiplicatif est à peu près indépendant du coefficient d'imperméabilisation.

On peut montrer que, d'après les formules de Chézy et de Manning-Strickler, une variation relative  $\Delta Q/Q$  du débit à évacuer entraîne une variation du diamètre de canalisation sensiblement égale à 0,4 fois celle du débit.

Dans ce cas, il faudra installer à Abidjan une canalisation de diamètre 0,4 fois 250% soit 100% plus grand qu'à Paris.

## POSITION DU PROBLEME

## 1.2 CONTRAINTES LIEES A L'URBANISATION

L'urbanisation des villes tropicales est généralement mal maîtrisée. Il s'ensuit que l'aménagement des zones non loties est difficile à envisager en raison de l'évolution souvent imprévisible de l'occupation des sols.

Deux types principaux d'occupation du sol peuvent être distingués:

- Les zones urbaines denses avec une occupation du sol modérée à forte, se situant généralement près des exutoires;
- Les zones périurbaines présentant des tissus urbains ayant une imperméabilisation inférieure à 30% et croissant à un rythme comparable à celui de la démographie. Ces zones sont souvent constituées d'un ensemble de quartiers d'habitation séparés par des talwegs, des ruisseaux ou des marigots, etc.

Ces zones périurbaines présentent des difficultés particulières vis-à-vis de la planification des réseaux d'assainissement pluvial. L'expérience montre en effet que:

- La conception linéaire du réseau conduit à des aménagements totalement figés, se révélant inadaptés aux besoins de drainage qui se font jour lorsque ces zones s'étendent ou se densifient suivant des modalités imprévues et, du reste, difficilement prévisibles initialement;
- Les débits de ruissellement futurs sont mal appréhendés, ce qui se traduit par la construction d'un réseau de drainage inadapté en capacité: soit surdimensionné

et entraînant alors des investissements inutiles, soit insuffisant pour prévenir les inondations de fréquence retenue.

Globalement, les réseaux classiques de drainage sont inadaptés à une croissance urbaine rapide et incontrôlée. Ils doivent avoir une taille initiale plus importante pour fonctionner pendant la même durée qu'en zone tempérée (voir encadré ci-contre).

---

INFLUENCE DU TAUX DE CROISSANCE DE  
L'URBANISATION SUR LES DIMENSIONS D'UN  
RESEAU DE DRAINAGE

Supposons que l'horizon de planification pour le réseau de drainage soit de 20 ans et que le taux d'imperméabilisation du bassin versant à drainer soit initialement de 30%.

Assimilons le rythme d'imperméabilisation au taux de croissance de l'urbanisation et choisissons pour celui-ci les valeurs "raisonnables" suivantes: 1,2% par an en zone tempérée d'un pays industrialisé et 5% par an pour une ville d'un pays en développement. Il faudra alors dimensionner le réseau du premier pour un coefficient d'imperméabilisation à terme (au bout de 20 ans) de 38% et celui du second pour un coefficient de près de 80%. Comme le débit de pointe à évacuer est sensiblement proportionnel à ce coefficient, les ouvrages à installer devront évacuer un débit 2 fois plus élevé dans le cas de la ville en développement.

---

## POSITION DU PROBLEME

## 1.3 CONTRAINTES LIEES A L'ERODABILITE DES SOLS ET AU TRANSPORT SOLIDE

Le dysfonctionnement hydraulique des ouvrages de drainage est causé par deux phénomènes:

- Les *dépôts solides*, qui sont soit des dépôts dus au rejet d'ordures ménagères ou d'objets encombrants dans les collecteurs à ciel ouvert (pneus, matelas, carcasses métalliques, etc.), soit des dépôts de particules fines issues de l'érosion du sol;
- *L'érosion hydraulique* se manifeste par l'action directe de la pluie sur le sol (destruction de la structure superficielle par le phénomène de battance), mais aussi par le ruissellement qui provoque l'érosion mécanique, par éboulement et solifluxion interne. L'érosion mécanique est la plus répandue et se manifeste sous différentes formes:

- *L'érosion en nappe*: se produisant essentiellement à l'amont des bassins urbains relativement plats, de pente régulière, démunis de tout obstacle ou végétation, mais aussi à l'intérieur des bassins urbanisés lorsque le tissu de l'habitat est lâche et que subsistent des étendues

dénudées notables. C'est le résultat d'un ruissellement diffus qui enlève les particules superficielles du sol, le mélange eau-sol s'écoulant en nappe le long de la pente et le sol étant décupé par couches successives;

- *L'érosion en griffe et rigole*: le ruissellement entraîne dans ce cas les particules du sol en formant de petits sillons qui sont, soit perpendiculaires aux courbes de niveau (dans le cas de terrain en forte pente régulière, non affecté par des aménagements urbains: pistes, chemins, clôture, fossé etc.), soit parallèles aux pistes, chemins, clôtures et talus;

- *L'érosion en ravines ou ravinement*: il s'agit dans ce cas de l'aggravation du type précédent, l'érosion pouvant atteindre quelques décimètres (voire quelques mètres) avec une section en "V" lorsque le sous-sol est tendre, en "U" quand il est dur.

Les particules détachées du sol par action de la pluie sont ensuite transportées par les eaux de ruissellement. Les conséquences de ces deux phénomènes (érosion, transport des solides) sur les ouvrages de drainage sont distinctes (voir ci-après).



## POSITION DU PROBLEME

### ■ L'érosion affecte:



- Les fossés et les canaux non revêtus qui se creusent subissent une déformation des sections et talus pouvant menacer les constructions riveraines, s'approfondissent en compromettant la stabilité des ouvrages de franchissement (ponts, ponceaux, passerelles, cassis, etc.) et des ouvrages d'art (chutes, coursiers, etc.);
- Les digues dont les talus se ravinent et qui peuvent être l'objet de cheminements préférentiels plus ou moins marqués et de renards;

- Les fossés et canaux revêtus qui peuvent être déchaussés par les ravineurs longitudinaux.

### ■ Le transport des solides se manifeste par:

- Une attaque des ouvrages revêtus: abrasion des canaux et fossés en béton, des canalisations en béton armé, amiante ciment, PVC, des ouvrages d'art en béton. Elle est fonction de la vitesse d'écoulement, de la nature du transport solide (charriage et/ou suspension), de la dureté et de la forme des éléments grenus (sable, graviers et pierres), du dosage et de la compacité du béton;
- Des atterrissements (sédimentation) partout où se produisent des perturbations créant des pertes de charge singulières ou des changements de régime d'écoulement (diminution de la vitesse d'écoulement).

La formation de sédiments plus ou moins importants est préjudiciable à plusieurs titres:

- elle contribue à fixer la végétation dans le lit;
- elle diminue la débitance des canaux par réduction de la section et augmentation de la rugosité (formation d'irrégularités, ondes et dunes).

L'apport de particules fines, important dans les villes où une proportion significative des surfaces sont nues (non revêtues), aboutit parfois à une impasse technique. En effet, le respect des vitesses d'autocurage dans les émissaires (vitesses d'écoulement minimales à assurer pour entraîner ces particules) impose aux collecteurs des dimensions maximales parfois incompatibles avec les diamètres imposés par l'évacuation des débits de pointe.



## POSITION DU PROBLEME

### 1.4 CONTRAINTES LIEES AU COUT ET AU FINANCEMENT DU RESEAU DE DRAINAGE

Les financements destinés à l'étude ou à la réalisation des projets d'assainissement pluvial ne sont pas toujours adaptés, car:

- Ces projets n'envisagent que les réseaux primaires et secondaires de drainage, rarement les ouvrages de protection des milieux naturels (exutoires en cas d'un accroissement des débits). Ils excluent fréquemment les mesures anti-érosives ainsi que les réseaux tertiaires (desserte d'îlots) et, au mieux, compensent l'absence de ceux-ci par des travaux portant sur le profilage des voies tertiaires et leur stabilisation éventuelle;
- Le dimensionnement des ouvrages repose presque systématiquement sur des hypothèses très optimistes quant aux coefficients de ruissellement, notamment sur ceux affectés aux surfaces nues non revêtues (cours de concessions, voies de circulation) qui génèrent des débits plus importants que ce que l'on a longtemps supposé.

L'inefficacité des services d'exploitation et de maintenance des systèmes de drainage et l'absence de comptabilité analytique font de la détermination des coûts engendrés par ces services un pari impossible.

De ces constatations, il ressort qu'il est très délicat d'estimer le coût économique que représenterait un service correct d'assainissement des eaux pluviales assuré par un système de drainage classique (réseau de canalisations et de caniveaux).

Du fait des contraintes citées plus haut, notamment celles liées au climat, on sait cependant que les dimensions des ouvrages de drainage devraient être beaucoup plus importantes dans les villes tropicales que dans les pays industrialisés. La réalisation de ces ouvrages conduit à des dépenses particulièrement lourdes à supporter et incompatibles avec la part du budget disponible et les priorités fixées pour les autres aménagements urbains: évacuation des eaux usées, alimentation en eau potable et en électricité, infrastructures de transports, etc. A cet égard, de nombreuses agglomérations disposent de plans d'assainissement qu'il est très difficile de mettre en œuvre. De même, les coûts élevés de fonctionnement et d'entretien peuvent être cause d'abandon d'équipements (les exemples sont légion!).

## POSITION DU PROBLEME

Actuellement, la plupart des villes tropicales ont dépassé leur taille critique du point de vue du drainage classique et se trouvent dans une impasse:

- Soit elles acceptent globalement un niveau de protection inférieur, en calibrant les ouvrages à partir de périodes de retour plus faibles que celles utilisées actuellement, de façon à ramener leurs dimensions à une taille abordable;
- Soit elles procèdent de façon différentielle à des aménagements destinés à protéger plus ou moins certaines zones, en fonction de leur intérêt économique ou social, en adoptant par exemple une période de retour de 20 ans dans les centres-villes, de 2 ou 5 ans seulement dans les quartiers pauvres et de 10 ans dans les quartiers résidentiels de standing, ou bien encore en choisissant un degré de protection (c'est-à-dire une période de retour) proportionnelle à la densité de population.

## 1.5 CONTRAINTES SOCIO-CULTURELLES

En milieu urbain tropical, l'étude de la perception des réseaux d'assainissement par la population a permis de constater que:

- La population d'une zone équipée d'un réseau séparatif ne fait pas de distinction claire entre un ouvrage d'évacuation des eaux usées et un autre destiné au drainage des eaux pluviales. En l'absence de réseau d'assainissement des eaux usées, *a fortiori*, les ouvrages de drainage sont indifféremment utilisés pour les rejets liquides de toute nature, notamment pour l'évacuation des eaux usées ou effluents que l'on ne peut sans nuisance directe disperser sur le sol (eaux de toilette et de

lessive par exemple). Palliant l'absence de dispositifs autonomes de dispersion dans le sol ou la mauvaise perméabilité de ce dernier, ils sont aussi parfois reliés au trop-plein des fosses, recevant alors des eaux vannes plus ou moins bien décantées et, de toutes façons, septiques;

- Certains riverains déversent leurs déchets domestiques dans les drains, voire les boues de vidange de leur fosse;

- Les dégradations (naturalisation) que subissent les ouvrages de drainage témoignent d'une prise de conscience encore insuffisante de l'intérêt de ces derniers par la population.



## POSITION DU PROBLEME

### 1.6 CONTRAINTES INSTITUTIONNELLES

Elles résultent de l'absence de synergies entre les compétences en matière d'assainissement. Ces dernières se trouvent éparpillées au sein de différents ministères ou services, sans explicitation claire de critères institutionnels ou techniques. Les conséquences de cette dispersion sont nombreuses:

- Difficultés de mise en place d'une politique délibérée et cohérente dans le secteur, du fait que les responsables de la planification sont rarement sensibilisés à l'intérêt de l'assainissement en dehors d'opérations spécifiques d'aménagement urbain ou de gestion urbaine;
- Manque de concertation entre les différents services, pouvant entraîner une mauvaise définition des programmes liés aux aménagements urbains et une inadéquation des ouvrages du fait de l'absence de prise en compte des sujétions d'entretien et de fonctionnement qu'ils entraînent.

A cela, il faut ajouter:

- L'insuffisance (voire l'absence) d'une réglementation en matière d'assainissement et la carence des services chargés de la faire respecter;
- La déficience des structures de gestion, très généralement sous-équipées, ne pouvant de ce fait assurer le contrôle et l'entretien des ouvrages;
- L'insuffisance de la législation foncière, à l'origine du développement d'un habitat anarchique (dit "spontané") ou impuissante à l'enrayer.

Les contraintes particulières évoquées ci-dessus montrent que la solution des problèmes d'assainissement urbain en Afrique nécessite la mise en œuvre conjuguée de mesures ressortant à la fois des domaines technique, institutionnel, économique et social.

L'ignorance de ces différents aspects est, assurément, une des causes premières des échecs constatés.

Les présents dossiers envisagent les mesures techniques pouvant faire face au problème posé ainsi que les outils de planification, de conception et de gestion de ces techniques.

## POSITION DU PROBLEME

## 2 LES EFFETS D'UN ASSAINISSEMENT PLUVIAL INADEQUAT



Les inondations affectent la population et l'économie, au niveau:

- Des personnes et animaux qui peuvent périr par noyade;
- Des denrées qui peuvent être irrémédiablement perdues;
- Des biens mobiliers qui peuvent être détruits ou détériorés;
- Des biens immobiliers, en particulier des habitations et dépendances qui peuvent être abîmées, voire même détruites;
- Des transports par l'entrave à la circulation de tout véhicule et même des piétons;
- De l'économie par l'impossibilité temporaire de se rendre sur les lieux de travail, par la destruction de voiries et d'infrastructures diverses (eau, électricité, etc.);



- De la santé publique par la transmission de diverses maladies hydriques.

Quelques études ont montré que le coût des dommages domestiques dus aux inondations est considérable. Une corrélation a été établie entre la fréquence d'occurrence de certaines maladies, le sous-équipement en ouvrages de drainage et le régime climatique.

## POSITION DU PROBLEME

A Conakry (Guinée), par exemple, le taux de morbidité passe de 6,9% en fin de saison sèche (mars-mai) à 10,3% en fin de saison des pluies (septembre-novembre), les affections intestinales touchent en moyenne 7% des enfants de moins de 6 ans de décembre à mai (saison sèche) et 14% de juin à août (hivernage). Dans la capitale guinéenne, les diarrhées, qui constituent pour les jeunes enfants un risque sanitaire majeur, affectent 17% de ceux de moins de 2 ans en pleine saison des pluies!

Dans cette même ville, les dommages matériels ont pu être évalués sur un échantillon représentatif de ménages résidant dans les zones périodiquement soumises à des inondations. Plus de la moitié des concessions enquêtées ont subi des submersions de plus de 45 centimètres sur une durée allant de quelques heures à plusieurs semaines et, pour plus de la moitié des ménages touchés par ces inondations, le coût des dommages matériels subis entre 1988 et 1992 se monte à une somme supérieure à deux mois de revenus.

Les stratégies individuelles de protection contre ces dommages sont nombreuses et remarquablement diversifiées: construction de rigoles ou de fossés et engravillonnage de la cour de la concession sont les plus fréquentes.

Ainsi, pour reprendre l'exemple de Conakry, 30% des ménages ont construit des rigoles ou fossés (et près de 50% dans les quartiers inondables), mais aussi parfois remblayé leur cour, construit des murets ou des diguettes, voire surélevé les constructions (y compris les latrines).

Souvent vains du point de vue de leur efficacité globale, ces aménagements représentent cependant un coût élevé: dans le cas de Conakry, la moitié des ménages des quartiers inondables ont dépensé plus d'un mois de revenus pour se protéger des inondations au cours des cinq années 1988 à 1992, ce qui signifie que les investissements totaux consentis par les particuliers ont atteint plusieurs millions de dollars pendant cette seule période.

## POSITION DU PROBLEME

**3 SOLUTIONS**

## 3.1 LES SOLUTIONS CLASSIQUES

Dans cette catégorie sont regroupées toutes les solutions consistant à développer ou à restructurer le réseau en combinant les quatre actions suivantes:

- Renforcer, refaire ou doubler les tronçons existants: cette action remédie ponctuellement à la saturation de certaines parties. Son coût est prohibitif dans les anciens centres-villes et la perturbation des autres services qu'elle entraîne (AEP, gaz, électricité, voiries) la rend difficilement faisable;
- Construire des grands caniveaux: cette mesure conduit à la construction d'ouvrages qui s'apparentent davantage à des canaux qu'à des caniveaux. Les moyens, les études et les travaux qu'elle réclame sont très importants;
- Equiper le réseau de déversoirs d'orage: il s'agit de rejeter directement au milieu naturel les quantités qui dépassent la capacité du réseau. On munit souvent ces déversoirs de bassin d'orage, leur rôle étant de piéger par décantation une grande partie des polluants et de permettre le réacheminement de l'eau stockée dans le réseau une fois que la pointe de débit est dépassée;
- Equiper le réseau de réservoirs ou de citernes: cette action consiste à augmenter la capacité de stockage du réseau et à diminuer, par conséquent, les débits qui en sortent. Ces ouvrages enterrés sont efficaces; ils permettent une gestion souple du réseau (contrôle de sa capacité par manœuvre de certaines vannes). Les travaux de génie civil importants qu'ils demandent ainsi que leur entretien constituent un frein à leur diffusion.

## POSITION DU PROBLEME

## 3.2 LES SOLUTIONS NOUVELLES

Deux types d'actions sont connus sous cette étiquette: la gestion en temps réel et les technologies alternatives.

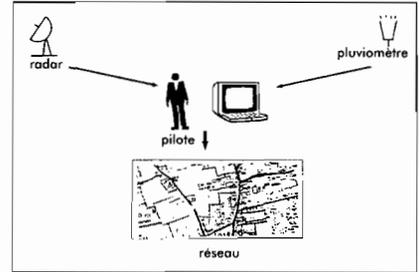
## 3.2.1 LA GESTION EN TEMPS REEL

Cette solution nécessite des préalables non remplis dans les villes de l'Afrique tropicale, notamment la densification des réseaux de mesure hydro-pluviométrique, de communication et d'alimentation électrique et leur niveau de service suffisant.

Elle est rendue possible, d'une part, par le développement de modèles informatiques de simulation hydrologique et hydraulique prévoyant le comportement du bassin versant ainsi que celui du réseau d'assainissement et, d'autre part, par l'utilisation des techniques de communication associées à celle de l'automatique, permettant le contrôle et la commande à distance de certains ouvrages régulateurs du réseau.

Le principe est simple: un pilote reçoit les informations sur la pluie à partir des pluviographes (intensité) et des radars (prévision, distribution spatio-temporelle), ainsi que sur l'état du réseau à partir d'appareils de mesure (jauges, etc.). Il décide en temps réel d'adapter la structure du réseau en contrôlant sa capacité de stockage par l'intermédiaire d'actions sur les ouvrages mobiles (seuils, vannes, etc.) ou sur les stations de pompage (voir figure ci-dessus).

Ce type de solution permet certainement une meilleure exploitation du réseau de drainage et améliore, par conséquent, sa fonction de protection contre les inondations et la pollution. Cependant, d'une part, il nécessite un effort d'investissement conséquent pour l'installation du centre de contrôle et du réseau informateur-commandant; d'autre part, il induit un certain changement des habitudes d'exploitation qui n'est certainement pas toujours bien perçu par les gestionnaires du réseau.



*Gestion en temps réel d'un système d'assainissement*

## POSITION DU PROBLEME

## 3.2.2 LES TECHNOLOGIES ALTERNATIVES

Ces techniques sont connues comme étant des techniques douces, innovantes. Elles proposent de nouvelles structures intégrées dans le système d'évacuation des eaux pluviales. Elles ont été appelées *alternatives* de façon à exprimer leur possibilité de se substituer au réseau de conduites ou de caniveaux. On parle aussi de techniques *compensatoires* en sous-entendant "des effets de l'urbanisation".

Elles sont fondées sur les principes de rétention (stockage), de retardement de l'écoulement (allongement du temps de concentration) et d'infiltration. Dans chacune de ces techniques ou aménagements, l'un ou plusieurs de ces trois principes peut être mis en œuvre.

Ces techniques peuvent réaliser:

- Un stockage sur place (toit ou parking par exemple);
- Une infiltration sur place (fossés filtrants, puits perdus, chaussée et tranchée drainante, etc.);
- Une infiltration après concentration du ruissellement (bassin d'infiltration);
- Un stockage après concentration (bassins plurifonctionnels à sec ou en eau, etc.).

---

**L'idée "alternative" consiste à déconcentrer les flux pluviaux (en quantité: débits ou volumes, mais aussi en pollution) en redonnant aux surfaces sur lesquelles se produit le ruissellement un rôle régulateur fondé sur la rétention et l'infiltration.**

---

Ces techniques peuvent se distinguer soit par leur mode de fonctionnement (stockage ou infiltration), soit en fonction de leur localisation dans la chaîne formant le cycle de l'eau en milieu urbain (Pluie-Urbanisation-Ruissellement-Réseau-Exutoire). Le long de cette chaîne, certaines agiront de façon plus ou moins diffuse, avant la formation d'un ruissellement significatif et structuré (c'est par exemple le cas des toitures-terrasses ou des chaussées drainantes). D'autres auront une

action plus localisée et seront interposées dans le système d'évacuation (c'est le cas des bassins de retenue, des tranchées et puits d'infiltration, etc.). Quelques-unes parmi ces dernières sont même réputées comme étant dépolluantes (bassins de rétention).

Le constat que l'on peut dégager de l'ensemble de ces solutions est qu'il n'en existe pas de meilleures que d'autres. Un bon choix consiste à doser et à combiner les techniques en les adaptant au contexte de façon à permettre leur mise en œuvre efficace et leur bonne insertion dans le tissu urbain, où l'espace est souvent très encombré et très disputé.

## POSITION DU PROBLEME

Si, dans leur principe, ces techniques s'opposent au réseau classique de conduites et de caniveaux, elles peuvent cependant en constituer de véritables alliées en limitant les flux tant quantitatifs que qualitatifs s'écoulant dans le réseau. Notons d'ailleurs que la conduite ou le caniveau n'est pas remis en cause: c'est le principe consistant à n'utiliser que sa fonction d'évacuation rapide qui est contesté. Remarquons toutefois que les techniques alternatives peuvent aussi être utilisées de manière autonome lorsque les exutoires sont saturés ou trop éloignés.

Ces techniques présentent de nombreux intérêts:

- elles sont souvent moins onéreuses que les solutions traditionnelles ou bien, pour un coût équivalent, elles offrent une protection supérieure contre les différents risques (déconcentration des flux, répartition des risques, diminution du risque à l'aval...);
- elles sont plus intensives en main-d'œuvre que les techniques traditionnelles et moins en capital, ou bien, à capital équivalent, elles offrent davantage d'opportunités pour l'utilisation de matériaux locaux et de main-d'œuvre locale;
- elles sont intimement liées à l'aménagement, qu'elles peuvent contribuer à valoriser.

Ces techniques prometteuses sont encore peu utilisées, car:

- elles sont *nouvelles* (bien que pour certaines ce ne soit pas exactement le cas) et souffrent de ce fait de nombreux *a priori*, notamment en ce qui concerne l'évolution de leur fonctionnement dans le temps, leur conception, leur réalisation et leur entretien;
- elles sont *complexes* dans le sens où elles peuvent prendre des formes diverses qui affectent de manière importante l'aménagement d'une zone;
- elles sont *multifonctionnelles*;

et surtout:

- elles sont **fortement dépendantes de leur environnement**: celui-ci, qu'il soit physique, social ou institutionnel va influencer sur la vie entière de ces techniques, de leur conception à leur entretien et à leur gestion.

## POSITION DU PROBLEME

---

**4 CONCLUSION**

---

Dans les villes tropicales, pluies intenses et sols propices au ruissellement conduisent actuellement à projeter – sinon à réaliser – des ouvrages de drainage aux dimensions considérables qui concentrent à leur exutoire des flux importants, créant un impact préjudiciable à l'équilibre des milieux aquatiques et aux infrastructures situées à l'aval et augmentant les risques en cas de défaillance (inondations, érosion).

Les ouvrages conventionnels de drainage nécessitent une maintenance coûteuse qui n'est, la plupart du temps, pas assurée régulièrement par manque d'organisation et de moyens au niveau des services techniques centraux ou municipaux. Le dysfonctionnement du réseau pluvial est également lié à une mauvaise appropriation des ouvrages par les riverains ainsi qu'à la faiblesse de l'organisation du système d'évacuation des déchets solides.

Il convient de mettre en œuvre des solutions alternatives conciliant, du point de vue technique, la protection de l'environnement urbain contre les effets des eaux pluviales et la réduction du coût des aménagements, ce qui, dans le contexte des pays en développement, signifie notamment de recourir à des technologies mobilisant davantage la main-d'œuvre et les matériaux locaux.

Deux principes stratégiques devraient permettre d'améliorer, à titre préventif, la maîtrise du ruissellement pluvial urbain et des inondations:

- L'assainissement doit être considéré dans le contexte global de l'environnement urbain et intégrer des considérations de natures urbanistique, sanitaire, économique, politique, socio-culturelle et éducative au même titre que les critères techniques. A ce titre, la planification de l'assainissement pluvial doit être intégrée dans la planification urbaine;
- Lors de la conception des aménagements urbains, les mesures préventives seront préférées aux mesures correctives et l'assainissement pluvial s'orientera vers la recherche de solutions de maîtrise du ruissellement plutôt que de seule évacuation des eaux, favorisant la rétention ou l'infiltration de celles-ci avant qu'elles ne se concentrent en débits ruisselant élevés.

Ces techniques nécessitent une approche nouvelle et une ingénierie différente de celles utilisées jusqu'à présent pour la conception des réseaux de drainage.

## LA PLUIE

### 1 DE QUOI S'AGIT-IL?

---

La pluie est l'élément de départ du phénomène de ruissellement et la première étape de ce qu'on appelle le cycle urbain de l'eau. Elle constitue l'entrée du système et donc la donnée fondamentale nécessaire à la compréhension de son fonctionnement. "C'est un phénomène à forte composante aléatoire et non reproductible" (CHOCAT-81). Son aspect et sa forme varient dans le temps et dans l'espace à l'échelle qui intéresse l'hydrologie urbaine (quelques minutes ou dizaines de minutes, quelques dizaines ou centaines d'hectares).

### 2 TYPOLOGIE DES PLUIES

---

Deux catégories principales d'averses sont généralement observées en Afrique tropicale: les tornades et les pluies de type mousson.

#### 2.1 LES TORNADES

Ce sont des averses qui proviennent du contact entre la mousson et l'harmattan, suivant un processus assez complexe. Elles ne se produisent plus lorsque l'épaisseur de la mousson dépasse 2000 m. Les tornades sont pratiquement les seules averses que l'on observe au nord de l'isohyète 1000 mm. Le diagramme d'intensité classique d'une tornade forte ou moyenne est le suivant:

- Une *période préliminaire* de courte durée et d'intensité moyenne (10 à 30 mm/h);
- Le *corps de la tornade* à forte ou à très forte intensité moyenne 40 à 100 mm/h. La durée de cette période est courte et parfois très courte: 5 à 20 min. Les pointes d'intensité en 5 min peuvent dépasser 300 mm/h;
- La *traîne de la tornade*, dont l'intensité est faible: 15 à 30 mm/h au début puis 10 mm/h avant d'atteindre 5 à 1 mm/h. La traîne dure généralement 1/2 heure à 2 heures.

On observe souvent des tornades sans période préliminaire. Plus de 60% du total annuel des pluies au Sahel serait dû aux tornades générées par les lignes de grains ou des orages isolés. Par contre, les tornades sont plus rares en zone de mousson permanente (Lomé, Abidjan).

## LA PLUIE

### 2.2 LES PLUIES DE MOUSSON

Ce sont des averses à caractère continu qui peuvent durer plusieurs heures. Elles se produisent quand l'épaisseur de la mousson excède 2000 m. Leur intensité moyenne est modérée, mais elles peuvent présenter des pointes d'intensité de 50 à 80 mm/h ou plus.

Les pluies de mousson constituent la plus grande partie des précipitations observées à Lomé et Abidjan.

## 3 LES MESURES

---

### 3.1 OBJECTIFS DES MESURES

L'hydrologue, l'aménageur ou le gestionnaire d'un système d'assainissement s'intéressent à la pluie au travers de ses conséquences en terme de ruissellement.

S'agissant du dimensionnement d'un collecteur à l'exutoire d'un bassin versant de taille modeste (quelques dizaines d'hectares), l'intensité moyenne de la pluie sur une durée caractéristique du bassin versant (temps de concentration) est une donnée importante pour estimer le débit à évacuer.

Pour le calcul de la capacité d'un bassin de retenue, en plus de l'aspect volumétrique qui est important ainsi que la hauteur totale précipitée au cours de la pluie, l'aspect de la répartition des apports dans le temps au cours de l'événement peut jouer un rôle non négligeable.

La connaissance de l'évolution temporelle de l'intensité de la pluie ainsi que de sa répartition dans l'espace sont indispensables lorsqu'on veut dimensionner ou simuler le comportement d'un réseau de grande dimension (couvrant plusieurs centaines ou milliers d'hectares).

L'étude du fonctionnement des grands réseaux d'assainissement peut également exiger la prise en compte de l'aspect dynamique des précipitations, c'est-à-dire le sens et la vitesse de déplacement des orages.

## LA PLUIE

## 3.2 LES APPAREILS DE MESURE

## 3.2.1 LES PLUVIOMETRES

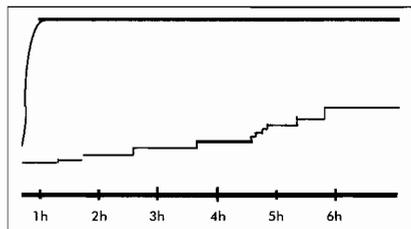
Ce sont de simples réceptacles calibrés permettant de mesurer la hauteur totale de précipitation tombée entre deux observations. N'importe quel récipient ouvert pourrait, en principe, être utilisé comme pluviomètre mais, afin d'obtenir des observations précises et surtout comparables entre elles, il est nécessaire que la forme et les dimensions des appareils soient soumises à des normes très précises.

## 3.2.2 LES PLUVIOMETRES ENREGISTREURS

Ce sont des appareils qui enregistrent sur un diagramme la courbe des hauteurs cumulées au cours du temps; ils permettent d'obtenir des informations supplémentaires sur les orages (intensités, durées).

Ils sont aussi appelés couramment pluviographes dans le cas où les enregistrements se font sur papier.

Les pluviographes à auget basculeur sont des appareils dont le principe est simple: l'eau de pluie est recueillie dans une bague et canalisée par un cône de réception dont la surface peut être de 400, 1000 ou 2000 cm<sup>2</sup>. Par l'intermédiaire d'un ajutage de 2,5 ou 5 mm de diamètre, elle se déverse dans l'un des augets à bascule, et lorsque celui-ci est plein (il peut contenir 10 ou 20 grammes d'eau), il bascule brusquement, se vide de son contenu, et met en position de remplissage l'auget suivant.



**Figure 1.**  
*Exemple de courbe fournie par un pluviographe à auget basculeur*

Chaque basculement commande par un système mécanique le mouvement d'un stylet inscripteur se déplaçant devant un cylindre de papier calibré en rotation permanente à la vitesse d'un tour par jour, ou bien l'émission d'un signal électrique.

Assez robustes et simples, les pluviomètres présentent cependant certains inconvénients: leur prix relativement élevé, la nécessité d'assurer une alimentation électrique, les difficultés d'étalonnage, les problèmes de dérive dans le temps. En outre, le pas de temps ne pouvant pas être inférieur à une minute, les pluviographes mesurent mal les intensités trop fortes où l'auget se remplit et bascule trop vite. A cet égard, pour critiquer les mesures effectuées comme pour détecter les anomalies éventuelles de fonctionnement, il peut s'avérer précieux de placer un simple seau à la base des pluviomètres pour recueillir et accumuler le contenu des augets.

## LA PLUIE

## LES MESURES CONDUISENT SOUVENT A SOUS-ESTIMER LES INTENSITES DE PLUIE

Plusieurs facteurs, liés à la méthode d'observation, au type d'appareil utilisé, aux caractéristiques de disposition du site, au vent et au type et à l'intensité des précipitations, conduisent généralement à des mesures qui sous-estiment les quantités de pluie effectivement tombées. Diverses études ont ainsi montré que:

- le déficit de captation (proportion de pluie effectivement recueillie par l'appareil) peut atteindre 50% par vent violent;
- un arbre situé à une dizaine de mètres de l'appareil peut causer un déficit de captation de 40% dans certaines conditions de vent et d'intensité de pluie;
- la hauteur de pluie enregistrée à 1 mètre au-dessus du sol peut être inférieure de 20% à celle tombée au niveau même du sol;
- les fortes intensités de pluie sont systématiquement sous-estimées par un pluviographe à auget basculeur dont l'étalonnage a été réglé pour des intensités courantes.

## 3.2.3 CRITERES D'IMPLANTATION DES PLUVIOMETRES ET PLUVIOGRAPHES

L'appareil doit être implanté sur un terrain aussi plat que possible, en évitant surtout que la direction de la pente et celle des vents dominants coïncident. La distance entre l'appareil et les obstacles avoisinants doit être au moins égale à quatre fois la hauteur maximale de ces derniers.

Pour résister aux vents violents, l'appareil doit être solidement fixé. La surface de captation doit se situer sur un plan horizontal, à un mètre du sol.

En zone urbaine, des mesures doivent être prises pour protéger le matériel contre le vandalisme.

En hydrologie urbaine, les bassins versants sont beaucoup plus réduits qu'en milieu rural (quelques centaines d'hectares au maximum) et beaucoup plus imperméabilisés. Leur temps de concentration<sup>1</sup> peut descendre jusqu'à quelques dizaines de minutes, et les événements pluvieux les plus difficiles à maîtriser sont généralement les événements brusques et violents, du type convectif. Les besoins de mesure sont donc plus exigeants. Il est nécessaire de pouvoir appréhender la durée de chaque événement, de pouvoir obtenir une répartition spatiale de la pluie, éventuellement de pouvoir apprécier le sens et la vitesse de ses déplacements. Pour cela, il faut multiplier le nombre de points de mesures ponctuelles et les organiser en réseau.

<sup>1</sup> voir définition dans Dossier Technique sur les bassins versants urbains

## LA PLUIE

## LES MESURES CONDUISENT SOUVENT A SOUS-ESTIMER LES INTENSITES DE PLUIE

Plusieurs facteurs, liés à la méthode d'observation, au type d'appareil utilisé, aux caractéristiques de disposition du site, au vent et au type et à l'intensité des précipitations, conduisent généralement à des mesures qui sous-estiment les quantités de pluie effectivement tombées. Diverses études ont ainsi montré que:

- le déficit de captation (proportion de pluie effectivement recueillie par l'appareil) peut atteindre 50% par vent violent;
- un arbre situé à une dizaine de mètres de l'appareil peut causer un déficit de captation de 40% dans certaines conditions de vent et d'intensité de pluie;
- la hauteur de pluie enregistrée à 1 mètre au-dessus du sol peut être inférieure de 20% à celle tombée au niveau même du sol;
- les fortes intensités de pluie sont systématiquement sous-estimées par un pluviographe à auget basculeur dont l'étalonnage a été réglé pour des intensités courantes.

## 3.2.3 CRITERES D'IMPLANTATION DES PLUVIOMETRES ET PLUVIOGRAPHES

L'appareil doit être implanté sur un terrain aussi plat que possible, en évitant surtout que la direction de la pente et celle des vents dominants coïncident. La distance entre l'appareil et les obstacles avoisinants doit être au moins égale à quatre fois la hauteur maximale de ces derniers.

Pour résister aux vents violents, l'appareil doit être solidement fixé. La surface de captation doit se situer sur un plan horizontal, à un mètre du sol.

En zone urbaine, des mesures doivent être prises pour protéger le matériel contre le vandalisme.

En hydrologie urbaine, les bassins versants sont beaucoup plus réduits qu'en milieu rural (quelques centaines d'hectares au maximum) et beaucoup plus imperméabilisés. Leur temps de concentration<sup>1</sup> peut descendre jusqu'à quelques dizaines de minutes, et les événements pluvieux les plus difficiles à maîtriser sont généralement les événements brusques et violents, du type convectif. Les besoins de mesure sont donc plus exigeants. Il est nécessaire de pouvoir appréhender la durée de chaque événement, de pouvoir obtenir une répartition spatiale de la pluie, éventuellement de pouvoir apprécier le sens et la vitesse de ses déplacements. Pour cela, il faut multiplier le nombre de points de mesures ponctuelles et les organiser en réseau.

<sup>1</sup> voir définition dans Dossier Technique sur les bassins versants urbains

## LA PLUIE

Une fois la densité du réseau choisie (voir encadré ci-dessous), l'appareillage doit être homogénéisé (même marque, même type) et synchronisé avec une précision de l'ordre de la moitié du pas de temps de dépouillement.

Compte-tenu des densités actuelles d'implantation des pluviographes, il est cependant impossible d'avoir une connaissance fine de la variation spatiale des événements orageux (voir encadré ci-dessous).

Seule leur intégration à un système utilisant les radars permettrait de pallier cette déficience.

Soulignons que les modèles actuels de transformation pluie-débit tiennent compte de cette incertitude sur la connaissance de la variabilité spatiale de la pluie en intégrant des hypothèses très sécuritaires.

---

**QUELLE DENSITE POUR LES RESEAUX DE MESURES PLUVIOMETRIQUES?**

En France, la densité des postes pluviographiques atteint une moyenne de 0,3 poste par kilomètre carré dans les grandes zones urbaines. Or, une étude menée sur un bassin versant équipé d'un nombre de stations de densité équivalente a montré que, pour les faibles durées (de l'ordre de 15'), la hauteur décennale pouvait varier du simple au double d'un poste à l'autre, séparés seulement de quelques dizaines de kilomètres et malgré une homogénéisation très soignée des conditions d'installation.

Aux différents postes équipants les bassins versants jaugés par l'ORSTOM à Yopougon (Côte d'Ivoire), il a été constaté des écarts de plus de 90% sur les mesures de hauteurs précipitées, ceci sur une superficie inférieure à 10 km<sup>2</sup>.

---

### 3.3 DEPOUILLEMENT, ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE ET TRAITEMENT DES DONNEES

Les méthodes de dépouillement traditionnelles sont multiples, et varient selon les enregistrements, le matériel et le degré de précision requis. Aucune ne permet cependant de toujours détecter les anomalies de fonctionnement. De plus, elles sont souvent partielles.

Le premier inconvénient risque de conduire à accumuler des données peu fiables. Le second se traduit par une multiplication de dépouillements successifs ou par la perte de certaines informations. En effet, les dépouillements partiels les plus fréquents sont ceux à pas de temps fixe – quotidien ou horaire – avec sélection des seuls événements jugés intéressants ou des intensités exceptionnelles.

C'est pourquoi ont été développées des méthodes de dépouillement complet des enregistrements, qui sont mises en oeuvre manuellement et dont les résultats, transcrits sur support informatique, permettent un traitement automatique de l'ensemble des informations.

## LA PLUIE

Cette méthode est dénommée "dépouillement à pas de temps variable", les pas de temps variables délimitant des périodes où l'intensité est constante.

Cette méthode, qui permet l'archivage et facilite tout traitement ultérieur des données, est cependant lourde à mettre en oeuvre en raison du travail manuel, long et fastidieux, qu'elle nécessite.

Aussi des systèmes de stockage automatique des temps de basculement des augets et des intensités de pluie, à l'aide de microprocesseurs, ont-ils été mis au point. Les données sont stockées sur cassettes magnétiques ou sur cassette à mémoire vive, amovibles, et sont exploitables directement, par simple relecture sur micro-ordinateur. Cette lecture peut être couplée à un certain nombre de logiciels de traitement des mesures, permettant, par exemple, la correction des erreurs systématiques dues à l'étalonnage.

La station a une autonomie de une à quatre semaines. La cassette est amovible et peut être relue sur tout lecteur adapté, ou transmis directement à un ordinateur central, grâce à l'adjonction d'un modem et d'une ligne de télétransmission.

## 3.4 PRESENTATION DES RESULTATS DE MESURE

Les mesures, sur une même station, donnent lieu, une fois dépouillées à l'élaboration ou au calcul:

- des *hyéogrammes* (courbes donnant l'intensité de la pluie en fonction du temps);
- des *intensités moyennes maximales* pour diverses durées  $\Delta t$ , obtenues:
  - en calculant la hauteur maximale  $h_{\max}$  précipitée pendant la durée  $\Delta t$  considérée;
  - en divisant ensuite cette hauteur par  $\Delta t$  (voir encadré ci-après);
- des *courbes intensité-durée-fréquence* (abrégées généralement en courbes IDF) correspondant aux courbes représentant l'intensité moyenne maximum pour diverses périodes de retour (voir ci-dessous).

## LA PLUIE

## 4 LA NOTION DE PERIODE DE RETOUR

Considérons une valeur particulière  $P$  de l'intensité moyenne maximale sur une durée  $\Delta t$ . Si, dans l'analyse des observations portant sur  $N$  années, on observe  $n$  événements ayant dépassé cette intensité sur une durée  $\Delta t$ , la période de retour  $T$  de la valeur  $P(\Delta t)$  est définie par le rapport

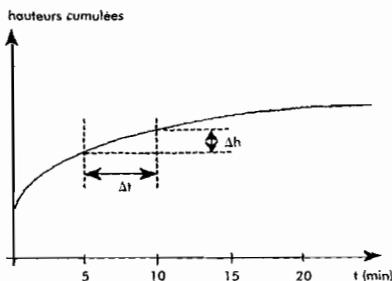
$$T = \frac{N}{n}$$

Pour  $T = 10$  par exemple, la valeur  $P(\Delta t)$  est dite décennale.

La période de retour  $T$  apparaît donc comme une durée moyenne au sens statistique. Par exemple, le fait qu'une pluie décennale vienne de se produire ne modifie en rien la probabilité d'en observer une autre dans les jours qui suivent.

Une averse d'intensité moyenne maximale  $i$  sur une durée  $t$  survenant en moyenne toutes les  $T$  années sera dite de **période de retour  $T$** .

## DEFINITION DE L'INTENSITE MOYENNE MAXIMALE DE PLUIE SUR UNE DUREE DONNEE



Sur la courbe des hauteurs cumulées représentée ci-dessus, on a fait figurer la hauteur de pluie  $\Delta h$  précipitée pendant la durée  $\Delta t$  (par exemple 5 minutes). L'intensité moyenne  $i_m$  est alors définie par:

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

et l'**intensité moyenne maximale** par:

$$\text{Max}(i_m) = \frac{\max(\Delta h)}{\Delta t}$$

Elle est obtenue en déplaçant les 2 droites espacées de  $\Delta t$  le long de la courbe des hauteurs d'eau cumulées.

## LA PLUIE

## 5 MODELES DE PLUIE

Les travaux réalisés dans le domaine de la modélisation pluviométrique en Afrique tropicale concernent principalement: les modèles ponctuels d'événements isolés (courbes IDF et la pluie de projet double triangle); les modèles de séries de pluies ponctuelles (simulation de chroniques: N'DOYE-1988) et les modèles de distribution spatiale (ROCHE-1963).

## 5.1 PLUIE DE PROJET

## 5.1.1 COURBES INTENSITE-DUREE-FREQUENCE

Ce sont des courbes traduisant l'évolution de l'intensité moyenne maximale  $i_{\max}[T, t]$  de la pluie brute en fonction de la durée  $t$  et de la période de retour  $T$  (ou de la fréquence de retour  $F=1/T$ ). La formulation la plus fréquente de ce modèle est celle de Montana:

$$i_{\max}[T, t] = a(T) \cdot t^{-b(T)}$$

où:

- $t$ : durée sur laquelle est atteinte en moyenne l'intensité  $i_{\max}$ ;
- $a(T)$  et  $b(T)$  sont des coefficients d'ajustement;
- $T$ : période de retour de l'événement pluvieux.

C. PUECH et C. GONNI (CIEH-1984) ont établi pour la plupart des stations pluviométriques de l'Afrique de l'Ouest des courbes H-D-F (Hauteurs-Durées-Fréquences) pour de petites durées de 5' à 24 h. Cependant, l'ajustement à la loi de Montana n'est pas de bonne qualité sur toute la plage de durées allant de 5 minutes à 24 h. Une modification de la pente des courbes HDF intervient pour une durée sensiblement égale à 1 heure. Pour les durées de pluie inférieures, correspondant à des précipitations à caractère orageux, l'ajustement est convenable. De même pour les durées de pluie supérieures, correspondant à des pluies de type "mousson". Aussi les auteurs donnent-ils dans leur rapport des coefficients de Montana distincts pour des durées inférieures à 1 heure et pour des durées supérieures à 1 heure<sup>2</sup>.

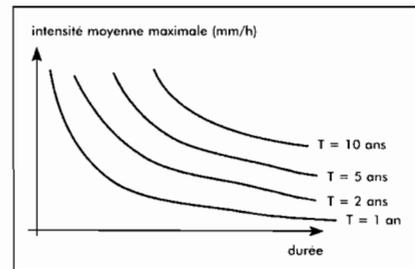


Figure 2.  
Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

<sup>2</sup> Attention! Les coefficients  $b$  donnés par Chabi et Gonni correspondent en fait à  $-b$  dans la formule de Montana

## LA PLUIE

BRUNET-MORET a aussi établi des courbes I-D-F pour différents intervalles de temps pour la plupart des stations pluviométriques de l'Afrique francophone.

La formule de Montana n'est pas la seule formule d'ajustement mathématique des courbes IDF. Les deux formules suivantes sont aussi couramment employées:

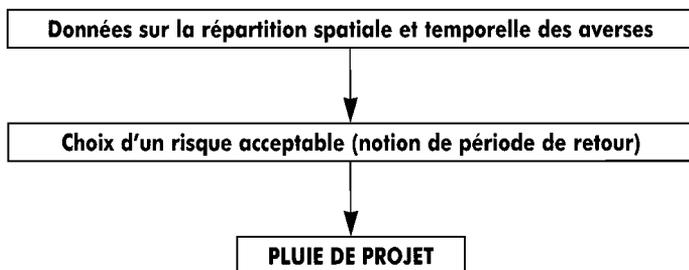
■ Formule de Talbot:  $i = \frac{a}{b + t}$

■ Formule de Keiffer et Chu:  $i = \frac{a}{t^b + c}$

où a, b et c sont des paramètres d'ajustement dépendant de la période de retour. Soulignons que les valeurs données pour ces paramètres ont, comme pour l'ajustement à la loi de Montana, une validité très locale.

### 5.1.2 LA NOTION DE PLUIE DE PROJET

Ainsi que nous l'avons dit en introduction, la pluie réelle est un phénomène complexe, éminemment aléatoire en l'état actuel des connaissances. Aussi les méthodes de transformation pluie-débit élaborées en hydrologie urbaine utilisent-elles des hyétogrammes de pluie fictive, appelée *pluie de projet*, synthétisant les données pluviométriques nécessaires à la mise en oeuvre du modèle associé à la méthode. Cette pluie de projet produit statistiquement les mêmes effets au point du réseau où l'on veut calculer le volume ou le débit des eaux ruisselées que la pluie réelle qu'elle modélise, tout en conservant une forme simple.



LA PLUIE

Elle intègre en outre un certain nombre d'hypothèses allant dans le sens de la sécurité vis-à-vis du dimensionnement de l'ouvrage d'assainissement considéré. Pour le dimensionnement d'un collecteur par exemple, le hyétogramme de la pluie de projet, décalera le pic d'intensité par rapport à sa position statistique (pluie dite "retardée") car cette situation est la plus défavorable (l'intensité maximale intervient lorsque la capacité de stockage du réseau est déjà saturée par la pluie tombée jusqu'alors)<sup>3</sup>. Au contraire, lorsque l'on dimensionne un ouvrage de stockage ayant un débit de fuite constant en utilisant la méthode des volumes<sup>4</sup>, on adoptera une pluie de projet dite "totalement avancée" (cela signifie que le pic d'intensité se produit dès le début de la pluie) car cela correspond à la configuration de pluie la plus menaçante pour un tel ouvrage.

5.1.3 PLUIE DE PROJET DOUBLE-TRIANGLE DE DESBORDES

Entre les pluies de projet s'appuyant sur les courbes I-D-F, et celles réellement observées, DESBORDES a suivi une démarche qui repose sur la constatation que seules quelques caractéristiques des hyétogrammes sont déterminantes pour le ruissellement.

$$\theta = \frac{T}{DP - DM}$$

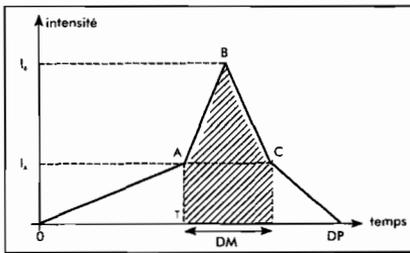


Figure 3. Hyétogramme de pluie double-triangle de Desbordes

Une étude de sensibilité a permis de déterminer ces caractéristiques (voir figure n° 3 ci-dessous):

- Une durée maximale d'averse, notée DP, et la hauteur HP tombée au cours de cette durée;
- Une période de pluie intense DM de durée variant de 15' à 1h, et la hauteur de pluie HM tombée sur cette durée;
- La position de la période de pluie intense  $\theta$  par rapport à la durée totale DP. Si  $\tau$  est l'instant de début de la pluie intense (voir figure n° 3), alors  $\theta$  est défini par:
- Une forme de double triangle;

- Une discrétisation à un pas de temps inférieur à 5 minutes.

Ce modèle a été utilisé par SIGHOMNOU (1988) à Adiopodoumé (Côte d'Ivoire) sur un échantillon de 190 épisodes pluvieux.

Les résultats sont satisfaisants du point de vue de la forme de la pluie obtenue (doublement de triangle) et de la position de l'instant de pointe qui se trouve à 1/4 avant ( $\theta = 1/4$ ) par rapport à la durée totale de la pluie; cela va dans le sens de la sécurité du réseau de drainage et l'écêtement de l'hydrogramme résultant.

<sup>3</sup> Voir ci-dessous l'adaptation de la pluie de projet double triangle symétrique par Sighomnou

<sup>4</sup> Voir dossier technique *Les bassins de rétention*

LA PLUIE

CONSTRUCTION PRATIQUE DU HYETOGRAMME DE PLUIE  
DOUBLE TRIANGLE

- Soit  $I_1$  l'intensité moyenne maximale associée à la durée DM (pluie intense) pour la période de retour T:

$$I_1 = \alpha(DM)^b$$

- Soit  $I_2$  l'intensité moyenne maximale associée à la durée DP - DM (pluie non intense) pour la période de retour T' ( $\leq T$ ):

$$I_2 = \alpha'(DP - DM)^{b'}$$

Alors, on montre que:

$$I_A = 2I_2 \text{ et } I_B = 2(I_1 - I_2) \text{ (voir figure n°3 pour signification de } I_A \text{ et de } I_B)$$

Les choix de T et de T' étant fait, on déduit  $I_1$  et  $I_2$  des lois de Montana puis les relations ci-dessus permettent de positionner les points A, B et C du hyétogramme double triangle.

- On choisit normalement une période de pluie intense DM d'autant plus courte que la superficie du bassin versant est petite. Pour un hyétogramme double triangle symétrique, CHOCAT (1983) conseille, si l'on ne dispose pas de données locales permettant une définition statistique des 5 paramètres hydrologiques de la pluie de projet, de déterminer un temps de base:

$$D = 5,93 A^{0,441}$$

(où A superficie du bassin versant en ha, D en min) et de choisir:

$$DM = D/2 \text{ et } DP = 5D.$$

- Une règle de choix simple peut être la suivante: pour les petits bassins versants (A de l'ordre de 20 à 30 ha), on choisit DM = 15 min (essayer éventuellement 10 et 20 min) et pour les grands bassins versants (A de l'ordre d'un millier d'hectares), on choisit DM = 1 heure.

5.1.4 MODELE DE HUFF (PLUIE DE PROJET ISW)

$$\frac{H(t)}{HT} = F\left(\frac{t}{DT}\right)$$

avec:

- H(t): hauteur totale précipitée à l'instant t;
- HT: hauteur totale de la pluie;
- t: temps écoulé depuis le début de la pluie;
- DT: durée totale de la pluie.

SIGHOMNOU a utilisé ce modèle et a obtenu des résultats satisfaisants pour la simulation à Adiopodoumé, mais il n'est pas généralisable.

LA PLUIE

5.1.5 MODELE DE KEIFFER ET CHU

Dans une première phase, on détermine, pour la période de retour T choisie, la pluie de projet dont l'intensité maximale est située à t = 0 (pluie totalement avancée).

L'équation de cette première pluie de projet s'écrit:

$$i(t) = \frac{d}{dt} [i_{\text{moy}}(t, T) \cdot t]$$

Si  $i_{\text{moy}} = at^b$  (loi de Montana) par exemple, alors  $i(t) = a \cdot (b+1) \cdot t^b$ .

Dans un second temps, on fait l'hypothèse que toute averse de durée quelconque t est constituée:

- d'un pic d'intensité situé au temps  $t_p$ ;
- d'une phase de durée  $rt$  avant le pic;
- d'une phase de durée  $(1-r) \cdot t$  après le pic;

et que r est identique pour toutes les averses, c'est-à-dire que le rapport  $t_p/t$  est constant.

Le paramètre r est évalué par une analyse statistique des données pluviométriques locales.

La pluie de projet qui en résulte est représentée sur la figure ci-dessus et a pour équation:

$$i(t) = i(-rt) = i[(1-r) \cdot t]$$

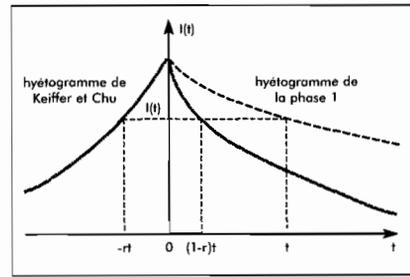


Figure 4. Hyétogramme de Keiffer et Chu

5.2 DISTRIBUTION SPATIALE DE LA PLUIE

La pluie tombant sur un bassin versant n'est pas uniformément répartie. Cette répartition est influencée par la taille du bassin et les bases de temps utilisées. Elle mérite d'autant plus d'attention que la superficie du bassin versant concerné est élevée.

La détermination de la lame d'eau moyenne est basée sur l'utilisation du coefficient d'abattement  $\alpha$  des pluies:

$$\alpha = A^{-\epsilon}$$

où:

- A: aire du bassin;
- $\epsilon$ : coefficient réducteur de la superficie ( $\epsilon < 1$ ).

CAQUOT et DESBORDES ont respectivement proposé pour  $\epsilon$  une valeur 0,178 et 0,05; RODIER et AUVRAY (1965) ont proposé une valeur de  $\epsilon$  pour l'Afrique de l'Ouest:  $\epsilon = 0,05$ . SIGHOMNOU a calculé la valeur de  $\epsilon$  sur les bassins de YOPOUGON à partir de deux années de mesures pluviométriques ( $\epsilon = 0,046$ ).

## LA PLUIE

## 5.3 SIMULATION DE CHRONIQUES

N'DOYE (1988) a mené une étude fréquentielle comparative de quelques caractéristiques des averses en Afrique de l'Ouest:

- la hauteur HM du corps de l'averse (en mm);
- la durée de l'averse DT (en min);
- la position TP de l'intensité maximale par rapport au début du corps de l'averse (en min);
- des indices de formes des averses;
- l'indice des précipitations antérieures (IPA, exprimé en mm), caractérisant l'état d'humidité du sol;
- les intensités maximales t5, t15 et t30 des averses aux pas de temps respectifs de 5, 15 et 30 min.

La zone d'étude intéresse globalement l'Afrique de l'Ouest dans ses parties sahélienne et soudano-guinéenne.

Sept stations ont été prises en compte: Niamey (Niger), Ouagadougou (Burkina Faso), Odienné (Côte d'Ivoire), Adiapoudoumé (Côte d'Ivoire), Lomé (Togo) et Bamako (Mali).

L'auteur mène une étude statistique sur les caractéristiques mentionnées ci-dessus pour lesquelles il établit une loi de distribution et détermine la valeur centrale et de dispersion de chaque caractéristique observée en un poste pluviographique (voir tableau ci-dessous).

Ces valeurs peuvent être utilisées pour élaborer sur ces villes des pluies de projet, de type double triangle par exemple.

STATIONS	Niamey	Ouagadougou	Jalafanka	Odienné	Bamako	Adiapoudoumé	Lomé
HM (mm)	18,1	19,6	17,2	17,2	16,3	40,0	21,3
DT (min)	55,3	56,7	51,2	57,7	60,2	127,2	67,4
IPA (mm)	6,1	7,5	3,1	10,2	9,4	15,2	8,2
TP (min)	14,8	16,6	15,1	15,3	16,8	36,8	19,4
I <sub>max</sub> (5) (mm/min)	53,5	51,5	51,9	44,0	50,4	75,3	50,6
I <sub>max</sub> (30) (mm/min)	26,4	28,5	26,2	24,5	25,5	43,9	28,1
R2	2,1	1,8	2,2	2,4	2,1	1,8	2,0

**Tableau 1.**

*Valeurs centrales observées des caractéristiques d'averses en Afrique de l'Ouest (N'DOYE-1988)*

LA PLUIE

6 APPLICATION

On se place dans cette application dans les conditions pluviométriques de Bobo Dioulasso (Burkina Faso) et l'on se propose d'élaborer plusieurs types de pluies de projet.

Puech et Chabi-Gonni (CIEH-1984) ont établi les courbes HDF sur une série de mesures de pluie à Bobo Dioulasso, pour des pluies de 5 minutes à 24 heures. La période d'observation dépouillée et analysée couvre 28 ans, soit les années 1955 à 1982. Le tableau n°2 donne les hauteurs d'eau (en mm) pour des périodes de retour de 1 à 20 ans.

t	T=1	T=2	T=5	T=10	T=20
5 min	13,20	17,00	21,00	25,00	29,00
10 min	19,50	23,00	29,00	33,50	38,00
15 min	24,80	29,00	36,00	39,30	44,00
30 min	34,10	40,00	48,00	53,70	60,00
45 min	40,30	48,00	58,00	65,50	72,00
1 h	44,00	52,00	63,00	72,90	83,00
2 h	53,20	68,00	80,00	91,30	102,00
4 h	58,70	71,00	85,00	96,30	107,00
12 h	65,40	77,00	91,50	103,30	115,00
24 h	70,10	84,00	100,00	113,20	126,00

Tableau 2.  
Hauteurs de précipitation à Bobo Dioulasso (en mm) (HDF)

Une régression logarithmique sur H, de type  $H = a' t^{b'}$ , conduit à la détermination des coefficients a' et b'. Comme les intensités de pluie i (en mm/mn) sont liées à H par la relation  $H = i \cdot t$  et que la loi de Montana s'exprime classiquement par  $i = a \cdot t^b$ , on en déduit les valeurs des coefficients de Montana a et b par les relations:

$$a = a'$$

$$b = b' - 1$$

Pour la pluie décennale (T = 10 ans), on obtient, pour H en mm, t en min et i en mm/min:

- Pour des durées t inférieures ou égales à 1 heure: a = 12,30 b = -0,56
- Pour des durées t supérieures ou égales à 2 heures: a = 61,10 b = -0,92

6.1 PLUIE DE PROJET EN TRIANGLE ISOCELE

- Durée de précipitation: DP = 2 heures
- Hyétogramme symétrique
- Pas de temps:  $\Delta t = 20$  min
- Période de pluie intense centrée sur 1 heure, de durée DM = 20 min
- Hauteur d'eau précipitée pendant la durée de pluie intense:  $HM = i \cdot DM$ , soit:  
 $HM = a \cdot (DM)^{b+1} = 12,30 \cdot (20)^{0,44}$   
 $HM = 46$  mm.

LA PLUIE

De même:

- Hauteur d'eau précipitée entre les instants 30' et 90':  $H(3\Delta t) = a \cdot (3\Delta t)^{b+1}$ , soit:  
 $H(3\Delta t) = 12,30 \cdot (60)^{0,44} = 74,5 \text{ mm}$ ;
- Hauteur d'eau précipitée entre les instants 30' et 50' et entre les instants 70' et 90':  
 $h_1 = 1/2[H(3\Delta t) - HM] = 14,25 \text{ mm}$ ;
- Hauteur d'eau précipitée entre les instants 10' et 110':  $H(5\Delta t) = a \cdot (5\Delta t)^{b+1}$ , soit:  
 $H(5\Delta t) = 12,30 \cdot (100)^{0,44} = 93,3 \text{ mm}$ ;
- Hauteur d'eau précipitée entre les instants 10' et 30' et entre les instants 90' et 110':  
 $h_2 = 1/2[H(5\Delta t) - H(3\Delta t)] = 9,4 \text{ mm}$ ;
- Hauteur d'eau totale précipitée sur la durée DP:  $H(6\Delta t) = a \cdot (6\Delta t)^{b+1}$ , soit:  
 $H(6\Delta t) = 12,30 \cdot (120)^{0,44} = 101,1 \text{ mm}$ ;
- Hauteur d'eau précipitée entre les instants 0' et 10' et entre les instants 110' et 120':  
 $h_3 = 1/2[H(6\Delta t) - H(5\Delta t)] = 3,9 \text{ mm}$ .

On en déduit le hyétogramme suivant:

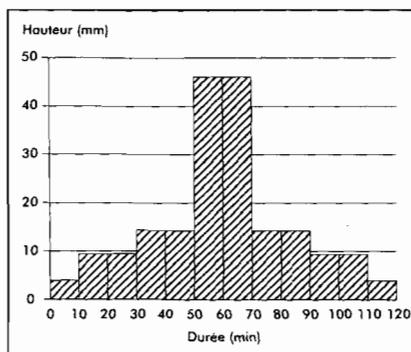


Figure 5.  
 Hyétogramme discretisé de projet de type triangle isocèle

## LES DEBITS

### 1 DE QUOI S'AGIT-IL?

---

Le débit est une grandeur physique qui détermine la quantité d'un flux (ici l'eau) traversant une section donnée par unité de temps.

### 2 LES MESURES

---

#### 2.1 OBJECTIFS DES MESURES

Le calcul du flux polluant pour appréhender la pollution des effluents, le calage des modèles de simulation ainsi que la gestion des réseaux d'assainissement imposent presque inévitablement de mesurer les débits.

Un débit transitant dans un collecteur avec un régime d'écoulement à surface libre est une grandeur physique qui ne peut se mesurer directement. Sa connaissance implique le choix préalable d'une méthodologie associant la détermination d'un ou de plusieurs paramètres mesurables liés au débit:

- paramètres géométriques: pente, section;
- paramètres hydrauliques: hauteur d'eau, vitesse d'écoulement;
- paramètres physico-chimiques: concentration en traceur, etc.

#### 2.2 CHOIX D'UNE METHODOLOGIE D'OBTENTION DES DEBITS

Les sites de mesures sont très différents, les gammes de débits également. Le choix d'une méthodologie appropriée d'obtention des débits est fonction, d'une part des caractéristiques du site de mesures, d'autre part des objectifs assignés à ces mesures. De la méthodologie adoptée va également dépendre la précision sur la connaissance des débits mesurés.

## LES DEBITS

Les méthodes utilisables, et qui ne sont pas forcément mutuellement exclusives, peuvent être regroupées en quatre grandes catégories:

- méthodes pseudo-directes:
  - dispositif préétalonné;
  - étalonnage d'une section de contrôle;
- méthodes indirectes:
  - mesure d'une hauteur d'eau et application d'une relation hydraulique;
  - mesure de la pente hydraulique;
  - mesure de la vitesse ;
- méthodes pseudo-continues:
  - dilution d'un traceur;
- autres méthodes généralement basées sur des développements nouveaux.

## 2.2.1 LES MESURES PAR DISPOSITIFS PREETALONNES

Le principe de mesure des dispositifs préétalonnés repose sur l'établissement d'une relation bi-univoque, appelée *courbe caractéristique*, entre le débit et la hauteur d'eau mesurée en amont immédiat d'une section de contrôle créant une modification du régime d'écoulement.

## 2.2.2 ETALONNAGE DES COLLECTEURS

L'étalonnage d'un collecteur consiste à établir la courbe de tarage, c'est-à-dire la relation existant entre le débit  $Q$  et la hauteur d'eau  $h$  sous laquelle il s'écoule; soit  $Q = f(h)$ . Cette courbe peut être expérimentale, mathématique ou bien combiner ces deux méthodes.

- *Etalonnage par jaugeage au moulinet hydrométrique:*

$$Q = \frac{C - C'}{C' - C_0} \cdot q$$

Dans ce cas la courbe de tarage peut être établie expérimentalement, point par point, en effectuant de nombreux jaugeages instantanés par exploration du champ de distribution des vitesses normales à la direction de l'écoulement, au moyen d'un micro-moulinet hydrométrique, pour différentes hauteurs d'eau couvrant, si possible, une large étendue de la gamme des débits mesurables.

## LES DEBITS

L'emploi de cette technique manuelle pour le jaugeage des débits en collecteur d'assainissement est limité par la grande sensibilité des micro-moulinets à la présence de corps flottants ou en suspension dans les effluents. D'autre part, la validité du jaugeage requiert des mesures de vitesse en nombre suffisant, ce qui est rarement possible dans un collecteur, surtout lorsque la hauteur d'eau est faible car l'hélice du moulinet doit être totalement immergée et ne pas toucher le radier ni les parois.

■ *Etalonnage par traçage chimique:*

La méthode des jaugeages par traceur consiste à mesurer, en aval d'un tronçon de collecteur, le taux de dilution – par le débit d'écoulement – d'un traceur de concentration initiale et de débit d'injection en amont connus. Le traceur chimique étant injecté à débit constant, la détermination du débit d'effluent se déduit simplement de l'équation de conservation des flux:

$$Q \cdot C_0 + q \cdot C = (Q + q) \cdot C'$$

avec:

- Q: Débit à mesurer;
- q: Débit connu et constant en traceur injecté;
- C: Concentration connue du traceur injecté;
- C': Concentration finale en traceur après dilution par écoulement et mesurée au-delà de la distance de bon mélange;
- C<sub>0</sub>: Concentration naturelle du traceur dans l'écoulement.

d'où le débit cherché:

Le choix du traceur joue un rôle déterminant pour la validité des mesures. Celui-ci doit présenter les caractéristiques suivantes:

- grande solubilité;
- taux de dégradation quasi-nul;
- absence (ou présence sous forme de trace seulement) dans les écoulements naturels;
- il ne doit pas être adsorbé par les parois du collecteur, ni fixé par les matières en suspension;
- la méthode de dosage doit être rapide, précise et assortie d'une grande sensibilité;
- il doit être facilement manipulable et d'une innocuité totale pour l'homme.

Le chlorure de lithium (LiCl) est un traceur chimique qui satisfait correctement aux critères énumérés ci-dessus.

■ *Tarage par dispositifs préétalonnés*

Pour établir la courbe de tarage expérimentale  $Q=f(h)$ , le débit est obtenu à l'aide d'un dispositif débitmétrique préétalonné situé à proximité, et à une distance telle qu'il ne perturbe pas l'écoulement dans la section à étalonner.

## LES DÉBITS

Le dispositif classiquement utilisé est le déversoir rectangulaire à lame mince et à contraction latérale. Il permet l'établissement d'une courbe de tarage pour une large gamme de débits; en revanche il implique une hauteur de pelle non négligeable, ce qui entraîne une perte de charge importante, des risques éventuels de débordement et une formation de dépôt en amont.

Pour pouvoir étendre la gamme de débits mesurables, l'emploi d'une section de contrôle mixte, combinant déversoir en mince paroi et orifice de grandes dimensions, est intéressant.

Les jaugeages doivent être conduits sur plusieurs hydrogrammes afin de couvrir une gamme représentative du taux de remplissage du collecteur à étalonner. La courbe de tarage est alors établie par ajustement graphique ou statistique des couples de mesures hauteur-débit.

Lorsque les jaugeages ne couvrent pas en totalité la gamme des débits à exploiter, ce qui constitue le cas le plus fréquent, la courbe de tarage sera extrapolée mathématiquement par l'application de l'une des formules hydrauliques dérivées de la relation de Chézy:

$$Q = S \cdot V = S \cdot K_s \cdot R_H^{2/3} \cdot J^{1/2} \text{ (formule de Manning-Strickler)}$$

où :

- Q: Débit s'écoulant sous une hauteur d'eau h (Manning-Strickler);
- V: Vitesse d'écoulement;
- $K_s$ : coefficient de rugosité de Strickler;
- S et  $R_H$ : respectivement section mouillée et rayon hydraulique pour la hauteur d'eau h;
- J: pente de la ligne d'eau approximée par la pente I du radier du collecteur (en toute rigueur cette égalité n'est valable qu'en régime permanent uniforme et pour un canal rectiligne infini de caractéristiques homogènes et de section constante).

Pour utiliser cette formule, on calculera la valeur du coefficient de rugosité  $K_s$  ou du terme  $K_s \cdot I^{1/2}$  par ajustement sur l'échantillon de mesures expérimentales.

## 2.3 CONCLUSION

Le choix de la méthode adaptée pour la mesure des débits en collecteur d'assainissement ne répond pas à des règles strictes. Il résulte d'un compromis entre des contraintes techniques, financières, de temps, de précision recherchée, de durée des mesures, etc. Il ne peut être décidé sans une enquête détaillée préalable du site de mesures à équiper, et une analyse fine des objectifs visés.

## LES DEBITS

## 3 LES MODELES

Dans cette partie nous exposons les modèles de simulation des écoulements en canalisation.

## 3.1 ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE DANS UN COLLECTEUR

## 3.1.1 MODELE MECANISTE: LES EQUATIONS DE SAINT-VENANT

Les équations de Saint-Venant restent les équations de base de la théorie des écoulements filaires (graduellement variés) à surface libre:

$$\frac{\partial VS}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = q \quad (1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial Y}{\partial x} = g (I - J) \quad (2)$$

$$J(x,t) = \frac{V^2(x,t)}{C^2 \cdot R(x,t)} \quad (3)$$

où :

- C est le coefficient de Chézy, donné par la formule suivante:

$$C = K \cdot R^{1/6} \text{ (Formule de Manning-Strickler);}$$

- R est le rayon hydraulique de la section d'abscisse x;
- K est un coefficient constant, caractéristique de la nature et de la rugosité de la paroi;
- V(x,t) est la vitesse moyenne de l'écoulement au temps t dans la section d'abscisse x;
- y(x,t) est la hauteur d'eau dans le collecteur;
- S(x,t) est la section mouillée du collecteur;
- q(x,t) représente un apport ou une perte latérale de débit;
- I(x) est la pente du collecteur;
- J(x,t) est la perte de charge linéaire de l'écoulement;
- g est l'accélération de la pesanteur.

L'équation (1) est appelée *équation de conservation de la masse*, l'équation (2) *équation de conservation de la quantité de mouvement* et l'équation (3) *équation de perte de charge*.

Dans le premier membre de l'équation de conservation de la quantité de mouvement, les deux premiers termes représentent les forces d'inertie ou d'accélération, le troisième terme représente les forces de pression. Dans le second membre, le terme gI représente les forces de gravité et le terme gJ les forces de frottement.

Direction de l'Hydraulique  
 LES DÉBITS  
 Centre d'Information  
 et de Documentation



La validité de ces équations est soumise à une série d'hypothèses qui sont rarement pleinement satisfaites en assainissement:

- l'écoulement est graduellement varié;
- le mouvement du fluide est considéré comme unidimensionnel et suppose négligeables les effets d'une éventuelle différence de niveau dans une section mouillée;
- la distribution de pression sur un plan perpendiculaire à l'écoulement est hydrostatique ( $p + \rho g z = \text{constante}$ ) et l'accélération verticale est négligée;
- la distribution de vitesse dans une section mouillée est supposée uniforme;
- la masse volumique du fluide est constante;
- la pente moyenne du radier est suffisamment faible pour que l'on puisse confondre l'angle entre le radier et l'horizontale avec sa tangente;
- les pertes par frottement des écoulements transitoires ne sont pas différentes de celles des écoulements permanents et peuvent être réduites au seul paramètre  $J$ .

### 3.1.2 MODELES MECANISTES SIMPLIFIES

Devant la complexité de la résolution des équations de Saint-Venant, certaines simplifications ont été proposées, pour aboutir essentiellement à trois catégories de modèles:

#### • *Le modèle dynamique*

Les termes de gravité et de frottement dans l'équation de Saint-Venant sont négligés. Ce modèle s'applique essentiellement aux écoulements où la propagation des ondes est subite, et générée par des variations brusques des conditions aux limites. Ils ne conviennent donc pas à la représentation des écoulements en canalisation d'assainissement.

#### • *Le modèle diffusant*

Les termes d'inertie ou d'accélération dans l'équation de Saint-Venant sont négligés:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + C \cdot q \quad (4)$$

où:

- $Q(x,t)$  est le débit dans la section d'abscisse  $x$ ;
- $C$  est le coefficient appelé célérité de l'onde (*attention: il ne s'agit pas du coefficient de Chézy, vu plus haut et noté lui aussi  $C$ !*);
- $D$  est le coefficient de diffusion de l'onde.

La méthode de résolution de ce modèle est détaillée ci-dessous.

## LES DEBITS

■ *Le modèle de l'onde cinématique*

Les termes d'inertie ou d'accélération et le terme de pression sont négligés. On obtient:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = C \cdot q \quad (5)$$

Dans l'utilisation de ces deux derniers modèles (diffusant et de l'onde cinématique), le problème le plus délicat est celui de l'évaluation des paramètres C et D, variant dans le temps et dans l'espace.

Si l'on dispose de mesures sur les canalisations dont on souhaite simuler le comportement, on peut caler ces paramètres de telle sorte que les hydrogrammes simulés et les hydrogrammes mesurés soient les plus proches possibles.

Dans le cas contraire, ces paramètres peuvent être estimés par des coefficients moyens, tronçon par tronçon, à l'aide des équations de Saint-Venant simplifiées. On obtient ainsi des expressions du type:

$$(6) \left\{ \begin{array}{l} C = \frac{dQ}{dS} + \frac{D}{B} \cdot \left( \frac{\partial B}{\partial x} - J \cdot \frac{\partial B}{\partial y} \right) \\ \quad = \frac{mQ}{2by} + \frac{D}{B} \left( \frac{\partial B}{\partial x} - J \cdot \frac{\partial B}{\partial y} \right) \\ D = \frac{Q}{2JB} = \frac{Q}{2IB} \end{array} \right.$$

où :

- B(x,t) est la largeur au miroir de la section d'abscisse x;
- m est un coefficient égal à 10/3 si l'on utilise la formule de Manning-Strickler.

Pour le modèle de l'onde cinématique, où la diffusion peut être négligée, le système d'équation (6) se réduit à l'équation suivante, dite **formule de Kleitz-Seddon**:

$$C = \frac{dQ}{dS} = m \frac{Q}{2By} \quad (7)$$

LES DEBITS

3.1.3 LES MODELES CONCEPTUELS

Ce sont des modèles qui assimilent le fonctionnement du collecteur à un réservoir qui stockerait à chaque instant t un volume S(t) et transformerait l'hydrogramme d'entrée Q<sub>e</sub>(t) en hydrogramme de sortie Q<sub>s</sub>(t):

$$\frac{dS(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (8)$$

$$S(t) = f[Q_e(t), Q_s(t), C_i] \quad (9)$$

L'équation (8) est dite *équation de conservation de la masse* et l'équation (9) est dite *loi de vidange*. C<sub>i</sub> représente les caractéristiques du collecteur.

Les modèles de Muskingum et de Muskingum-Cunge sont des modèles conceptuels linéaires; celui de Chocat est conceptuel non-linéaire.

■ *Le modèle de MUSKINGUM*

$$S(t) = K_H \cdot [\alpha \cdot Q_e(t) + (1 - \alpha) \cdot Q_s(t)] \quad (10)$$

$$\frac{dS(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (11)$$

où K<sub>H</sub> et α sont des facteurs de proportionnalité (0 < α < 1).

On trouvera page suivante (voir encadré) les méthodes de résolution de l'équation différentielle issue des équations (10) et (11).

■ *Le modèle de MUSKINGUM-CUNGE*

Pour résoudre l'équation (10), CUNGE pose:

$$K_H = \frac{x}{C}$$

$$\alpha = \frac{1}{2} - \frac{D}{C \cdot \Delta X}$$

où C et D sont respectivement la célérité et le coefficient de diffusion de l'onde.

■ *Le modèle de CHOCAT*

C'est un modèle conceptuel à réservoir non linéaire qui exprime la loi de vidange par:

$$S(t) = Q_e(t) \cdot \frac{\Delta x}{V(t)} \quad (12)$$

où:

- V(t): vitesse d'écoulement;
- S(t): quantité d'eau réellement stockée dans la canalisation si l'écoulement était permanent.

## LES DEBITS

## 3.2 ECOULEMENT EN CHARGE DANS UN COLLECTEUR

## 3.2.1 EQUATIONS DE BASE (REGIME TRANSITOIRE)

■ *Equation de conservation de la masse:*

$$\frac{\partial P}{\partial t} + v \frac{\partial P}{\partial x} + \rho a^2 \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (13)$$

■ *Equation de conservation de la quantité de mouvement:*

$$\frac{\partial V}{\partial t} + v \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P}{\partial x} + g \frac{dz}{dx} = -g \cdot J \quad (14)$$

où:

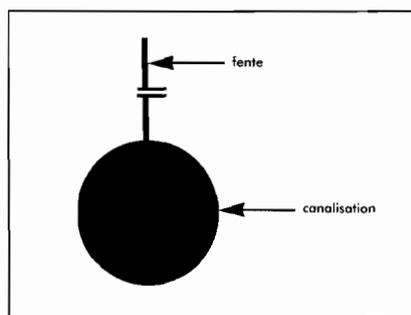
- $P(x,t)$ : pression à la section d'abscisse  $x$ ;
- $V(x,t)$ : vitesse d'écoulement;
- $z(x)$ : côte du radier;
- $\rho$ : masse volumique du fluide;
- $J(x,t)$ : perte de charge linéaire;
- $a$ : célérité des ondes acoustiques dans la canalisation.

On a:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{\epsilon}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{\epsilon \cdot D}{E \cdot e}}}$$

où:

- $\epsilon$ : module d'élasticité du liquide;
- $E$ : module d'élasticité du matériau de la conduite;
- $e$ : épaisseur de la conduite;
- $D$ : diamètre de la conduite.



**Figure 1.**  
Calcul d'une canalisation en charge  
(méthode de la fente)

## LES DEBITS

## 3.2.2 EQUATION DE BERNOULLI (REGIME PERMANENT)

En régime permanent l'équation de base (14) devient l'équation (15) ci-après:

$$H = \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + z \quad (15)$$

où  $H(x,t)$  représente la charge totale dans la section d'abscisse  $x$ . Pour la détermination des paramètres hydrauliques (débit, vitesse) lors d'un écoulement en charge, on assimile la canalisation fermée à une canalisation ouverte sur sa partie supérieure et reliée à l'air libre par une fente très fine (voir figure n° 1 ci-contre).

Le calcul peut être ainsi mené entièrement en surface libre, la hauteur de la fente représente fictivement la hauteur de mise en charge.

LES DEBITS

INTEGRATION DE L'EQUATION DIFFERENTIELLE DU MODELE A RESERVOIR LINEAIRE

Les équations (10) et (11) mènent à l'équation différentielle suivante:

$$K\alpha \frac{dQ_o(t)}{dt} + K(1-\alpha) \frac{dQ_s(t)}{dt} = Q_o(t) - Q_s(t)$$

L'intégration de l'équation différentielle (12) conduit à une relation du type:

$$Q_s(t + \Delta t) = C_1 Q_o(t) + C_2 Q_s(t + \Delta t) + C_3 Q_s(t)$$

avec des valeurs  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  dépendant du mode de discrétisation choisi pour la résolution de l'équation différentielle. Elles sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

• Mode de discrétisation n° 1:

On pose  $Q(t) = Q(i\Delta t)$  et  $\frac{dQ(t)}{dt} = \frac{Q(i\Delta t) - Q((i-1)\Delta t)}{\Delta t}$

• Mode de discrétisation n° 2:

On pose  $Q(t) = \frac{Q(i\Delta t) + Q((i-1)\Delta t)}{2}$  et  $\frac{dQ(t)}{dt} = Q(i\Delta t) - \frac{Q((i-1)\Delta t)}{\Delta t}$

	Mode de discrétisation n° 1	Mode de discrétisation n° 2	Intégration numérique ( $\alpha \neq 1$ )
$C_1$	$\frac{K\alpha}{K(1-\alpha) + \Delta t}$	$\frac{2K\alpha + \Delta t}{2K(1-\alpha) + \Delta t}$	$\frac{\alpha}{1-\alpha} \exp\left(-\frac{\Delta t}{K(1-\alpha)}\right)$
$C_2$	$\frac{\Delta t - K\alpha}{K(1-\alpha) + \Delta t}$	$\frac{\Delta t - 2K\alpha}{2K(1-\alpha) + \Delta t}$	$1 - \frac{\alpha}{1-\alpha} \exp\left(-\frac{\Delta t}{K(1-\alpha)}\right)$
$C_3$	$\frac{K(1-\alpha)}{K(1-\alpha) + \Delta t}$	$\frac{2K(1-\alpha) + \Delta t}{2K(1-\alpha) + \Delta t}$	$\exp\left(-\frac{\Delta t}{K(1-\alpha)}\right)$

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 1 DE QUOI S'AGIT-IL?

Contrairement à l'hydrologie continentale où un bassin versant est défini comme la surface de ruissellement des eaux pluviales délimitée par les lignes de crête (c'est-à-dire par les lignes de partage des eaux: voir figure ci-contre), en hydrologie urbaine (échelle plus fine: ville) nous appellerons bassin versant, une surface de ruissellement telle que le réseau qui la draine possède un exutoire (THIBAUT 81).

Pour un même réseau, il est possible de définir deux niveaux de représentations structurelle des bassins versants:

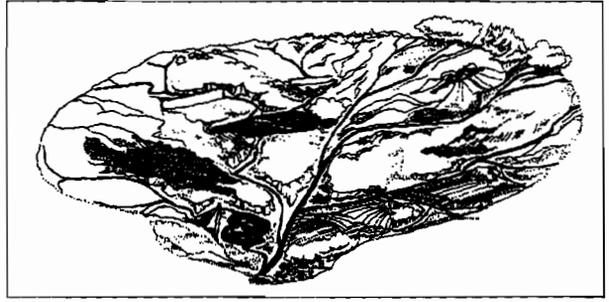


Figure 1.  
Schéma d'un bassin versant naturel

■ *Représentation microscopique:*

Le découpage des surfaces de ruissellement se fait sur des limites contenant un tronçon de canalisation, c'est-à-dire la partie de canalisation entre deux regards et les ouvrages particuliers tels que les déversoirs et les bassins de retenues. Elle comporte des éléments d'écoulement de surface (caniveaux, noues, tranchées, etc.) et des éléments d'écoulement enterré (branchements particuliers, drains, etc.) ainsi que les éléments de ruissellement (toiture, rue, etc.);

■ *Représentation macroscopique:*

Le découpage des surfaces de ruissellement se fait dans ce cas par composition de surfaces contenant des sous-réseaux, composition structurée par les canalisations "principales" du réseau.

***Un bassin versant est le lieu de transformation d'une pluie spatialement distribuée, en hydrogramme à l'exutoire.***

Cette transformation inclut un certain nombre de phénomènes:

- des pertes pendant le ruissellement de surface (infiltration dans le sol, évapotranspiration, interception par la végétation);
- un écoulement de surface;
- un écoulement dans les canalisations du bassin versant.

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 2 TYPES

La distinction traditionnelle des bassins versants, basée sur le degré d'imperméabilisation de ces derniers, fait ressortir deux types:

■ *Les bassins versants urbains:*

Dans les bassins versants urbains, le ruissellement est prépondérant par rapport aux pertes au ruissellement. Celles-ci sont atténuées du fait de l'importance des surfaces imperméables et de la réduction du couvert végétal.

■ *Les bassins versants ruraux:*

Dans les bassins versants ruraux, au contraire, les pertes au ruissellement sont prédominantes, en raison de l'abondance des terrains nus perméables ou couverts de végétation.

Un troisième type émerge de cette distinction: il s'agit des *bassins versants périurbains*. Ceux-ci sont à l'origine des bassins ruraux en mutation.

Des études pédologiques et de ruissellement superficiel réalisées par les chercheurs de l'ORSTOM ont permis de donner une typologie des surfaces de ruissellement des bassins urbains africains. En premier lieu, ils opèrent une distinction entre bassins avec surfaces imperméables (IMP) et bassins avec surfaces naturelles nues ou avec végétation (PER). En second lieu, ils déterminent une partition plus fine de ces surfaces et forment ainsi des sous-catégories de ces dernières:

■ Bassins avec surface IMP:

IMP1 = Surfaces directement reliées au réseau;

IMP2 = Surfaces dont l'eau reçue se déverse sur le sol nu.

■ Bassins avec surface PER:

PER1 = Surface nue recevant de l'eau en provenance de IMP2;

PER2 = Surface nue ne recevant pas d'eau de IMP;

PER3 = Surface couverte de végétation.

On constate une spécificité des bassins urbains tropicaux: les différents types de surfaces mentionnés ci-dessus y sont imbriqués les uns aux autres et les conditions de drainage sont variables de l'amont vers l'aval (densité et géométrie du réseau de drainage).

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 3 LES CARACTERISTIQUES D'UN BASSIN VERSANT

Les paramètres physiques et géométriques essentiels qui caractérisent classiquement un bassin versant sont:

- sa pente moyenne en %;
- sa superficie en hectare;
- son coefficient d'imperméabilisation en %.

Il en existe d'autres, comme le coefficient de gravilus, le temps de concentration, etc.

En réalité, les paramètres descriptifs du bassin versant n'ont de sens que par rapport au modèle que l'on utilise pour décrire, prévoir ou simuler la transformation que ce bassin va opérer d'une pluie qui y tombe en un débit à son exutoire.

## 3.1 LA SURFACE DRAINEE A

Sur la figure n° 2 ci-dessous sont représentés différents éléments:

- Réseau: 3 tronçons (AB, BC et BD), dimensionnés selon le débit de pointe en leur centre (respectivement  $A_c$ ,  $B_c$  et  $D_c$ );
- les points caractéristiques  $A_c$ ,  $B_c$  et  $D_c$  sont les exutoires des bassins versants respectivement numérotés 1, 2 et 3;
- les limites latérales des bassins versants correspondent aux limites des surfaces bâties effectivement raccordées au réseau.

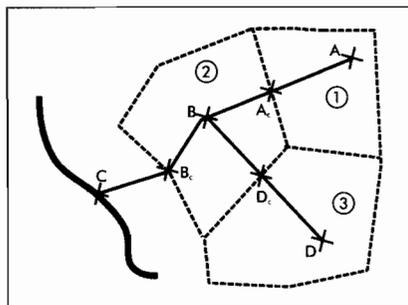


Figure 2.  
Schéma d'un bassin versant urbain

Ainsi, en  $A_c$ , la surface drainée est A1 (surface du BV n° 1), en  $D_c$ , la surface drainée est A2 (surface du BV n° 2) et en  $B_c$ , la surface drainée est A1 + A2 + A3.

En pratique, le réseau étant découpé en tronçons dont la longueur n'excède pas 300 mètres environ, on place ensuite les points caractéristiques (centres des tronçons) et l'on suit les règles énoncées ci-dessus pour tracer les limites des différents bassins versants.

## POINT CARACTERISTIQUE D'UN TRONÇON

Par définition, le point caractéristique d'un tronçon est le point où l'on se place pour calculer le débit d'eaux pluviales à partir duquel sera choisi le diamètre du tronçon entier.

On montre que ce point doit être choisi au **centre du tronçon**. Ainsi, la moitié du tronçon située à l'aval de ce point sera sous-dimensionnée (surface drainée supérieure) alors que la moitié amont sera sur-dimensionnée (surface drainée inférieure).

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 3.2 LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT C

L'évaluation de C est un élément déterminant de tout projet d'assainissement pluvial.

Différents types de pertes interviennent entre le volume de pluie précipitée et celui qui va ruisseler: *évaporation, interception par la végétation, infiltration, rétention en surface* (voir figure n° 3 page suivante).

Le coefficient de ruissellement C mesure l'importance des pertes à l'écoulement des eaux dans le bassin versant.

En France, les instructions interministérielles de 1977 relatives à l'assainissement des agglomérations proposent d'assimiler le coefficient de ruissellement au coefficient d'imperméabilisation du bassin versant.

Il s'agit d'une approximation acceptable sur un bassin versant urbain où les surfaces non imperméabilisées ne sont pas drainées. Elle conduit en réalité à une surestimation du ruissellement pour les événements de faible intensité ( $C < IMP$ ), à une sous-estimation pour les événements de forte intensité ( $C > IMP$ ) et n'est en fait acceptable que pour des événements moyens, de période de retour comprise entre 1 et 10 ans.

Après soustraction des pertes, la pluie brute (c'est-à-dire la pluie précipitée) devient la **pluie nette** (on sous-entend ainsi *nette de pertes au ruissellement*). Par définition,

l'intensité de cette dernière se déduit de l'intensité de la pluie précipitée en multipliant celle-ci par le coefficient de ruissellement C.

Pluie précipitée -- pertes -- → pluie nette  
 Intensité  $i(t)$  → intensité nette  $i_n(t) = C \cdot i(t)$

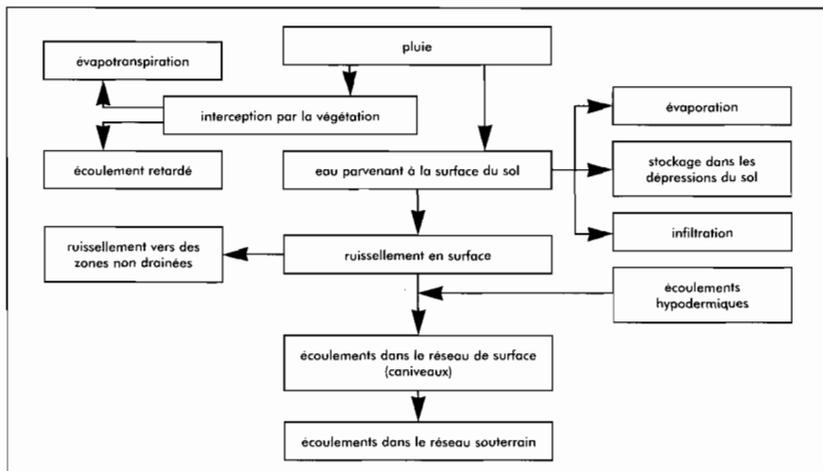


Figure 3.

Les différents cheminements possibles de l'eau

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

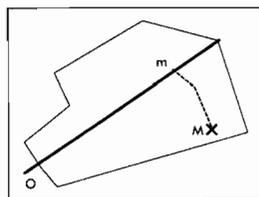
Dans les villes de pays tropicaux où une partie importante du sol n'est pas revêtue (voirie, cours de parcelles, etc.), cette approximation n'est plus valable. Elle l'est d'autant moins que ces sols nus non revêtus sont compactés par les activités qu'ils supportent (trafic, piétinement) et souvent rapidement saturés après le début d'une pluie<sup>1</sup>.

Il n'existe malheureusement pas de relation simple entre le coefficient de ruissellement  $C$  et le coefficient d'imperméabilisation IMP: sur les bassins versants jaugés que l'ORSTOM a étudiés en Afrique de l'Ouest, le rapport  $C/IMP$  varie de 1 à 5, avec une valeur médiane égale à 2.

3.3 LE TEMPS DE CONCENTRATION  $t_c$ 

Soit, représentés sur la figure ci-dessous, les points:

- O: exutoire du bassin versant;
- M: point du BV où tombe une goutte d'eau;
- m: point d'entrée de cette goutte d'eau dans le réseau.



La goutte d'eau tombée en M:

- ruisselle selon le trajet Mm (gouttière, caniveaux) pendant un temps  $t'$ ;
- s'écoule dans le collecteur entre m et O pendant un temps  $t''$ ;
- met le temps  $t = t' + t''$  pour parvenir à l'exutoire O.

La durée maximale d'écoulement dans le bassin, c'est-à-dire  $\text{Max}(t' + t'')$ , est appelée **temps de concentration** et est notée  $t_c$ .

Le trajet correspondant est appelé **plus long chemin hydraulique** et généralement noté L.

En pratique,  $t_c$  peut être mesuré à l'aide de traceurs injectés dans l'eau (fluorescéine par exemple).

## QUELS COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT CHOISIR?

A défaut de pouvoir disposer de valeurs expérimentales calées sur le site même, on pourra adopter les coefficients de ruissellement unitaires par type de surface indiqués dans le tableau suivant:

type de surface	C
surface bâtie	0,95
cour non revêtue	0,83
route bitumée	0,88
route en terre	0,83
terre cultivée ou couverte de végétation	0,35

<sup>1</sup> C'est notamment le cas des sols latéritiques, qualifiés de "perméables à petit"

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 3.4 L'HYDROGRAMME A L'EXUTOIRE

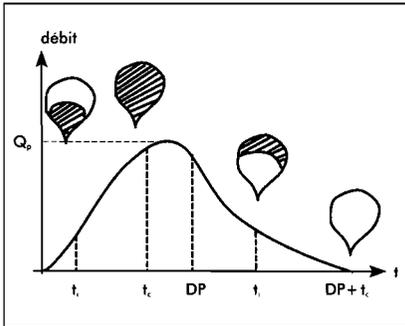


Figure 4.

Hydrogramme à l'exutoire et surface active

La figure n°4 ci-dessous représente l'hydrogramme à l'exutoire d'un bassin versant, c'est-à-dire la courbe de variation du débit à l'exutoire en fonction du temps.

A l'instant  $t_i < t_c$ , seule l'eau tombée sur la partie inférieure du bassin versant a pu atteindre O.

A l'instant  $t_c$  en revanche, la totalité du BV participe au débit en O.

Si la durée de la précipitation DP est supérieure au temps de concentration  $t_c$ , le débit maximal  $Q_p$  sera observé en O à un instant  $\theta$  voisin de  $t_c$ . Par contre, si  $DP < t_c$ ,  $Q_p$  ne sera pas atteint.

## 4 LES MODELES

De nombreux modèles de prévision du débit ruisselé existent, partiellement déterministes, probabilistes, mécanistes ou empiriques. Nous récapitulons ci-après les modèles courants et développerons plus précisément ceux qui ont été testés et calés sur des bassins urbains tropicaux:

- La méthode rationnelle;
- Le modèle de CAQUOT;
- Le modèle du réservoir linéaire;
- Le modèle de BOUVIER.

Ces modèles suivent une approche globale et on peut les classer en deux catégories:

- *les modèles donnant un débit de pointe à l'exutoire:*
  - formule rationnelle
  - méthode de Caquot
- *les modèles fournissant un hydrogramme de ruissellement  $Q(t)$ :*
  - méthode de l'hydrogramme unitaire
  - modèles à réservoir (dont modèles du réservoir linéaire de Desbordes et de Bouvier)
  - modèle de Muskingum, etc.

Une approche détaillée reste cependant toujours possible. Elle consiste à simuler en détail les transformations successives du phénomène de ruissellement en recourant aux modèles de l'hydrodynamique.

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 4.1 LA FORMULE RATIONNELLE

Trois hypothèses fondent la formule rationnelle:

- le débit de pointe  $Q_p$  est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant;
- $Q_p$  est proportionnel à l'intensité moyenne maximale  $i$  sur une durée égale au temps de concentration  $t_c$  du bassin versant;
- $i$  et le débit de pointe qui en résulte ont la même période de retour ( $T$ ). Ceci suppose donc que le coefficient de ruissellement  $C$  du bassin versant soit constant.

Il en résulte l'expression suivante de la formule rationnelle:

$$Q_p(T) = C \cdot i(t_c, T) \cdot A$$

La formule rationnelle est encore très utilisée pour les projets d'assainissement pluvial des villes africaines. Elle présente néanmoins des inconvénients et des limites majeures:

- l'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse (voir exemples de formules utilisées dans l'encadré ci-dessous);
- elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variations de l'intensité);
- elle ne tient pas compte de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant.

Quelques adaptations aux bassins versants africains ont été proposées, l'estimation du temps de concentration notamment. Mais il a été montré qu'en règle générale, cette méthode sous-estime les débits de pointe observés, probablement parce qu'on sous-estime les coefficients de ruissellement en négligeant le rôle des surfaces non revêtues et sans végétation<sup>2</sup>.

Si l'on choisit un temps de concentration indépendant du débit de pointe de crue (hypothèse de la formule rationnelle), l'utilisation de la formule rationnelle avec  $C$  pris égal au coefficient de ruissellement observé expérimentalement conduit également à une sous-estimation du débit de pointe, d'autant plus importante que la période de retour choisie est grande. L'un des deux paramètres  $C$  et  $t_c$  devrait donc varier avec le débit de pointe, ce qui ne satisfait pas aux hypothèses sur lesquelles s'appuie la formule rationnelle.

Il convient alors de s'orienter vers une formule de type Caquot qui, elle, suppose que le temps de concentration varie en fonction du débit de pointe (voir ci-après).

<sup>2</sup> voir supra, paragraphe sur le coefficient de ruissellement

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION

Pour calculer le temps de concentration avec la formule rationnelle, nous décrivons ici deux formules souvent utilisées en Afrique:

■ Formule empirique de KIRPICH

$$t_c = \frac{1}{52} \frac{L^{1,15}}{H^{0,38}}$$

où:

- $t_c$  est exprimé en minutes
- L est la longueur du plus long chemin hydraulique (en mètres)
- H est le dénivelé du plus long chemin hydraulique (en mètres)

■ Formule de RICHARDS

$$\frac{t_c^3}{t_c + 1} = 9,8 \frac{K}{C \cdot R} \cdot \frac{L^2}{p}$$

où:

- $t_c$ : temps de concentration (en heures)
- K: coefficient fonction du produit C · R
- L: longueur du plus long chemin hydraulique (en km)
- R = H + H/ $t_c$  (H: hauteur d'eau tombée en mm pendant la durée t)
- C: coefficient de ruissellement du BV
- p: pente moyenne du BV

La formule de KIRPICH est purement empirique. Dans certains cas spécifiques, le temps de concentration ainsi calculé pourrait diverger notablement de la réalité. Celle de RICHARDS repose sur une théorie relativement simplifiée, mais a l'avantage de prendre en compte des paramètres essentiels du ruissellement, notamment l'intensité de l'averse génératrice de la crue.

L'application de l'une ou de l'autre de ces deux formules devra être testée par les résultats obtenus sur bassins versants expérimentaux ou, à défaut, par des méthodes de recoupement.

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 4.2 LE MODELE DE CAQUOT

En 1940, Caquot a établi le bilan hydraulique du volume d'eau  $V$  précipité sur le bassin versant (de surface  $A$  exprimée en ha) jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration  $t_c$  où l'on observe le débit de pointe  $Q_p$  à l'exutoire:

$$V = 10 \alpha \cdot C \cdot H \cdot A$$

avec

- $\alpha$ : coefficient d'abattement spatial de l'averse ( $0 < \alpha < 1$ ) et  $\alpha = A^{-\epsilon}$  (où  $\epsilon$  est un coefficient d'ajustement statistique);
- $H$ : hauteur d'eau précipitée en mm et
- $C$ : coefficient de ruissellement du bassin versant.

Or:

$$V = V_1 + V_2 = 60 Q_p \cdot t_c \cdot (\beta + \delta)$$

où  $V_1$  désigne le volume qui s'est écoulé à l'exutoire pendant le temps  $t_c$ ,  $V_2$  le volume stocké (sur chaussées, toitures, dans les caniveaux et collecteurs) et  $\beta$  et  $\delta$  sont des paramètres représentant respectivement les effets de stockage et d'écrêtement.

De plus:

$$H = i \cdot t_c = a t_c^{b+1} \text{ (formule de Montana)}$$

et

$$t_c = \mu \cdot I^c \cdot A^d \cdot Q_p^f$$

où:

- $\mu$  = coefficient d'ajustement fonction de la forme du bassin versant;
- $I$  = pente moyenne calculée selon le plus long chemin hydraulique  $L$ .

Il en résulte l'expression générale suivante de la formule de Caquot:

$$Q_p = k^{\frac{1}{v}} \cdot C^{\frac{1}{v}} \cdot I^{\frac{u}{v}} \cdot A^{\frac{w}{v}}$$

avec:

$$k = \frac{\alpha \mu^b}{6 (\beta + \delta)}$$

$$u = 1 - bf$$

$$v = cb$$

$$w = 1 - \epsilon + db$$

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 4.2.1 EVALUATION DES PARAMETRES DE LA FORMULE DE CAQUOT

■ *pluviométrie: a, b et  $\epsilon$* 

- a et b: fonctions de la période de retour T selon courbes IDF (voir dossier technique sur la pluie);
- abattement spatial  $\epsilon$ : fonction de  $t_c$  sur les bassins versants expérimentaux mais les instructions françaises de 1977 adoptent  $\epsilon = 0,05$  (pour  $A < 100$  ha,  $\epsilon = 0,03$  plus adaptée);

■ *effet de stockage et d'écrêtement:  $\beta + \delta$* 

$\beta + \delta = 1,1$  en France, mais cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins;

■ *temps de concentration:  $\mu, c, d$  et  $f$* 

On adopte en France les valeurs suivantes:  $\mu = 0,28 M^{0,84}$

$$\text{où: } M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

caractérisé la forme du bassin versant et, pour le temps de concentration:

$c = -0,41$ ;  $d = 0,51$  et  $f = -0,29$

d'où:

$$t_c = 0,28 M^{0,84} \cdot I^{-0,41} \cdot A^{0,51} \cdot Q_p^{-0,29} \text{ (Desbordes - 1974)}$$

où  $t_c$  est exprimé en min, A en ha ( $A < 200$  ha) et  $Q_p$  en  $m^3/s$ .

AJUSTEMENT DES PARAMETRES DE LA FORMULE DE CAQUOT  
POUR L'AFRIQUE

Sighomnou (1986) procède à un réajustement de ces paramètres. Il considère que:

- La valeur  $\epsilon = 0,05$  (Rodier et Auvray) traduit convenablement l'abattement spatial des précipitations en Afrique Tropicale;
- La valeur  $\beta + \delta = 1,40$  (valeur moyenne calée à partir des événements observés) exprime mieux l'effet de stockage du réseau;
- Le temps de concentration peut être calculé par la formule:

$$t_c = 0,34 \cdot I^{-0,41} \cdot A^{0,507} \cdot Q_p^{-0,287}$$

pour laquelle  $\mu = 0,34$  a été ajusté à partir de l'échantillon des valeurs observées, les exposants restant identiques à ceux que propose Desbordes (1974).

LE BASSIN VERSANT URBAIN

4.2.2 DEFINITION DES VARIABLES DE LA FORMULE DE CAQUOT

■ surface  $A$  (en ha)

Il s'agit de la surface drainée en amont du point où l'on effectue le calcul de  $Q_p$ .

■ pente moyenne  $I$  du bassin versant

Il s'agit d'une pente moyenne au sens hydraulique:

- Soit  $L$  (plus long chemin hydraulique) décomposée en  $k$  tronçons de longueur  $L_k$ :  $L = \sum L_k$
- De même  $t_c = \sum t_k = \sum L_k / v_k$
- Or:  $v_k = C_k \sqrt{R_{Hk} I_k}$  (formule de Chézy)

Si on suppose  $C_k \sqrt{R_{Hk}}$  constant d'un tronçon à l'autre, alors:

$$t_c = \frac{1}{C \sqrt{R_H}} \cdot \sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}} = \frac{1}{C \sqrt{R_H}} \cdot \frac{L}{\sqrt{I}}$$

D'où:

$$I = \left[ \frac{L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2$$

■ coefficient de ruissellement  $C$

On décompose le bassin versant en surfaces élémentaires  $A_k$  homogènes de coefficient  $C_k$  et:

$$C = \frac{\sum C_k \cdot A_k}{A}$$

■ période de retour  $T$

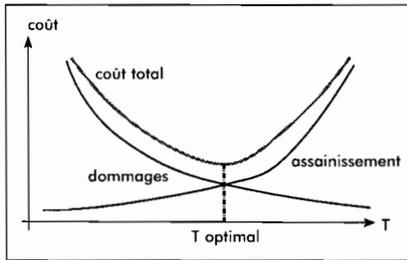
Le choix de la période de retour doit être justifié. En France, on adopte souvent par défaut en assainissement urbain  $T = 10$  ans.

En fait, pour des périodes de retour supérieures à 10 ans, on constate que  $Q_p(T)$  est sensiblement proportionnel à  $\text{Log} T^3$ . Ainsi, le débit de pointe centennal ( $T = 100$  ans) sera environ le double du débit décennal. Si la période de retour choisie augmente, le débit de pointe croît donc et, avec elle, la section des ouvrages d'évacuation et leur coût.

<sup>1</sup> pour  $T < 10$  ans, voir tableau page suivante

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

Mais, dans le même temps, le coût statistique des dommages associés au risque d'inondations diminue puisqu'une plus grande période de retour signifie une protection accrue. Il s'ensuit qu'il existe théoriquement un choix optimal de T, correspondant au minimum du coût total (coût de l'assainissement + coût des dommages). Ceci est illustré par le graphique de principe de la figure n° 5 (voir ci-contre).



**Figure 5.**  
Coût des dommages, coût de l'assainissement pluvial et protection optimale (T: période de retour)

En l'état actuel des connaissances sur l'évaluation du coût des dommages en fonction du risque hydropluviométrique, il est cependant illusoire d'apporter une justification économique au choix de la période de retour.

Tout au plus peut-on évaluer l'incidence financière du choix d'une période de retour plus élevée car la formule de Manning-Strickler indique que le débit de pointe varie à peu près en fonction de

la puissance 8/3 du diamètre des collecteurs. En assimilant une section de collecteur de forme quelconque à une section circulaire, on en déduit qu'une augmentation de x% du débit de pointe  $Q_p$  entraîne une augmentation de la section S de 0,75 x :

$$\frac{\Delta S}{S} = \frac{3}{4} \cdot \frac{\Delta Q_p}{Q_p}$$

Ainsi, par exemple, pour T = 25 ans :

$$Q_{25} = \frac{\text{Log}25}{\text{Log}10} \cdot Q_{10} \quad \text{et} \quad \Delta Q = Q_{25} - Q_{10}$$

$$\Delta Q = 1,4Q_{10} - Q_{10} = 0,4Q$$

$$\text{d'où } \Delta D/D = 0,4 \cdot 3/8 = 0,15:$$

la majoration des diamètres sera d'environ 15% par rapport au risque décennal.

Pour des périodes de retour T inférieures à 10 ans, on ne peut plus supposer que le débit de pointe est proportionnel à LogT. On pourra utiliser le tableau suivant :

T (années)	$Q_p(T) / Q_p(10)$
1/12	0,12
1/4	0,24
1/2	0,34
1	0,45
2	0,57
5	0,80
10	1
20	1,25
50	1,60
100	2

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

- *allongement M du bassin:*

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

(L: plus long chemin hydraulique<sup>4</sup> et A: superficie du bassin versant)

La formule de Caquot est donnée pour  $M = 2$  et  $M$  doit être supérieur à 0,8 (bassin versant en forme de demi-cercle). Pour des valeurs de  $M$  différentes de 2, le débit de pointe  $Q_p$  donné par la formule doit être corrigé par<sup>5</sup>:

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{0,7b}$$

## 4.2.3 PRECISION DE LA FORMULE DE CAQUOT

La précision sur le calcul de  $Q_p$  est de 40% !!

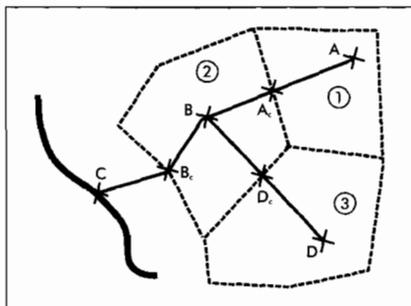
## 4.2.4 GROUPEMENT DES BASSINS

- *bassins en parallèle*

Sur la figure ci-dessous, les bassins n° 1 et n° 3 sont en parallèle:  $BV_{13} = BV_1 \oplus BV_3$

Les caractéristiques du bassin équivalent  $BV_{13}$  sont les suivantes:

- $A_{13} = A_1 + A_3$
- $C_{13} = \frac{C_1 A_1 + C_3 A_3}{A_{13}}$
- $I_{13} = \frac{I_1 Q_{p1} + I_3 Q_{p3}}{Q_{p1} + Q_{p3}}$
- $L_{13}$  déterminée selon le parcours de temps de concentration maximal: ainsi, si  $t_{c1} > t_{c2}$ , alors  $L_{13} = L_1$
- $M_{13} = \frac{L_{13}}{\sqrt{A_{13}}}$



<sup>4</sup> voir définition plus haut, § le temps de concentration

<sup>5</sup> les instructions techniques de 1977 préconisaient en France un exposant de  $0,84b/(1-b)$ , mais une étude plus récente a montré que ce dernier facteur a un effet trop correcteur et propose de retenir plutôt 0,7b

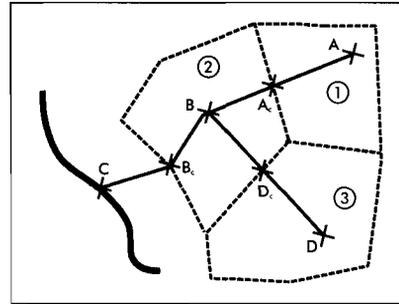
LE BASSIN VERSANT URBAIN

■ bassins en série

Sur la figure ci-dessous, le bassin n° 2 est placé en série avec le bassin équivalent BV<sub>13</sub> précédent. On obtient un bassin équivalent noté BV<sub>123</sub>: BV<sub>123</sub> = BV<sub>13</sub> + BV<sub>2</sub>

Ses caractéristiques sont les suivantes:

- $A_{123} = A_{13} + A_2$
- $C_{123} = \frac{C_{13}A_{13} + C_2A_2}{A_{123}}$
- $L_{123} = L_1 + L_2$  si  $L_1 > L_3$  OU  
 $L_{123} = L_3 + L_2$  si  $L_1 < L_3$
- $I_{123} = \left( \frac{L_{123}}{\sqrt{\frac{L_{13}}{I_{13}} + \frac{L_2}{I_2}}} \right)^2$
- $M_{123} = \frac{L_{123}}{\sqrt{A_{123}}}$



Soulignons que l'application de ces caractéristiques de bassin versant équivalent à deux bassins en série ou en parallèle mène parfois à des contradictions (voir encadré ci-contre et application en fin de dossier).

4.2.5 DOMAINE D'APPLICATION

ATTENTION!

Le modèle de groupement des bassins exposé précédemment peut conduire à des anomalies:

- Pour les **bassins en série**, il peut arriver que:  $Q_p$  (BV équivalent) <  $\text{Max}[Q_{pi}]$ , où les  $Q_{pi}$  sont issus des bassins composant le BV équivalent, ce qui est impossible.

On prendra alors:  $Q_p = \text{Max}[Q_{pi}]$

- Pour les **bassins en parallèle**, il peut arriver que:  $Q_p$  (BV équivalent) >  $\sum [Q_{pi}]$ , ce qui est impossible: au pire, les hydrogrammes sont en phase.

On prendra alors:  $Q_p = \sum [Q_{pi}]$

La validité du modèle de CAQUOT ajusté en utilisant la formule de prédétermination de  $t_c$  établie par Sighomnou est restreinte au domaine suivant:

- $22 \text{ ha} \leq A \leq 1110 \text{ ha}$ ;
- $0,0065 \leq I \leq 0,014$ ;
- $0,25 \leq C \leq 0,80$ ;
- $I_{\text{max}}/I_{\text{min}}$ : limites non définies.

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 4.3 LE MODELE DU RESERVOIR LINEAIRE

Le modèle à réservoir linéaire est un modèle conceptuel qui assimile le fonctionnement d'un bassin versant à celui d'un réservoir se remplissant avec un débit égal à celui de la pluie nette de pertes et se vidangeant suivant un débit qui est celui que l'on observe à l'exutoire du bassin versant.

Trois lois gouvernent le fonctionnement de ce modèle réservoir:

$$dV(t)/dt = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (\text{Loi de conservation})$$

$$V(t) = A[H(t)] \quad (\text{Loi de stockage})$$

$$Q_s(t) = B[H(t)] \quad (\text{Loi de vidange})$$

où:

- $H(t)$  désigne la hauteur dans le réservoir à l'instant  $t$ ;
- $V(t)$ : volume d'eau stocké dans la structure à l'instant  $t$ ;
- $Q_e(t)$ : débit entrant à l'instant  $t$ ;
- $Q_s(t)$ : débit sortant à l'instant  $t$ ;
- $A$  et  $B$  sont des fonctions de la hauteur  $H$  du réservoir.

La forme de la loi de vidange est supposée la suivante:

$$V(t) = K \cdot [\alpha \cdot Q_e(t) + (1 - \alpha) \cdot Q_s(t)]$$

Ainsi, si le réservoir est considéré à bords droits et de section  $S$ , la loi de stockage s'écrit simplement:  $V(t) = H(t) \cdot S$ .

Si, de plus, l'orifice est poreux, le débit sortant du réservoir est de la forme:

$$Q_s(t) = k \cdot H(t). \text{ D'où: } V(t) = \frac{S}{k} \cdot Q_s$$

En comparant avec la forme générale de la loi de vidange ci-dessus, ce cas correspond à  $\alpha = 0$  et  $K = S/k$  et la combinaison des trois équations du modèle mène donc à l'équation différentielle suivante:

$$K \frac{dQ_s}{dt} + Q_s(t) = Q_e(t)$$

Cette équation différentielle admet pour solution analytique générale:

$$Q_s(t) = Q_{s0} \cdot \exp\left(-\frac{t - t_0}{K}\right) \cdot \left[1 + \frac{1}{KQ_{s0}} \int_{t_0}^t Q_e(u) \cdot \exp\left(\frac{u - t_0}{K}\right) du\right]$$

En pratique, on utilise une solution numérique en discrétisant l'expression ci-dessus avec un pas de temps  $\Delta t$ , en posant:

$$\begin{array}{lll} t = i\Delta t & Q_s(t) = Q_i & Q_e(t) = P_i \\ t_0 = (i-1)\Delta t & Q_{s0}(t_0) = Q_{i-1} & Q_{e0}(t_0) = P_{i-1} \end{array}$$

LE BASSIN VERSANT URBAIN

L'encadré ci-dessous explicite la formule à laquelle on parvient et que l'on utilise en pratique pour les calculs.

INTEGRATION DU MODELE A RESERVOIR LINEAIRE OU COMMENT PASSER EN PRATIQUE DE LA PLUIE AUX DEBITS?

Rappelons que, si  $P(t)$  représente les débits à ruisseler (pluie nette obtenue après application du schéma de pertes), l'hydrogramme  $Q(t)$  des débits à l'exutoire est lié à  $P(t)$  par l'équation différentielle suivante, caractéristique du modèle à réservoir linéaire

$$K \frac{dQ}{dt} + Q(t) = P(t)$$

En pratique, on discrétise le hyétogramme de la pluie brute  $I(t)$  en une suite de valeurs d'intensité  $I_1, I_2, \dots, I_n$ , puis l'on en déduit, après application du schéma de pertes convenable, la suite des débits à ruisseler:  $P_1, P_2, \dots, P_n$ . A partir de cette dernière, les valeurs  $Q_i(t)$  de l'hydrogramme discrétisé peuvent être obtenues par l'équation suivante, solution de l'équation différentielle précédente:

$$Q_i = Q_{i-1} \cdot e^{-\frac{\Delta t}{K}} + P_i \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}\right)$$

DESBORDES a établi une relation de prédétermination de  $K$  en étudiant 13 bassins versants urbains de l'Amérique du Nord et de la France:

$$K = 5,07 \cdot A^{0,18} \cdot I^{-0,36} \cdot [1 + IMP/100]^{-1,90} \cdot DM^{0,21} \cdot L^{0,15} \cdot HM^{-0,07} \quad (1)$$

où:

- $K$  est appelé "Lagtime" ou *temps de réponse du bassin versant* (voir § ci-dessous) en min;
- $A$ : surface du bassin versant en ha;
- $I$ : pente moyenne du bassin versant en %;
- $IMP$ : pourcentage de surface imperméabilisée;
- $DM$ : durée de période intense de la pluie nette en min;
- $L$ : longueur du plus long chemin hydraulique du bassin versant (en m);
- $HM^0$ : hauteur de la pluie nette sur la période intense en mm.

DESBORDES donne une autre relation de prédétermination du Lagtime, qui tient compte uniquement des paramètres du bassin et fournit une valeur moyenne de  $K$ :

$$K_{moyen} = 5,3 \cdot A^{0,30} \cdot IMP^{-0,45} \cdot I^{-0,38} \quad (2)$$

\* pour de plus amples informations sur les notions de durée  $DM$  et de hauteur  $HM$  de pluie intense, se reporter au chapitre "pluie de projet" du dossier technique sur la pluie

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

BOUVIER (1990) ajuste la relation (2) de prédétermination de K sur un certain nombre de bassins urbains de l'Afrique de l'Ouest:

$$K = 0,45 \cdot A^{0,304} \cdot IMP^{-0,453} \cdot I^{-0,385}$$

En raison de son intérêt pour le calcul des débits à évacuer en milieu urbain africain, le modèle de Bouvier est explicité dans le chapitre suivant.

## 4.3.1 DOMAINE D'APPLICATION DU MODELE

Avec la relation de Desbordes pour la prédétermination de K, ce modèle est applicable à tous les bassins versants français, dans les limites ci-dessous, une fois que leur Lagtime est calé:

$$0,4 \text{ ha} < A < 5000 \text{ ha},$$

$$20\% < C < 100\%,$$

$$110 \text{ m} < L < 17800 \text{ m},$$

$$0,4\% < I < 4,7\%,$$

$$5 \text{ mm} < DM < 180 \text{ mm},$$

$$5 \text{ mm} < HM < 240 \text{ mm}.$$

Sur les bassins versants urbains africains, le domaine de validité de la relation de prédétermination de K élaborée par Bouvier est détaillé dans le chapitre 4.4 ci-dessous.

## 4.3.2 LE TEMPS DE REPONSE K DU BASSIN

Dans l'équation de stockage du modèle à réservoir linéaire (voir ci-dessus), le paramètre K est une constante homogène au temps. Il a été montré que K mesure le décalage dans le temps entre le centre de gravité du hyétogramme entrant (représentant la fonction  $Q_e(t)$  ou encore la pluie nette à ruisseler  $P(t)$ ) et celui de l'hydrogramme sortant (représentant la fonction  $Q_s(t)$  ou encore le débit à l'exutoire  $Q(t)$ ). Ceci peut être représenté par la figure n° 6 ci-contre.

C'est ainsi que K a été appelé "temps de réponse du bassin versant", ou encore Lagtime.

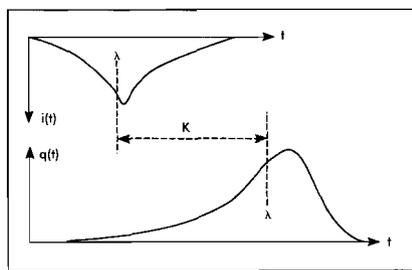


Figure 6.  
Interprétation du Lagtime ou temps de réponse d'un bassin versant

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

Il ne faut pas confondre la notion de Lagtime et celle du temps de concentration d'un bassin versant. Ces deux notions sont différentes, ainsi qu'il est possible de le montrer dans l'exemple ci-après, dans les hypothèses H1 et H2 suivantes:

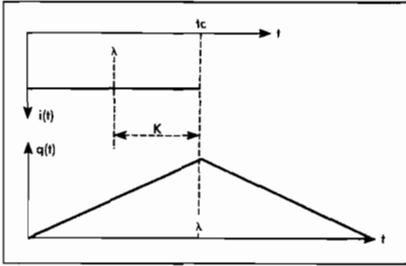


Figure 7.

Illustration du Lagtime dans un cas particulier simple (hypothèses de la formule rationnelle)

- H1: le hétérogramme entrant est rectangulaire. Il correspond à celui pris en compte dans l'hypothèse de la formule rationnelle: l'intensité est prise constante et égale à l'intensité moyenne maximale sur le temps de concentration  $t_c$  du bassin versant (hypothèse de la formule rationnelle);
- H2: la surface active du bassin croît linéairement en fonction du temps jusqu'à la surface totale A.

Dans ces conditions, l'hydrogramme obtenu à l'exutoire par le modèle du réservoir linéaire est

un triangle isocèle et l'on montre aisément que le Lagtime est égal dans ce cas à la moitié du temps de concentration.

#### 4.3.3 DONNEES NECESSAIRES POUR LE MODELE

Pour déterminer  $Q_s(t)$  on doit connaître:

- $Q_e(t)$  qui peut être une pluie nette, un hydrogramme ou leur somme;
- Le Lagtime K.

#### 4.4 LE MODELE DE BOUVIER

##### 4.4.1 LA FONCTION DE PRODUCTION

Pour les bassins faiblement urbanisés sans couvert végétal (MODELE I), la fonction de production<sup>7</sup> préconisée consiste à ajouter à la lame d'eau ruisselée produite (sans perte) par la surface imperméabilisée du bassin (toitures, voiries revêtues) celle qui résulte des surfaces nues après un schéma de pertes au ruissellement comprenant une *perte initiale (STO, en mm)* suivie d'une *perte continue d'intensité constante (INF, en mm/h)*.

<sup>7</sup> modèle de transformation de la pluie brute en pluie nette (sous-entendu nette de pertes à l'infiltration)

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

*Pour tous les autres bassins (MODELE II), la fonction de production consiste là encore à distinguer l'apport des deux sous-bassins fictifs correspondant l'un aux surfaces imperméabilisées ou revêtues, l'autre aux surfaces non revêtues, mais pour ce dernier, le schéma de pertes appliqué est celui d'une **perte initiale (STO, en mm)** suivie d'une **perte continue d'intensité proportionnelle à l'intensité de la pluie** (C, coefficient de proportionnalité, assimilable à un coefficient de ruissellement après satisfaction des pertes initiales).*

Les paramètres que Bouvier recommande d'utiliser pour évaluer la contribution au ruissellement des surfaces nues sont exprimés par les relations suivantes:

$$\text{Modèle I: } STO = 1,7 \cdot STO_{ex} \quad INF = 1,7 \cdot INF_{ex}$$

$$\text{Modèle II: } STO = 1,7 \cdot STO_{ex} \quad C = C_{ex} / 1,7$$

où  $STO_{ex}$ ,  $INF_{ex}$  et  $C_{ex}$  sont des valeurs expérimentales déduites des mesures réalisées au simulateur de pluie, effectuées dans les conditions décrites par Bouvier.

En l'absence de mesures expérimentales, on pourra choisir forfaitairement les valeurs suivantes de  $STO_{ex}$ ,  $INF_{ex}$  et  $C_{ex}$  respectivement égales à 5 mm, 5 mm/h et 0,83 car ces valeurs sont très voisines de celles mesurées expérimentalement par Bouvier sur la plupart des sites étudiés.

**Valeurs expérimentales de Bouvier  
pour les coefficients des lois de perte:**

$$STO_{ex} = 5 \text{ mm}$$

$$INF_{ex} = 5 \text{ mm/h}$$

$$C_{ex} = 0,83$$

LE BASSIN VERSANT URBAIN

APPLICATION PRATIQUE DU MODELE DE PRODUCTION DE BOUVIER

Soit  $i_k$  l'intensité de pluie brute précipitée sur le  $k$ -ième pas de temps  $\Delta t$  (après discrétisation du hyétogramme de pluie brute). Alors l'intensité de pluie nette (de perte)  $p_k$  est donnée par le tableau suivant:

modèle	$p_k$
I	$p_1 = IMP \cdot A \cdot i_1 + (1 - IMP) \cdot A \cdot (i_1 - STO/\Delta t)$
	$p_k = IMP \cdot A \cdot i_k + (1 - IMP) \cdot A \cdot (i_k - INF)$
II	$p_1 = IMP \cdot A \cdot i_1 + (1 - IMP) \cdot C \cdot A \cdot (i_1 - STO/\Delta t)$
	$p_k = IMP \cdot A \cdot i_k + (1 - IMP) \cdot C \cdot A \cdot i_k$

4.4.2 LA FONCTION DE TRANSFERT

Le modèle de transfert<sup>8</sup> est celui du réservoir linéaire<sup>9</sup> et ne comporte qu'un seul paramètre: le lagtime K, ou temps de réponse du bassin versant, dont Desbordes a démontré qu'il représente le décalage dans le temps des centres de gravités du hyétogramme de la pluie nette et de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin. Les paramètres de transfert que Bouvier recommande

d'utiliser pour reconstituer les hydrogrammes de crue sont exprimés par les relations suivantes:

**Modèle I:**  $K = 0,68 \cdot A^{0,304} \cdot IMP^{-0,453} \cdot I^{-0,385}$

**Modèle II:**  $K = 0,45 \cdot A^{0,304} \cdot IMP^{-0,453} \cdot I^{-0,385}$

où A représente la superficie du bassin versant (en hectares), IMP le coefficient d'imperméabilisation (en rapport) et I la pente du bassin versant en %.

4.4.3 LIMITES ET CONDITIONS D'UTILISATION DU MODELE DE BOUVIER

Comme pour l'utilisation du modèle à réservoir linéaire de Desbordes exposé précédemment, celle du modèle de Bouvier est soumise à des restrictions liées aux caractéristiques des bassins qui ont servi dans les relations de prédétermination des paramètres du modèle, à savoir:

$5 < STO_{ex} < 8 \text{ mm}$	$0,10 < IMP < 0,55$
$8 < I < 15 \text{ m/km}$	$0,57 < C_{ex} < 0,90$
$3 < INF_{ex} < 13 \text{ mm/h}$	$22 < A < 1110 \text{ ha}$

<sup>8</sup> modèle de transformation de la pluie nette en débit

<sup>9</sup> voir ci-dessus pour de plus amples détails sur le modèle de réservoir linéaire

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 5 COMPARAISON DES METHODES DE TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT

Le tableau suivant présente de façon synthétique ou sous forme comparative les principaux avantages et inconvénients des deux principales méthodes de transformation pluie-débit ayant fait l'objet d'un calage sur des bassins versants urbains africains.

Au crédit de la formule de Caquot ajustée sur ces bassins versants, on compte un seul avantage: celui de la simplicité, qui se traduit par la possibilité de mener manuellement les calculs.

Les avantages de la méthode de Bouvier appellent quelques commentaires:

- Le modèle fournissant, contrairement à la méthode de Caquot, un hydrogramme complet et pas seulement le débit de pointe, il devient possible d'envisager d'y recourir pour le calcul de réseaux dans lequel sont intégrés des ouvrages de rétention. Cependant, les bassins versants expérimentaux de l'ORSTOM à partir desquels le modèle a été calé ne comportaient pas de tels ouvrages. On ne connaît donc pas a priori les performances du modèle pour le calcul prévisionnel des hydrogrammes dans ce type de réseaux;
- Tout hydrogramme de pluie discrétisée peut être utilisé en entrée du modèle de Bouvier. Ceci offre la possibilité de dimensionner le réseau à partir de pluies de projet comme d'en simuler le fonctionnement à partir de pluies réelles considérées comme historiquement exceptionnelles. Au niveau de la construction de la pluie de projet, il est possible d'introduire des caractéristiques de la pluviométrie locale: la durée moyenne du corps des orages de type tornade par exemple ou la position moyenne de cette période de pluie intense au sein des événements pluvieux;
- Pourvu que l'on prenne soin de suivre le protocole expérimental de l'ORSTOM pour leurs mesures, il est possible de prendre en compte des caractéristiques locales de l'aptitude des sols au ruissellement. En effet, les coefficients  $C_{ex}$ ,  $STO_{ex}$  et  $INF_{ex}$  intervenant dans le modèle de production de Bouvier peuvent être mesurés in situ à l'aide du dispositif mis au point par l'ORSTOM (simulateur de pluie sur parcelle expérimentale).

METHODES	CAQUOT Ajusté	BOUVIER
Domaine d'application (géographique/caractéristiques des bassins versants)	identique (BV jaugés Orstom)	
Qualité de prévision des $Q_p$	-	+
Insertion d'ouvrages de stockage dans le réseau	non	oui
Simulation de pluies réelles (exceptionnelles)	non	oui
Calage aisé sur mesures expérimentales de l'aptitude des sols au ruissellement	non	oui
Prise en compte de caractéristiques locales de la pluviométrie	-	+
Calculs manuels	oui	non

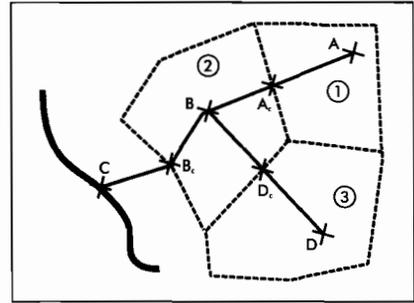
LE BASSIN VERSANT URBAIN

6 APPLICATION

Soit une zone urbanisée découpée en trois bassins versants B1, B2 et B3 suivant le schéma ci-contre.

Le réseau d'assainissement des eaux pluviales à dimensionner est constitué par les trois tronçons AB, DB et BC, C étant l'exutoire en rivière.

Les caractéristiques des bassins versants sont données par le tableau ci-dessous.



BASSIN	A (ha)	C	I (m/m)	L (m)
B1	30	0,85	0,009	560
B2	20	0,75	0,007	530
B3	25	0,85	0,010	640

Les tronçons ont les caractéristiques (longueur et pente moyenne) suivantes:

TRONÇON	I (m/m)	L (m)
AB	0,010	630
DB	0,009	580
BC	0,020	640

Les données pluviométriques sont celles de Bobo Dioulasso (Burkina Faso) et les calculs sont effectués pour une pluie décennale.

Pour une intensité  $i$  exprimée en mm/mn, l'ajustement à la loi de Montana  $i = a^b$  donne, sur Bobo Dioulasso et pour  $T = 10$  ans:

$a = 12,30$  et  $b = -0,56$  (pour  $t < 1$  heure)

6.1 FORMULE DE CAQUOT

Les temps de concentration des bassins versants urbains sont le plus souvent très inférieurs à 1 heure. On adopte donc les coefficients  $a$  et  $b$  donnés ci-dessus et le calcul des coefficients  $k, u, v$  et  $w$  de la formule de Caquot donne finalement l'expression suivante du débit de pointe  $Q_p$  à l'exutoire d'un bassin versant pour Bobo Dioulasso:

$$Q_p = 3,23 \text{ m l}^{0,27} \cdot C^{1,19} \cdot A^{0,79}$$

avec  $m = (M/2)^{-0,56}$

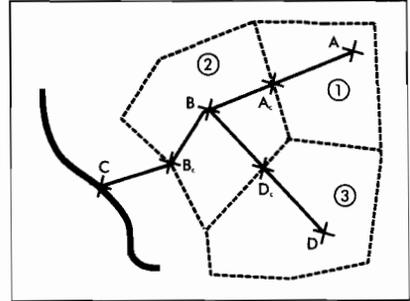
LE BASSIN VERSANT URBAIN

6 APPLICATION

Soit une zone urbanisée découpée en trois bassins versants B1, B2 et B3 suivant le schéma ci-contre.

Le réseau d'assainissement des eaux pluviales à dimensionner est constitué par les trois tronçons AB, DB et BC, C étant l'exutoire en rivière.

Les caractéristiques des bassins versants sont données par le tableau ci-dessous.



BASSIN	A (ha)	C	l (m/m)	L (m)
B1	30	0,85	0,009	560
B2	20	0,75	0,007	530
B3	25	0,85	0,010	640

Les tronçons ont les caractéristiques (longueur et pente moyenne) suivantes:

TRONÇON	l (m/m)	L (m)
AB	0,010	630
DB	0,009	580
BC	0,020	640

Les données pluviométriques sont celles de Bobo Dioulasso (Burkina Faso) et les calculs sont effectués pour une pluie décennale.

Pour une intensité  $i$  exprimée en mm/mn, l'ajustement à la loi de Montana  $i = at^b$  donne, sur Bobo Dioulasso et pour  $T = 10$  ans:

$$a = 12,30 \text{ et } b = -0,56 \text{ (pour } t < 1 \text{ heure)}$$

6.1 FORMULE DE CAQUOT

Les temps de concentration des bassins versants urbains sont le plus souvent très inférieurs à 1 heure. On adopte donc les coefficients  $a$  et  $b$  donnés ci-dessus et le calcul des coefficients  $k$ ,  $u$ ,  $v$  et  $w$  de la formule de Caquot donne finalement l'expression suivante du débit de pointe  $Q_p$  à l'exutoire d'un bassin versant pour Bobo Dioulasso:

$$Q_p = 3,23 \text{ m l}^{0,27} \cdot C^{1,19} \cdot A^{0,79}$$

$$\text{avec } m = (M/2)^{-0,56}$$

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

6.1.1 DETERMINATION DES DEBITS A L'EXUTOIRE DES BASSINS  
B1 ( $Q_{p,1}$ ) ET B2 ( $Q_{p,2}$ )

## ■ bassin versant B1

$$L_1 = 5,60 \text{ Hm}$$

$$A_1 = 30 \text{ ha}$$

$$\text{d'où } M_1 = 5,60/(30^{0,5}) = 1,02$$

$$\text{et } m_1 = 1,46$$

$$Q_{p,1} = 1,46 \cdot 3,23 \cdot 0,009^{0,27} \cdot 0,85^{1,19} \cdot 30^{0,79} = 16,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_{c,1} = 0,34 \cdot (1,02/2)^{0,84} \cdot 0,009^{-0,41} \cdot 30^{0,507} \cdot 16^{-0,287} = 3,4 \text{ min}$$

$Q_{p,1} = 16 \text{ m}^3/\text{s}$  est le débit de pointe calculé en  $A_c$ , point caractéristique du tronçon AB. Le choix des dimensions de l'ouvrage de drainage AB s'effectue donc sur la base de ce débit.

On suppose que AB est un canal rectangulaire en perré-maçoné (pour ce matériau, on adopte  $K = 50$  dans la formule de Manning-Strickler pour les écoulements permanents à surface libre).

Utilisation d'abaques ou de la formule de Manning-Strickler montre que si l'on choisit une largeur de 2,20 m par exemple, ce débit entraîne une hauteur de remplissage de 1,90 m dans le canal de pente 0,01. En tenant compte d'une revanche de 0,20 m, on adoptera par exemple un profil rectangulaire de 2,20 m  $\cdot$  2,10 m.

La vitesse d'écoulement en  $A_c$  est alors de 3,90 m/s (inférieure à la vitesse maximale admissible pour le matériau du canal, soit 4 m/s).

## ■ bassin versant B2

$$L_2 = 5,30 \text{ Hm}$$

$$A_2 = 20 \text{ ha}$$

$$\text{d'où } M_2 = 5,60/(30^{0,5}) = 1,185$$

$$\text{et } m_2 = 1,34$$

$$Q_{p,2} = 1,34 \cdot 3,23 \cdot 0,007^{0,27} \cdot 0,75^{1,19} \cdot 20^{0,79} = 8,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_{c,2} = 0,34 \cdot (1,185/2)^{0,84} \cdot 0,007^{-0,41} \cdot 20^{0,507} \cdot 8,6^{-0,287} = 4,1 \text{ min}$$

$Q_{p,2} = 8,6 \text{ m}^3/\text{s}$  est le débit de pointe calculé en  $D_c$ , point caractéristique du tronçon DB, DB étant un canal rectangulaire en perré-maçoné. La même méthode que précédemment conduit à adopter par exemple un profil rectangulaire de 2,00 m  $\cdot$  1,50 m avec une hauteur de remplissage de 1,30 m et une vitesse d'écoulement en  $D_c$  de 3,24 m/s (inférieure à la vitesse maximale admissible pour le matériau du canal, soit 4 m/s).

LE BASSIN VERSANT URBAIN

6.1.2 DETERMINATION DE  $Q_{p,12}$  EN B:  $B_{12} = B_1 // B_2$

On considère B12, le bassin versant équivalent aux deux bassins versants B1 et B2 ajoutés en parallèle.

Le plus long chemin hydraulique L12 de B12 est celui qui correspond au plus long temps de concentration des bassins en parallèle:

$$L_{12} = L_2 = 5,30 \text{ Hm car } t_{c,2} = 4,1 \text{ mn} > t_{c,1} = 3,4 \text{ min.}$$

Remarquons que, bien que  $L_2$  soit inférieur à  $L_1$ ,  $L_2$  est parcouru ici à une vitesse moyenne suffisamment faible pour que  $t_{c,2}$  soit inférieur à  $t_{c,1}$ . Il faut donc bien se garder de choisir ce qui pourrait sembler intuitivement évident, c'est-à-dire  $L_{12} = \text{Max}(L_1, L_2)$ ! Par définition, le temps de concentration est le temps mis pour parcourir le plus long chemin hydraulique. Donc, ici,  $t_{c,12} = t_{c,2} = 4,1 \text{ min.}$

$$A_{12} = A_1 + A_2 = 50 \text{ ha}$$

$$I_{12} = (I_1 Q_{p,1} + I_2 Q_{p,2}) / (Q_{p,1} + Q_{p,2}) = 0,0083$$

$$C_{12} = (C_1 A_1 + C_2 A_2) / (A_1 + A_2) = 0,81$$

$$M_{12} = L_2 / A_{12}^{0,5} = 0,75$$

On remarque ici que  $M_{12} < 0,8$ . Or, 0,8 est la valeur minimale du coefficient d'allongement: on adopte donc  $M_{12} = 0,8$ . D'où  $m_{12} = 1,67$

$$Q_{p,12} = 25,3 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{p,1} + Q_{p,2} = 24,6 \text{ m}^3/\text{s}: \text{impossible!}$$

On adopte donc la valeur  $Q_{p,12} = 24,6 \text{ m}^3/\text{s}$ .

6.1.3 DETERMINATION DE  $Q_{p,13}$  EN B<sub>C</sub>:  $B_{13} = B_{12} + B_3$

$$L_{13} = L_3 + L_{12} = L_3 + L_2 = 11,70 \text{ m}$$

$$A_{13} = A_{12} + A_3 = 75 \text{ ha}$$

$$C_{13} = (C_{12} A_{12} + C_3 A_3) / (A_{12} + A_3) = 0,823$$

$$I_{13} = \left( \frac{L_3 + L_2}{\sqrt{I_3} + \sqrt{I_{12}}} \right)^2 = 0,0092$$

$$M_{13} = (L_3 + L_2) / A_{13}^{0,5} = 1,351$$

$$m_{13} = 1,25 \text{ et } Q_{p,13} = 27,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour vérifier que la formule de Caquot appliquée aux deux bassins B12 et B3 en série a bien donné un résultat cohérent (c'est-à-dire  $\text{Max}(Q_{p,3}, Q_{p,12}) < Q_{p,13} < Q_{p,3} + Q_{p,12}$ ), il faut calculer maintenant  $Q_{p,3}$ .

$$M_3 = 1,28; m_3 = 1,28 \text{ et } Q_{p,3} = 12,5 \text{ m}^3/\text{s}; t_{c,3} = 3,8 \text{ min.}$$

On vérifie bien que:

$$\text{Max}(Q_{p,3}, Q_{p,12}) = 24,6 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{p,13} = 27,3 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{p,3} + Q_{p,12} = 37,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Enfin,  $t_{c,13} = t_{c,3} + t_{c,12} = 3,8 + 4,1 = 7,9 \text{ min.}$

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

Pour évacuer 27,3 m<sup>3</sup>/s sous une hauteur maximale de remplissage de 1,80 m (de façon à ne pas dépasser une profondeur de 2 m pour le canal au-delà de laquelle l'entretien devient plus problématique), il faudrait adopter une largeur de 4,00 m, ou, de façon plus réaliste (?!?), deux canaux parallèles de 2,50 m · 2,00 m. La vitesse d'écoulement en B<sub>c</sub> est alors de 3,13 m/s. Il est cependant évident, compte tenu de l'emprise totale exigée par ces canaux ainsi que de leur coût prohibitif, que l'on serait alors amené à remettre en question la période de protection (T) adoptée ou bien à rechercher des solutions alternatives permettant de diminuer significativement les débits de pointe à évacuer.

## 6.2 FORMULE DE CAQUOT AVEC TRANSFERT DES HYDROGRAMMES ASSIMILÉS À DES TRIANGLES ISOCELES

Soit HY1 l'hydrogramme observé en A<sub>c</sub> (exutoire de B1) et HY2 l'hydrogramme observé en D<sub>c</sub> (exutoire de B2).

### 6.2.1 CONSTRUCTION DES HYDROGRAMMES HY1 EN A<sub>c</sub> ET HY2 EN D<sub>c</sub>

On construit graphiquement HY1 et HY2 en les assimilant à des triangles isocèles, dont le sommet a pour ordonnée le débit de pointe à l'exutoire du bassin versant tel qu'il a été calculé par Caquot dans la partie A et pour abscisse le temps de concentration correspondant.

**Remarque:** le choix de la forme de l'hydrogramme n'est pas tout à fait le seul résultat du souci d'obtenir la forme la plus simple possible sous la contrainte d'une première phase de débit croissant (jusqu'à Q<sub>p</sub>) et d'une seconde décroissante. En effet, l'application du modèle à réservoir linéaire pour le transfert pluie-débit aboutit au même hydrogramme si l'on utilise en entrée un hydrogramme de pluie de projet répondant aux hypothèses de la formule rationnelle, à savoir une intensité de pluie prise constante et égale à l'intensité moyenne maximale sur le temps de concentration du bassin versant.

### 6.2.2 TRANSFERT ET COMPOSITION DES HYDROGRAMMES HY1 ET HY2 EN B

On suppose que HY1 est transféré sans amortissement de A<sub>c</sub> en B à la vitesse v<sub>Ac</sub> correspondant au débit Q<sub>p,1</sub>.

**Remarque:** on surestime ainsi cette vitesse et l'on sous-estime par conséquent le temps de transfert de A<sub>c</sub> en B. Il serait plus juste de calculer une vitesse moyenne de transfert v<sub>mo</sub>,

sous la forme par exemple  $\bar{v} = \frac{\sum v_i Q_i}{\sum Q_i}$

Pour les conditions de l'écoulement en A<sub>c</sub> (section 2,20 m · 1,10 m et pente de canal de 1%), v<sub>Ac</sub> = 3,90 m/s (voir partie 6.1.1).

LE BASSIN VERSANT URBAIN

Or,  $A, B = 630 \text{ m}$ . D'où le temps de transfert  $t_1$  de  $A_c$  en B:

$$t_1 = 630 / 3,90 = 161,5 \text{ s} = 2,7 \text{ min}$$

De même pour l'hydrogramme HY2, le temps de transfert  $t_2$  de  $D_c$  en B:

$$t_2 = 580 / 3,24 = 3 \text{ min}$$

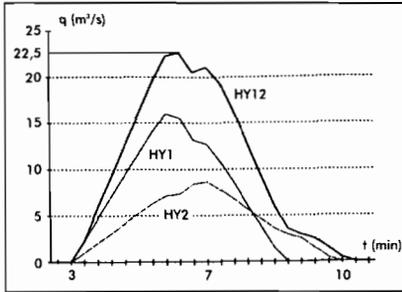


Figure 8.  
Construction de l'hydrogramme HY12 en B

Soit HY12 cet hydrogramme, dont la construction graphique figure ci-dessus. On lit graphiquement le débit maximal observé en B:  $Q_{\max, 12} = 22,5 \text{ m}^3/\text{s}$  (à comparer avec le débit  $Q_{p,12}$  obtenu dans la partie précédente).

6.2.3 TRANSFERT DE L'HYDROGRAMME RESULTANT HY12 DE B EN  $B_c$  ET COMPOSITION AVEC HY3

L'hydrogramme HY12 observé en B est transféré de B en  $B_c$  à la vitesse d'écoulement correspondant au débit précédent  $Q_{\max, 12} = 22,5 \text{ m}^3/\text{s}$  et aux caractéristiques du canal entre B et  $B_c$ : pente de 0,006 et largeur de 4,00 m. D'après Manning-Strickler, on en déduit que la profondeur de l'écoulement en B est alors de 1,58 m et la vitesse  $v_{Bc} = 3,56 \text{ m/s}$ . D'où le temps de transfert entre B et  $B_c$ :  $BB_c/v_{Bc} = 320/3,56 = 1,5 \text{ min}$ .

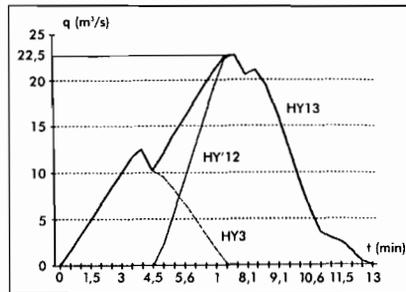


Figure 9.  
Construction de l'hydrogramme HY13 résultant en  $B_c$

On construit donc:

- l'hydrogramme HY'1 correspondant aux apports en B du bassin B1: par translation de l'hydrogramme HY1 de  $t_1 = 2,7 \text{ min}$ ;
- l'hydrogramme HY'2 correspondant aux apports en B du bassin B2: par translation de l'hydrogramme HY2 de  $t_2 = 3 \text{ min}$ .

Puis on somme point par point les hydrogrammes HY'1 et HY'2 en B pour obtenir l'hydrogramme résultant du bassin B12 = B1 // B2 observé en B:

$$Q_{12}(t) = Q'_1(t) + Q'_2(t); \text{ pour tout } t.$$

Ainsi transféré en  $B_c$ , l'hydrogramme HY'12 est ajouté point par point à l'hydrogramme HY3 correspondant à l'apport du bassin B3. On obtient ainsi l'hydrogramme HY13 observé en  $B_c$ , dont la construction graphique est représentée sur la figure n° 9 ci-contre.

L'ordonnée maximale de HY13 donne le débit de pointe en  $B_c$ :  $Q_{p,13} = 22,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 6.3 METHODE DE BOUVIER

## 6.3.1 CONSTRUCTION DU HYETOGRAMME DE LA PLUIE DE PROJET

On choisit normalement une période de pluie intense  $DM$  d'autant plus courte que la superficie du bassin versant est petite. Pour un hyétogramme double triangle symétrique, CHOCAT (1983) conseille, si l'on ne dispose pas de données locales permettant une définition statistique des 5 paramètres hydrologiques de la pluie de projet, de déterminer un temps de base:

$D = 5,93 A^{0,441}$  (où  $A$  superficie du bassin versant en ha,  $D$  en min) et de choisir:  
 $DM = D/2$  et  $DP = 5D$ .

*Une règle de choix assez simple peut être la suivante: pour les petits bassins versants ( $A$  de l'ordre de 20 à 30 ha), on choisit  $DM = 15$  min (essayer éventuellement 10 et 20 min) et pour les grands bassins versants ( $A$  de l'ordre d'un millier d'hectares), on choisit  $DM = 1$  heure.*

Ici, on choisira une pluie de projet identique pour les 3 bassins  $B1$ ,  $B2$  et  $B3$ , avec  $DM = 15$  min et  $DP = 2h15$  (soit 135 mn). Le pas de temps doit normalement être choisi suffisamment petit devant  $DM$  (en pratique inférieur à  $DM/4$ ). Pour limiter le nombre de calculs dans cette application, on choisit un pas de temps de 5 minutes et le double triangle symétrique est simplifié en un double rectangle symétrique, en imposant de conserver les mêmes hauteurs de pluie intense (sur  $DM$ ) et non intense (sur  $DP - DM$ ).

On montre alors aisément que l'ordonnée du rectangle correspondant à la période de pluie intense (de base  $DM$ ) est égale à l'intensité de pluie intense et que l'ordonnée de la pluie non intense (de base  $DP - DM$ ) est égale à l'intensité de la pluie non intense.

En effet:

- Par définition, l'aire du rectangle de pluie intense, soit  $i_2 \cdot DM$ , correspond à la hauteur de pluie intense  $HM = a (DM)^{b+1}$ . D'où:  $i_2 = HM/DM = a (DM)^b$ , soit l'intensité de pluie intense;
- De même, l'aire du rectangle de pluie non intense, soit  $i_1 \cdot (DP - DM)$ , correspond à la hauteur de pluie non intense, soit  $a (DP - DM)^{b+1}$ ; d'où  $i_1 = a (DP - DM)^b$ , soit l'intensité de la pluie non intense.

LE BASSIN VERSANT URBAIN

Pour  $T = 10$  ans, à Bobo Dioulasso:

- $a = 12,3$  et  $b = -0,56$  pour  $t < 1h$
- $a = 61,1$  et  $b = -0,92$  pour  $t > 2h$

D'où:

Pour  $DM = 15$  min:

$$i_B = 12,3 \cdot (15)^{-0,56}$$

$$i_B = 2,71 \text{ mm/min}$$

et, pour  $DP - DM = 120$  min:

$$i_A = 61,1 \cdot (120)^{-0,92}$$

$$i_A = 0,75 \text{ mm/min}$$

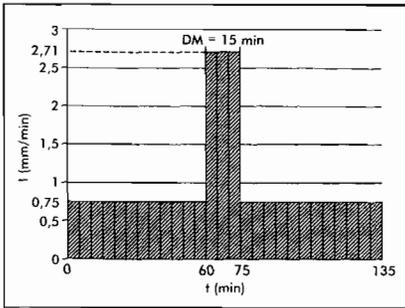


Figure 10.  
HyétoGramme de projet discrétisé

On en déduit la suite des intensités  $i_k$  du hyétoGramme de la pluie de projet discrétisée, où  $i_k$  représente l'intensité de la pluie précipitée sur le  $k$ -ième pas de temps de 5 minutes (soit entre le temps  $(k-1) \cdot 5$  mn et le temps  $k \cdot 5$  min):

$$i_1 = i_2 = \dots = i_{12} = i_A = 0,75 \text{ mm/min}$$

$$i_{13} = i_{14} = i_{15} = i_B = 2,71 \text{ mm/min}$$

$$i_{16} = i_{17} = \dots = i_{27} = i_A = 0,75 \text{ mm/min}$$

6.3.2 HYETOGRAMMES DE PLUIES NETTES DISCRETISES

Ces hyétoGrammes sont obtenus, pour chaque  $i_k$ , en soustrayant les pertes au ruissellement, dont les lois diffèrent selon Bouvier pour les bassins du modèle n° 1 (bassins faiblement urbanisés sans couvert végétal; par hypothèse, le bassin B2 dans la présente application relève de ce modèle, avec  $IMP = 10\%$ ) et ceux du modèle n° 2 (tous les autres bassins, soit, dans cette application, les bassins B1 et B3, pour lesquels le coefficient d'imperméabilisation est pris égal à  $20\%$ ).

■ Bassins B1 et B3

modèle n° 2:

$$IMP = 20\%$$

$$STO_{ex} = 5 \text{ mm}$$

$$STO = 1,7 \cdot STO_{ex} = 8,5 \text{ mm}$$

$$C_{ex} = 0,85$$

$$C = C_{ex} / 1,7 = 0,50$$

LE BASSIN VERSANT URBAIN

Les débits à ruisseler résultent de la somme des débits à ruisseler sur deux sous-bassins fictifs, parallèles et indépendants:

- celui constitué par les *surfaces imperméabilisées* (de surface  $IMP \cdot A$ ), sur lesquelles on considère que la pluie brute ruisselle totalement (pas de pertes). L'apport de ce sous-bassin, sur le k-ième pas de temps, vaut donc  $IMP \cdot A \cdot i_k$  (k quelconque), soit:
  - pour B1:  $0,20 \cdot 300\,000 \cdot 0,75 \cdot 10^{-3} = 45 \text{ m}^3/\text{min} = 750 \text{ litres/s}$  sur les pas de temps 1 à 12 et 16 à 27, et  $0,20 \cdot 300\,000 \cdot 2,71 \cdot 10^{-3} = 162,6 \text{ m}^3/\text{min} = 2\,710 \text{ litres/s}$  sur les pas de temps 13 à 15 (période de pluie intense);
  - pour B3:  $0,20 \cdot 250\,000 \cdot 0,75 \cdot 10^{-3} = 37,5 \text{ m}^3/\text{min} = 625 \text{ litres/s}$  sur les pas de temps 1 à 12 et 16 à 27, et  $0,20 \cdot 250\,000 \cdot 2,71 \cdot 10^{-3} = 135,5 \text{ m}^3/\text{min} = 2\,258 \text{ litres/s}$  sur les pas de temps 13 à 15.
- celui constitué par les *surfaces non imperméabilisées* (de surface  $(1 - IMP) \cdot A$ ), sur lesquelles on a une perte initiale correspondant à une lame d'eau de  $STO \text{ mm}$ , puis, après satisfaction de cette perte initiale, une perte continue proportionnelle à l'intensité de la pluie, avec  $C$  coefficient de proportionnalité. Sur le premier pas de temps,  $i_1 = 0,75 \text{ mm/min}$  est ainsi diminué d'une perte d'intensité  $STO/\Delta t = 8,5/5 = 1,7 \text{ mm/min}$ , ce qui signifie que la lame d'eau précipitée pendant les 5 premières minutes (soit  $0,75 \cdot 5 = 3,75 \text{ mm}$ ) est entièrement infiltrée et que rien ne ruissellera. Il reste donc  $8,5 - 3,75 = 4,75 \text{ mm}$  à infiltrer avant ruissellement. Au deuxième pas de temps, les  $3,75 \text{ mm}$  précipités seront de même infiltrés et il restera une capacité d'absorption de  $4,75 - 3,75 = 1 \text{ mm}$  dans le sol superficiel. Les débits à ruisseler sur les deux premiers pas de temps seront donc nuls. Sur le 3<sup>e</sup> pas de temps, l'intensité de pluie nette sera  $i_3 - 1 \text{ mm}/5\text{min}$ , soit  $0,75 - 0,20 = 0,5 \text{ mm/min}$  et le débit à ruisseler:  $(1 - IMP) \cdot A \cdot C \cdot 0,5 \text{ mm/min}$ . Sur les pas de temps suivants (c'est-à-dire à partir du 4<sup>e</sup>), les débits à ruisseler seront de:  $(1 - IMP) \cdot A \cdot C \cdot i_k$ .

Les résultats sont détaillés dans le tableau ci-contre, où l'on a distingué les apports des surfaces imperméabilisées et ceux des surfaces non imperméabilisées.

	k	IMP	1 - IMP	Total (p <sub>k</sub> )
B1	1 et 2	750	0	750
	3	750	1000	1750
	4 à 12	750	1500	2250
	13 à 15	2710	5420	8130
	16 à 27	750	1500	2250
B3	1 et 2	625	0	625
	3	625	833	1458
	4 à 12	625	1250	1875
	13 à 15	2258	4517	6775
	16 à 27	625	1250	1875

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## ■ Bassin B2

modèle n° 1:

IMP = 10%

A = 20 ha

STO<sub>ex</sub> = 5 mm

STO = 1,7 · STO<sub>ex</sub> = 8,5 mm

INF<sub>ex</sub> = 5 mm/h

INF = 1,7 · INF<sub>ex</sub> = 8,5 mm/h = 0,142 mm/min.

De la même façon que pour le modèle n° 2, les débits à ruisseler résultent de la somme des débits à ruisseler sur deux sous-bassins fictifs, parallèles et indépendants:

- celui constitué par les *surfaces imperméabilisées* (de surface IMP · A), dont l'apport est sur le k-ième pas de temps: IMP · A · i<sub>k</sub> (k quelconque), soit: 0,10 · 200 000 · 0,75 · 10<sup>-3</sup> = 15 m<sup>3</sup>/min = 250 litres/s sur les pas de temps 1 à 12 et 16 à 27, et 0,10 · 200 000 · 2,71 · 10<sup>-3</sup> = 54,2 m<sup>3</sup>/min = 903 litres/s sur les pas de temps 13 à 15 (période de pluie intense);
- celui constitué par les *surfaces non imperméabilisées* (de surface (1 - IMP) · A), sur lesquelles on a une perte initiale correspondant à une lame d'eau de STO mm, puis, après satisfaction de cette perte initiale, une perte continue d'intensité constante INF. STO ayant la même valeur que pour les bassins B1 et B3, les débits à ruisseler sur les 2 premiers pas de temps seront également nuls et, sur le 3<sup>e</sup> pas de temps, l'intensité de pluie nette sera de: i<sub>3</sub> - 1mm/5min - INF (soit 0,75 - 0,20 - 0,142 = 0,358 mm/min) et le débit à ruisseler de (1 - IMP) · A · 0,358 mm/min. Sur les pas de temps suivants (c'est-à-dire à partir du 4<sup>e</sup>), les débits à ruisseler seront de (1 - IMP) · A · (i<sub>k</sub> - INF).

	k	IMP	1 - IMP	Total (p.)
B2	1 et 2	250	0	250
	3	250	1074	1324
	4 à 12	250	1824	2074
	13 à 15	903	7704	8607
	16 à 27	250	1824	2074

Les résultats sont détaillés dans le tableau suivant, où l'on a distingué les apports des surfaces imperméabilisées et ceux des surfaces non imperméabilisées.

LE BASSIN VERSANT URBAIN

6.3.3 CALCUL DES TEMPS DE REPONSE DES BASSINS

■ Bassin B1: (modèle 2)

$$K_1 = 0,45 \cdot 30^{0,304} \cdot 0,20^{-0,453} \cdot 0,9^{0,385} = 2,73 \text{ min}$$

■ Bassin B2: (modèle 1)

$$K_2 = 0,68 \cdot 20^{0,304} \cdot 0,10^{-0,453} \cdot 0,7^{0,385} = 5,50 \text{ min}$$

■ Bassin B3: (modèle 2)

$$K_3 = 0,45 \cdot 25^{0,304} \cdot 0,20^{-0,453} \cdot 1^{0,385} = 2,48 \text{ min}$$

6.3.4 HYDROGRAMMES DES BASSINS B1 ET B2

Les ordonnées de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant sont données de proche en proche par la relation:

$$q_i(t) = q_{i-1} e^{-\frac{\Delta t}{K}} + p_i \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}\right)$$

■ Bassin B1:

$$e^{-\frac{\Delta t}{K_1}} = 0,16 \quad 1 - e^{-\frac{\Delta t}{K_1}} = 0,84$$

■ Bassin B2:

$$e^{-\frac{\Delta t}{K_2}} = 0,40 \quad 1 - e^{-\frac{\Delta t}{K_2}} = 0,60$$

Il en résulte par exemple pour le bassin B2:

$$q_1 = 0 + (250 \cdot 0,60) = 149 \text{ l/s}$$

$$q_2 = (149 \cdot 0,40) + (250 \cdot 0,60) = 209 \text{ l/s}$$

$$q_3 = (209 \cdot 0,40) + (1324 \cdot 0,60) = 875 \text{ l/s etc.}$$

L'ensemble des résultats figure dans le tableau ci-après.

Le débit maximal en A<sub>c</sub> est Q<sub>p,1</sub> = 8,11 m<sup>3</sup>/s. Ce débit est à comparer avec celui obtenu par la méthode de Caquot dans la première partie: Q<sub>p,1</sub> = 16,0 m<sup>3</sup>/s.

Un canal rectangulaire de 1,60 m · 1,70 m (pente 1%) peut évacuer ce débit sous une hauteur de remplissage de 1,55 m et une vitesse de 3,26 m/s en A<sub>c</sub>.

Le débit maximal en D<sub>c</sub> est Q<sub>p,2</sub> = 8,18 m<sup>3</sup>/s, à comparer avec celui obtenu par Caquot: Q<sub>p,2</sub> = 8,6 m<sup>3</sup>/s. Un canal rectangulaire de 1,80 m · 1,60 m (pente 0,9%) peut évacuer ce débit sous une hauteur de remplissage de 1,40 m et une vitesse de 3,18 m/s en D<sub>c</sub>.

LE BASSIN VERSANT URBAIN

t min	i <sub>k</sub> mm/min	Bassin B1		Bassin B2	
		p <sub>k</sub> (l/s)	q <sub>k</sub> (l/s)	p <sub>k</sub> (l/s)	q <sub>k</sub> (l/s)
5	0,75	750	630	250	149
10	0,75	750	731	250	209
15	0,75	1750	1587	1324	875
20	0,75	2250	2144	2074	1591
25	0,75	2250	2233	2074	1880
30	0,75	2250	2247	2074	1996
35	0,75	2250	2250	2074	2043
40	0,75	2250	2250	2074	2062
45	0,75	2250	2250	2074	2070
50	0,75	2250	2250	2074	2073
55	0,75	2250	2250	2074	2074
60	0,75	2250	2250	2074	2075
65	2,71	8130	7187	8607	5974
70	2,71	8130	7979	8607	7546
75	2,71	8130	8106	8607	8180
80	0,75	2250	3189	2074	4536
85	0,75	2250	2401	2074	3067
90	0,75	2250	2274	2074	2475
95	0,75	2250	2254	2074	2236
100	0,75	2250	2251	2074	2140
105	0,75	2250	2250	2074	2101
110	0,75	2250	2250	2074	2086
115	0,75	2250	2250	2074	2079
120	0,75	2250	2250	2074	2077
125	0,75	2250	2250	2074	2076
130	0,75	2250	2250	2074	2075
135	0,75	2250	2250	2074	2075
140	0,00	0	361	0	837
145	0,00	0	58	0	337
150	0,00	0	9	0	136
155	0,00	0	1	0	55
160	0,00	0	<1	0	22
165	0,00	0	<1	0	9

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 6.3.5 TRANSFERT DES HYDROGRAMMES HY1 ET HY2 EN B ET COMBINAISON

Les débits moyens en  $A_c$  et en  $D_c$  sont calculés à partir des  $q_k$  des hydrogrammes discrétisés (voir tableau ci-avant):

$$\bar{q}_{Ac} = \frac{\sum_{k=1}^{40} q_k}{40} = 1,78 \text{ m}^3/\text{s}$$

d'où:  $\bar{v}_{Ac} = 2,26 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\bar{q}_{Dc} = \frac{\sum_{k=1}^{32} q_k}{32} = 2,94 \text{ m}^3/\text{s}$$

d'où:  $\bar{v}_{Dc} = 2,49 \text{ m}^3/\text{s}$

On en déduit les temps de transfert:

- de HY1 de  $A_c$  en B:

$$t_{AcB} = A_cB / v_{AcB} = 315 / 2,26 = 2,3 \text{ min}$$

- de HY2 de  $D_c$  en B:

$$t_{DcB} = D_cB / v_{DcB} = 290 / 2,49 = 1,9 \text{ min}$$

Les hydrogrammes HY1 et HY2 transférés en B ainsi que l'hydrogramme résultant HY12 figurent sur la figure n° 11 ci-dessus. On lit graphiquement (ordonnée maximale de HY12) que le débit de pointe en B est:  $Q_{p12} = 16,3 \text{ m}^3/\text{s}$ .

6.3.6 CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME HY3 AU POINT  $B_c$ 

- *transfert de l'hydrogramme HY12 en  $B_c$*

$$\bar{q}_B = \frac{\sum_{k=1}^{40} q_k}{40} = 3,69 \text{ m}^3/\text{s}$$

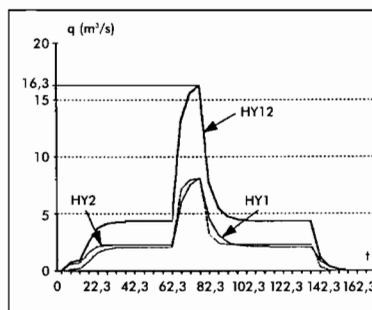
d'où:  $\bar{v}_B = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$

(pente = 0,006; section  $4,00 \text{ m} \cdot 0,46 \text{ m}$ )

D'où le temps de transfert de HY3 de B en  $B_c$ :

$$t_{BBc} = BB_c / v_B = 320 / 2 = 2,7 \text{ min}$$

L'hydrogramme ainsi transféré est appelé HY'12.



Figure

Construction de l'hydrogramme HY12  
po

LE BASSIN VERSANT URBAIN

- Hydrogramme HY3 du bassin B3
- Hydrogramme résultant HY13 en B<sub>C</sub>

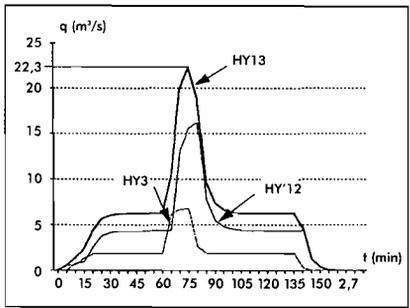


Figure 12.  
Construction de l'hydrogramme HY13 résultant en B<sub>C</sub>

On lit graphiquement (voir figure n°12 ci-dessus) que le débit maximal en B<sub>C</sub> est  $Q_{p,13} = 22,3 \text{ m}^3/\text{s}$ , à comparer avec  $Q_{p,13} = 27,3 \text{ m}^3/\text{s}$  obtenu par Caquot dans la première partie.

t min	i <sub>s</sub> mm/min	Bassin B3	
		p <sub>t</sub> (l/s)	q <sub>t</sub> (l/s)
5	0,75	625	542
10	0,75	625	614
15	0,75	1458	1345
20	0,75	1875	1804
25	0,75	1875	1866
30	0,75	1875	1874
35	0,75	1875	1875
40	0,75	1875	1875
45	0,75	1875	1875
50	0,75	1875	1875
55	0,75	1875	1875
60	0,75	1875	1875
65	2,71	6775	6121
70	2,71	6775	6688
75	2,71	6775	6763
80	0,75	1875	2527
85	0,75	1875	1962
90	0,75	1875	1887
95	0,75	1875	1887
100	0,75	1875	1875
105	0,75	1875	1875
110	0,75	1875	1875
115	0,75	1875	1875
120	0,75	1875	1875
125	0,75	1875	1875
130	0,75	1875	1875
135	0,75	1875	1875
140	0,00	0	250
145	0,00	0	33
150	0,00	0	4
155	0,00	0	<1

## LE BASSIN VERSANT URBAIN

## 7 CONCLUSION

Sur un cas d'école où le bassin versant comporte deux sous-bassins élémentaires en parallèle suivi d'un sous-bassin placé en série à l'aval, cette application a permis de mettre en oeuvre trois méthodes de calcul des débits:

- Partie A: Méthode de Caquot avec utilisation des caractéristiques des sous-bassins équivalents;
- Partie B: Méthode de Caquot sur les seuls sous-bassins élémentaires et transfert et composition des hydrogrammes;
- Partie C: Modèle de Bouvier (ORSTOM) avec transfert et composition des hydrogrammes.

Rappelons que le seul modèle ayant fait l'objet d'un calage global est celui de Bouvier: ce sont donc les résultats de la partie C qui donnent *a priori* les meilleures prévisions de débits. Ce sont précisément les valeurs minimales qui ont été trouvées. Il apparaît que la méthode la plus "sécuritaire" est celle de la partie A tandis que la méthode employée dans la partie B fournit des résultats intermédiaires.

(m <sup>3</sup> /s)	A	B	C
Q <sub>p12</sub> (B)	24,6	22,5	16,3
Q <sub>p13</sub> (Bc)	27,3	22,5	22,3

## LES BASSINS DE RETENTION

### 1 DE QUOI S'AGIT-IL?

---

Ce sont des ouvrages, voire des espaces, situés en dépression naturelle ou artificielle, qui servent à réguler le ruissellement pluvial en réseau par stockage et restitution à débit contrôlé ainsi qu'à décanter les matières en suspension de l'eau de ruissellement (prétraitement).

Ils sont souvent le dernier recours pour remédier à des insuffisances de réseaux d'assainissement artificiel ou naturel, sur lesquels des interventions en vue d'améliorer leur capacité ne sont pas envisageables pour diverses raisons (coût, accessibilité, etc.).

Un bassin est constitué par:

- Une digue équipée d'ouvrages d'évacuation de trois types:
  - des ouvrages de fonctionnement normal destinés à assurer la régulation du débit aval en fonctionnement normal;
  - des ouvrages d'évacuation de sécurité destinés à protéger la digue lors des crues exceptionnelles;
  - des ouvrages de fond permettant la vidange du bassin.
- Un corps de bassin (fond et berges).

### 2 LES DIFFERENTS TYPES DE BASSINS DE STOCKAGE

---

Diverses formes de structures constituent des bassins de rétention. On peut les répartir en groupes, en liaison avec les buts qui leur sont assignés, les organes qui les équipent et leur mode de fonctionnement:

- Bassins secs – Bassins en eau;
- Bassins endigués – Bassins en creux;
- Bassins étanches – Bassins d'infiltration;
- Bassins à débit aval constant – Bassins à débit aval variable.

## LES BASSINS DE RETENTION

**3 MODES D'USAGE**

Les modes d'usage possibles sur les bassins de rétention varient suivant que ces bassins sont secs, en eau ou d'infiltration.

**3.1 QUELS USAGES POUR LES BASSINS SECS?**

Peu fréquents sont les bassins secs dont le fond est étanche, recouvert de béton hydraulique ou bitumineux. Ces bassins permettent de recevoir des eaux de mauvaise qualité, mais n'offrent que peu d'attrait pour le public. Ils sont généralement implantés à l'écart des zones urbanisées, dans des endroits difficilement accessibles. Ils sont souvent clôturés et leur accès est interdit. On peut éventuellement les aménager en terrains de sport, en aires de jeux ou en parkings.

Les bassins secs à fond plus ou moins perméable recueillent des flux dont la qualité doit être contrôlée pour ne pas mettre en péril les eaux de la nappe. Leur accès est généralement interdit ou strictement réglementé pour des raisons de sécurité ou d'hygiène. Cependant, cette technique est parfois utilisée sur des espaces destinés, en période de temps sec, à d'autres usages: place, parking, terrain de sport, parc de loisir, etc. Il faut néanmoins savoir qu'un tel équipement plurifonctionnel exclut les berges et le fond qui restent trop longtemps détrempés.

**3.2 QUELS USAGES POUR LES BASSINS EN EAU?**

Les bassins en eau, situés au cœur des zones urbanisées, peuvent jouer un rôle important dans le cadre de vie créé par l'urbaniste et favoriser les activités de loisir en plein air: dans les pays développés, ils sont fréquemment le support de sports aquatiques (baignade, planche à voile, etc.), pêche, lieu de promenade, musée écologique (flore et faune). Ils peuvent être utilisés à des fins esthétiques ou participer à des activités consommatrices d'eau, comme par exemple l'irrigation.

**3.3 QUELS USAGES POUR LES BASSINS D'INFILTRATION?**

Connue principalement comme moyen de recharge des nappes sollicitées pour l'alimentation en eau de qualité, cette technique est aussi applicable en zone urbaine pour éliminer l'eau d'un bassin de stockage. Créer un bassin de rétention filtrant est aussi un moyen de réhabiliter d'anciennes sablières et ballastières.

## LES BASSINS DE RETENTION

## 4 CONTRAINTES ET OPPORTUNITES

## 4.1 LES BASSINS A SEC

## 4.1.1 OPPORTUNITES

- Limite les débits de pointe et autorise donc l'emploi d'ouvrages d'évacuation (caniveaux, canalisations) de moindre section à l'aval;
- Facilite une première décantation sommaire des eaux et donc une moindre pollution des cours d'eau récepteurs;
- Modère les phénomènes d'érosion des cours d'eau récepteurs.

## 4.1.2 CONTRAINTES

- Pour les bassins constituant des espaces verts (ou en contenant), la qualité de l'eau doit être bonne;
- Pour les bassins utilisés comme terrain de jeu ou comme terrain de sport, il faut:
  - des dimensions convenant aux activités choisies;
  - une durée de rétention relativement faible pour permettre l'utilisation du bassin pour les autres usages.
- Pour les bassins utilisés comme parking, les contraintes sont:
  - la hauteur maximale d'eau admissible pour les événements pluvieux de fréquence inférieure à une certaine valeur;
  - l'existence de mesures de sécurité préventives en cas de pluie exceptionnelle (système d'alarme pour évacuer les voitures, etc.);
  - les bassins-parkings seront de préférence étanches pour éviter toute pollution du sous-sol. Dans le cas contraire, des dispositifs de traitement seront à prévoir.
- Pour les bassins utilisés comme placette, les éléments à prendre en compte seront:
  - l'emplacement et l'équipement urbain;
  - les dimensions;
  - la durée de la rétention.
- Pour tous les types de bassins, leur utilisation est momentanément perturbée par temps de pluie;
- Ils nécessitent un nettoyage des surfaces qui ont été submergées après chaque pluie.

## LES BASSINS DE RETENTION

## 4.2 LES BASSINS EN EAU

## 4.2.1 OPPORTUNITES

- Permettent de limiter ou d'annuler les apports d'eau d'orage dans les réseaux publics et dans les cours d'eau;
- Evitent l'afflux de matières polluantes dans les cours d'eau en favorisant leur décantation;
- Permettent une réutilisation de l'eau à des fins esthétiques ou d'irrigation et limitent de ce fait les coûts de mise en place des équipements correspondants.

## 4.2.2 CONTRAINTES

- Nécessitent la prise en compte de dispositions pour assurer la pérennité du plan d'eau (imperméabilisation du fond et/ou alimentation en période sèche) (voir tableau page suivante);
- La remise en circulation de l'eau, pour lui conserver ses qualités ou pour la réutiliser (irrigation), nécessite un pompage qui peut être coûteux;
- Nécessitent de réaérer les eaux, que ce soit naturellement par des sources ou des rivières, ou artificiellement par pompage à l'aide de jets d'eau ou d'eau vaporisée (apport d'oxygène pour la biomasse épuratrice des eaux du bassin);
- Nécessitent des apports d'eau extérieurs au cas où l'évaporation est trop intense ou le marnage admissible est faible, de façon à limiter l'effet de choc sur la faune et la flore;
- Nécessitent des surfaces imperméabilisées importantes au sein du tissu urbain, dont le coût foncier est souvent élevé;
- Nécessitent un entretien régulier afin de maintenir la flore et la faune qui s'y développent.

D'autres contraintes sont spécifiques à chaque mode d'usage:

- Les bassins utilisés comme support de sport nautique doivent en plus des conditions nécessaires à chaque sport (position, régime d'écoulement, etc.) avoir:
  - une surface minimale donnée;
  - une eau non polluée;
  - des berges aux pentes douces;
  - des aménagements limitrophes comme des aires de parking par exemple.

LES BASSINS DE RETENTION

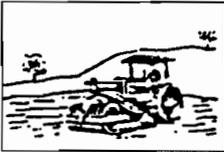
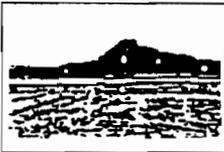
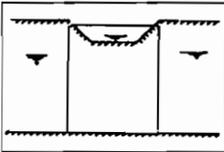
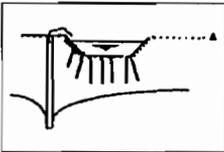
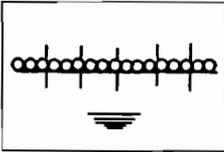
PRINCIPE	TECHNIQUE	COMMENTAIRE
 <p>diminuer l'infiltration</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Compactage du sol naturel</li> <li>▪ Adjonction de fines au sol naturel, corrois</li> <li>▪ Sols-ciment</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Techniques anciennes peu coûteuses</li> <li>▪ Garantie de résultat incertaine</li> </ul>
 <p>impermeabiliser le fonds</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Feuilles déroulées de:                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- Butyl</li> <li>- P.V.C.</li> <li>- Polyéthylène</li> </ul> </li> <li>▪ Membranes projetées</li> <li>▪ Membranes enduites</li> <li>▪ Films de polymères</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Techniques modernes très en vogue</li> <li>▪ Efficacité certaine</li> <li>▪ Problème de drainage (air + eau)</li> <li>▪ Coût élevé</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Rideau de palplanches</li> <li>▪ Parois moulées d'argile-ciment</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Résultat incertain</li> <li>▪ Etude préalable indispensable</li> </ul>
 <p>augmenter ou créer des apports</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Eau de ville</li> <li>▪ Captage</li> <li>▪ Rejets divers peu ou pas pollués</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Très coûteux</li> <li>▪ Intéressant si nappe peu profonde</li> </ul>
 <p>diminuer l'évaporation</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Billes de polystyrène expansé</li> <li>▪ Liquide gras</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Procédés utilisés pour protéger les réserves d'eau potable sous climat aride (pour mémoire)</li> </ul>

Tableau 1. Amélioration de la pérennité d'un plan d'eau (source: THOMACHOT - 83)

## LES BASSINS DE RETENTION

- Les bassins utilisés pour la baignade doivent avoir:
  - une eau de bonne qualité;
  - des berges de pente très douce;
  - des zones riveraines aménagées;
  - une structure dont la profondeur est progressive.
- Les bassins utilisés pour la pêche doivent avoir une “structure d'accueil” pour les poissons et les pêcheurs:
  - la qualité de l'eau apportée doit être bonne;
  - la hauteur de marnage assez faible;
  - des berges aménagées, accessibles et des pontons sont à prévoir.
- Les bassins, éléments de l'espace urbain ou lieu de promenade, doivent présenter:
  - des berges aménagées;
  - un aspect esthétique;
  - une eau stockée non polluée;
  - des chemins pour piétons (équipés au moins de corbeilles pour les ordures, etc.).
- Les bassins abritant une faune et une flore rares ou fragiles (bassin support de musée écologique) nécessitent:
  - une surveillance;
  - une qualité de l'eau assez bonne pour la biocénose (population organique du milieu);
  - une situation assurant la protection contre les nuisances (bruit, pollution...).

## LES BASSINS DE RETENTION

## 4.3 LES BASSINS D'INFILTRATION

## 4.3.1 OPPORTUNITES

- Moyen économique de réalimentation des nappes destinées à l'alimentation en eau potable; particulièrement si le bassin est implanté dans une zone d'extraction de matériaux pour un grand ouvrage (autoroute, barrage, etc.).

## 4.3.2 CONTRAINTES

- Mise en danger de la nappe en présence d'une pollution de surface au cas où la couche séparant le fond du bassin du niveau piézométrique n'est pas suffisamment épaisse;
- Une sensibilité importante au colmatage par les fines particules apportées par les eaux de ruissellement;
- Une contrainte commune à tous les bassins est la nécessité de les entretenir, surtout dans le cas d'un stockage de l'eau de longue durée. L'inconvénient principal de ces bassins est bien sûr le danger hygiénique par le contact avec l'eau sale et par la transmission des maladies (en particulier le paludisme par les moustiques qui y pondent leurs larves).

## 5 MODELES DE DIMENSIONNEMENT

Le calcul des dimensions d'un bassin de retenue ne repose que sur le seul principe de conservation des volumes. On suppose par la suite qu'il n'y a pas d'effet dynamique de transfert des apports dans la retenue, c'est-à-dire que le plan d'eau est constamment horizontal.

Le calcul du volume à réserver, tout en s'appuyant sur la seule conservation des volumes, peut faire appel à des méthodes dites "simplifiées" ou "complètes", suivant la nature de la retenue et les modes de contrôle des évacuations.

## 5.1 METHODES SIMPLIFIEES

Elles conviennent pour des ouvrages de dimensions modestes, dont l'implantation ne pose pas de problèmes majeurs de sécurité, contrôlés par des organes assurant des débits d'évacuation sensiblement constants.

Ces méthodes sont connues sous le nom de "*méthode des pluies*" et "*méthode des volumes*". Soulignons qu'elles supposent un débit d'évacuation constant.

LES BASSINS DE RETENTION

5.1.1 METHODE DES PLUIES

Considérons une courbe "hauteur-durée-fréquence", qui se déduit, pour chaque durée  $t$  de précipitation et chaque période de retour  $T$ , d'une courbe classique "intensité-durée-fréquence"  $i_m(t, T)$  par la relation:

$$H(t, T) = i_m(t, T) \cdot t$$

et soit  $q_s$ , le débit spécifique d'évacuation constant de la retenue répondant à:

$$q_s = \frac{Q_s}{C_a \cdot A}$$

où:

- $Q_s$ : débit total de vidange (ou d'évacuation) constant;
- $C_a \cdot A$ : surface active dont les eaux de ruissellement sont collectées par la retenue.

D'ordinaire  $q_s$  s'exprime en l/s/ha et peut être transformé en unités usuelles d'intensité de pluies, soit par exemple:

$$q_s(\text{mm/h/ha}) = 0,36 \cdot q_s(\text{l/s/ha})$$

$$\text{ou } q_s(\text{mm/j/ha}) = 8,64 \cdot q_s(\text{l/s/ha})$$

La tranche d'eau évacuée en fonction du temps  $t$  est:

$$H_s = q_s \cdot t$$

La hauteur maximale à stocker dans la retenue ( $DH_M$ ) est égale à l'écart maximal sur une ligne verticale entre la courbe  $H(t, T)$  et la droite de vidange  $H_s(t)$  de pente  $q_s$  (voir figure 1 ci-dessous).

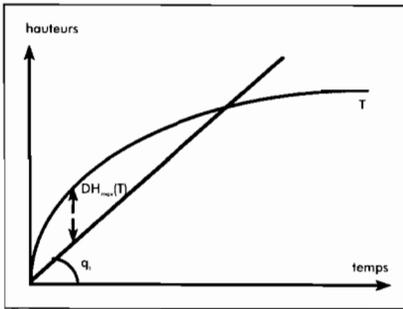


Figure 1. Schéma de dimensionnement d'un bassin de rétention par la méthode des pluies

On obtient alors la hauteur  $DH_M(t, T)$ , lame sur le bassin à stocker à l'instant  $t_m$  tel que  $dH/dt = dH_s/dt$ , correspondant à un volume dans la retenue:

$$V_s(q_s, q_m, T) = 10 \cdot DH_M \cdot A \cdot C_a$$

où  $V_s$  est exprimé en  $m^3$ ,  $DH_M$  en mm,  $A$  en hectares,  $C_a$  étant le coefficient volumétrique – ou coefficient d'apport – du bassin versant à l'amont de la retenue.

Les courbes  $H(t, T)$  peuvent être obtenues à partir du dépouillement de pluviogrammes à une station météorologique locale (ou voisine) pour laquelle on dispose d'une longue série d'observations.

voir dossier technique sur la pluie pour plus de détails sur cette méthode

Direction de l'Hydraulique  
Centre d'Information  
Documentations

LES BASSINS DE RETENTION

Si les courbes "IDF" peuvent être approximées par une expression analytique monôme du type de la loi de Montana:

$$i_M(t, T) = a(T) \cdot t^{b(T)}$$

alors l'expression de  $DH_M$  peut être déterminée analytiquement en écrivant  $H(t, T) = i_M(t, T) \cdot t = a(T) \cdot t^{b(T)+1}$  et  $V_s$  devient:

$$V_s = 10 \cdot \frac{-bq_s}{1+b} \cdot \left[ \frac{q_s}{a(1+b)} \right]^{\frac{1}{b}} \cdot A \cdot C_a$$

ATTENTION!

$q_s$  doit être exprimé dans la même unité que l'intensité déterminée par les coefficients  $a$  et  $b$  de la formule de Montana.

ATTENTION!

Le Volume  $V_s$  retenu pour le bassin est, par construction, celui obtenu à l'instant  $t_s$  où la lame d'eau à stocker est maximale: le calcul donne l'expression suivante de  $t_s$ :

$$t_s = \left[ \frac{q_s}{a(1+b)} \right]^{\frac{1}{b}}$$

Or, cette durée est généralement largement supérieure aux durées sur lesquelles les courbes IDF sont couramment établies.

Avant d'utiliser la formule donnant  $V_s$ , il faut donc s'assurer que l'on dispose des coefficients d'ajustement de Montana sur des durées de plusieurs heures, voire de plusieurs jours, et vérifier *a posteriori* que la durée  $t_s$  est comprise dans l'intervalle de durée sur lequel l'ajustement a été effectué.

5.1.2 METHODE DES VOLUMES

Basée sur les hypothèses déjà définies (conservation des volumes, effet dynamique de transfert négligé, débit d'évacuation constant), la méthode des volumes consiste, à partir d'épisodes pluvieux réellement observés, à déduire expérimentalement la variable  $DH_M(q_s, T)$ . Pour l'ensemble des épisodes observés, on détermine un échantillon de valeur de  $DH_M(q_s)$ , on procède au classement statistique de ces valeurs et, pour un  $q_s$  donné, on peut alors établir les courbes empiriques "stockage-évacuation-fréquence".

Pour un débit d'évacuation donné, le calcul du volume nominal du bassin est effectué par la relation suivante:

$$V = 10 \cdot A \cdot C_a \cdot DH_M$$

avec:

$V$  en  $m^3$ ;  $A$  en ha;  $DH_M$  en mm.

## LES BASSINS DE RETENTION

## 5.1.3 COMPARAISON ET DOMAINE DE VALIDITE DES METHODES SIMPLIFIEES

La méthode des pluies, appliquée à une même série de pluies, donne des résultats inférieurs à la méthode des volumes, du fait du principe même de sa construction.

Dans la méthode des pluies, en effet, on isole et on extrait les événements "intéressants" d'une série pluviométrique complète; on perd alors la notion de succession des pluies. Or, pour certains débits de fuite, et compte tenu du temps de vidange, plusieurs épisodes pluvieux peuvent se produire successivement, la deuxième pluie se produisant alors que le bassin n'est pas encore complètement vidangé de la première.

Dans tous les cas, les méthodes des pluies ou des volumes ne sauraient convenir qu'au calcul de retenues de faible importance, collectant les eaux de petits bassins versants (toitures, places, aires de stationnement) d'une *superficie inférieure à 1 ou 2 hectares*.

En effet, elles pèchent par deux approximations principales:

- la première réside dans l'hypothèse que la pluie est transférée sans modification à l'entrée de la retenue (dans la figure n° 1, en effet, le hyétogramme joue le rôle d'hydrogramme entrant dans la retenue). En réalité, il existe un amortissement dans le transfert, d'autant plus important que le bassin drainé est grand et la pluie de plus courte durée. Cet amortissement peut parfois être supérieur à 30%. Le calcul de  $DH_M(q_s)$  serait donc majorateur;
- la seconde concerne l'hypothèse d'un débit d'évacuation constant, qui ne peut être approximativement vérifiée qu'à l'aide de dispositifs de contrôle coûteux et d'entretien délicat. Pour des dispositifs classiques comme des déversoirs ou des pertuis, le débit varie en réalité comme la puissance 1,5 à 0,5 de la hauteur de charge. Suivant les modes d'évacuation et la géométrie de la retenue, on aurait généralement un volume à stocker  $V_s$  supérieur à celui donné par les méthodes simplifiées.

Ces deux approximations jouent donc en sens inverses, mais l'on constate que c'est la méthode des pluies qui donne les résultats les plus voisins de ceux obtenus à l'aide d'une simulation complète<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> ce qui est assez paradoxal, car la méthode des pluies est aussi la moins justifiée théoriquement

## LES BASSINS DE RETENTION

DETERMINATION DU COEFFICIENT  
D'APPORT  $C_a$ 

Une des difficultés de l'utilisation des méthodes simplifiées réside dans la détermination du coefficient d'apport  $C_a$ . Celui-ci mesure la fraction de la pluie qui parvient réellement à l'exutoire du bassin versant considéré. Lorsque le bassin versant alimentant la retenue est très urbanisé, on pourra assimiler  $C_a$  au coefficient d'imperméabilisation. En revanche, dès lors que le bassin est hétérogène, il faudra calculer  $C_a$  comme la moyenne des coefficients de ruissellement donnés par la littérature (voir tableau ci-contre) sur des types de sols homogènes, pondérée par la surface respective de chacun de ces sols.

affectation des sols	coefficient de ruissellement décennal
espaces verts aménagés, terrains de sports, etc.	0,25 à 0,35
Habitat individuel	
12 logements/ha	0,40
16 logements/ha	0,43
20 logements/ha	0,45
25 logements/ha	0,48
35 logements/ha	0,52
Habitat collectif	
50 logements/ha	0,57
60 logements/ha	0,60
80 logements/ha	0,70

5.1.4 UTILISATION DES METHODES SIMPLIFIEES AVEC UN DEBIT DE  
FUITE NON CONSTANT

Lorsque la vidange du bassin est assurée par un dispositif (seuil, orifice, canalisation, etc.), le débit de fuite n'est pas constant: il croît avec la hauteur de remplissage  $H$  du bassin suivant une loi, dite loi de vidange, où  $H$  apparaît élevé à une certaine puissance (voir chapitre ci-dessous; par exemple  $Q_s = f(H^{3/2})$  pour un seuil).

- Soit  $V$  le volume du bassin obtenu par l'une des méthodes simplifiées ( $Q_s$  supposé constant);
- Soit  $\alpha$  l'exposant de la charge dans le modèle de vidange ( $Q_s$  proportionnel à  $H^\alpha$ );
- Soit  $b$  l'exposant de la loi de Montana.

Alors  $V$  est à majorer d'un coefficient  $\rho$  tel que:

$$\rho = (1 + \alpha)^{-\left(1 + \frac{1}{b}\right)}$$

## Exemples:

■ Vidange par un orifice:  $\alpha = 0,5 \rightarrow \rho = 1,5^{-\left(1 + \frac{1}{b}\right)}$

■ Vidange par déversoir:  $\alpha = 1,5 \rightarrow \rho = 2,5^{-\left(1 + \frac{1}{b}\right)}$

## LES BASSINS DE RETENTION

## 5.2 METHODES COMPLETES

Elles doivent permettre de prendre en compte, dans la mesure où ils sont connus ou appréciés, les phénomènes suivants:

- L'hétérogénéité spatiale des précipitations;
- L'amortissement subi par la pluie lors du ruissellement et du transfert en réseau;
- La variation du débit d'évacuation;
- Le transfert et l'amortissement de la crue dans le bassin versant.

Il existe plusieurs modèles qui tiennent compte de tous ces phénomènes pour le dimensionnement des bassins de rétention. L'un des plus connus est le modèle du réservoir linéaire. Celui-ci est basé sur trois "lois":

$$dV(t)/dt = Q_e - Q_s \quad \text{Loi de conservation} \quad (1)$$

$$V(t) = f(H) \quad \text{Loi de stockage} \quad (2)$$

$$Q_s(t) = g(H) \quad \text{Loi de vidange} \quad (3)$$

où:

- H: hauteur d'eau dans le bassin;
- V(t): volume d'eau stocké dans la structure à l'instant t;
- $Q_e$ : débit entrant;
- $Q_s$ : débit sortant.

Les deux dernières équations varient respectivement en fonction de la forme et du moyen de vidange du bassin.

## 5.2.1 DEMARCHE POUR LE DIMENSIONNEMENT

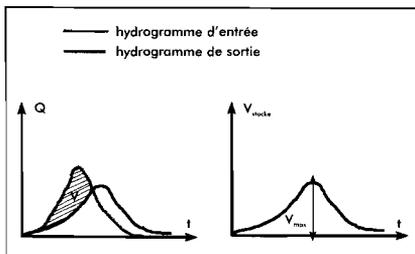


Figure 2.  
Schéma du volume maximum à donner pour un bassin de rétention

Connaissant à chaque pas de temps le débit entrant, les équations (1) et (2) permettent de déterminer la hauteur d'eau et par conséquent le débit sortant (par l'équation (3)). Le volume à donner au bassin sera la valeur maximale de V sur la durée de la vidange (voir figure n° 2 ci-dessus).

Les autres modes d'usage peuvent générer des contraintes sur la forme, sur quelques dimensions ou sur la hauteur d'eau minimale du bassin.

Nous en donnons quelques applications après avoir explicité les lois de stockage et de vidange.

LES BASSINS DE RETENTION

■ Loi de stockage (Barraud, Chocat-87)

Pour un bassin de forme convexe quelconque, le volume stocké est donné par:

$$V(H_0) = V_0$$

$$V(H_i) = V(H_{i-1}) + \frac{(S_i + S_{i-1}) \cdot (H_i - H_{i-1})}{2}$$

où:

- $S_i$ : surface de la tranche  $i$ ;
- $H_i$ : hauteur de la tranche  $i$ .

■ Loi de vidange (Barraud, Chocat-87)

■ Vidange à débit constant

$$Q_s(t) = Q_0 \text{ durant toute la vidange.}$$

■ Vidange par un orifice

$$Q_s(t) = f(H^{1/2})$$

Par exemple, pour la figure n° 3:

$$Q_s = \sqrt{\frac{12,3(H_i + D_0)D^{5,25}}{0,22L + D^{1,25}}}$$

en supposant que le coefficient de perte  $\lambda = 0,022 / D^{0,25}$ .

■ Vidange par déversoir

$$Q_s(t) = f(H^{3/2})$$

■ Vidange par des pompes

$$Q(H_i) = \frac{\sum_{j=1}^p QP_j \cdot [\text{SIGN}(H_i - HP_j) + 1]}{2}$$

où:

- $HP_j$ : hauteur de déclenchement de la pompe  $j$ ;
- $QP_j$ : débit pompé par la pompe  $j$ ;
- $\text{SIGN}(X) = +1$  si  $X > 0$ ;  $-1$  si  $X < 0$  et  $0$  si  $X = 0$ ;
- $P$ : nombre de pompes;
- $H_i$ : hauteur dans le réservoir.

■ Vidange par infiltration

Le débit d'infiltration est donné par la loi de DARCY:

$$Q = (A \cdot H + B) \cdot S(H)$$

où  $S(H)$ : surface d'infiltration et  $A$  et  $B$  sont des coefficients.

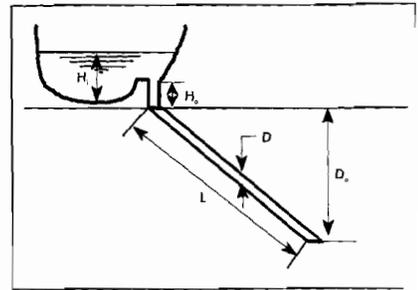


Figure  
Schéma d'une vidange par orifi

## LES BASSINS DE RETENTION

### ■ *Prise en compte de quelques modes d'usage*

Un bassin de rétention utilisé pour la baignade nécessite une berge de pente donnée. Ce qui induit une contrainte sur la relation  $V = f(h)$ .

Un bassin parking doit avoir une surface minimale donnée.

### 5.2.2 MODELES DE SIMULATION HYDRAULIQUE

Pour simuler le fonctionnement hydraulique d'un bassin de rétention, le modèle utilisé est le modèle à réservoir linéaire défini précédemment, dans lequel:

- La loi de stockage sera donnée par l'équation (4);
- La loi de vidange dépendant du type de l'organe de sortie sera donnée par l'une des équations déjà citées.

Nous remarquons qu'il est possible d'avoir plusieurs types de vidange sur un seul bassin.

## 6 EVALUATIONS QUALITATIVES

---

### 6.1 LES ELEMENTS DE SURCOUT

Nous distinguons les surcoûts relatifs aux:

- Bassins de tout type ayant ou non d'autres modes d'usage;
- Bassins de type donné, sec ou en eau, filtrant ou étanche;
- Bassins ayant d'autres modes d'usage.

### 6.2 IMPACT

#### 6.2.1 POLLUTION

Qu'ils soient à plan d'eau permanent ou temporaire, les bassins de retenue sont des milieux vivants, où la vie se développe d'autant plus qu'ils reçoivent des flux riches en matières nutritives pour les espèces végétales et animales. Ces flux sont des eaux de ruissellement polluées par suite de l'érosion des sols et du lessivage des surfaces imperméabilisées.

## LES BASSINS DE RETENTION

Il en résulte que ces eaux contiennent:

- Des matières minérales solides décantables (sables, argiles en suspension colloïdale, etc.);
- Des matières organiques décantables ou non dont la décomposition va consommer une certaine quantité d'oxygène dissous dans l'eau;
- Des sels minéraux dissous;
- Des huiles, des graisses, des hydrocarbures et éventuellement des toxiques;
- Des matières flottantes plus ou moins volumineuses;
- Des nuisances biologiques.

L'état de santé de ces milieux doit donc être sérieusement contrôlé, afin d'éviter les dysfonctionnements et les nuisances apportés à l'environnement, particulièrement sensible lorsque les ouvrages se situent en milieu urbain et qu'ils subissent des apports brutaux et mal répartis dans le temps. Les bassins de retenue exercent une action épuratrice sur l'eau qu'ils stockent, du fait de la décantation qui s'y produit. En revanche:

- La biomasse engendrée par la retenue contribue à envaser l'ouvrage. Ces dépôts vaseux comblent progressivement les bassins et, ceux-ci étant à plan d'eau constant, parviennent à faire diminuer la profondeur de l'eau. S'ils ne sont pas enlevés suffisamment tôt, d'une part, ils obèrent une partie de la capacité de stockage de l'ouvrage, de l'autre, ils permettent la prolifération des végétaux aquatiques supérieurs qui préfèrent les faibles profondeurs;
- Le manque d'entretien et de contrôle de la végétation qui se développe sur les berges des bassins peut devenir une nuisance esthétique et biologique. Le principal problème est celui de la croissance des mauvaises herbes, qui sont susceptibles de produire de fortes quantités de matières organiques et azotées, et constituent, essentiellement en bordure de rive, un facteur d'eutrophisation grave. Le rôle des végétaux au sein du bassin est capital: les algues ou le phytoplancton sont des producteurs primaires, capables d'utiliser les matières nutritives présentes dans les effluents.

A partir de la matière végétale se développe la matière animale, et la présence d'une végétation diversifiée est donc signe de vitalité de la retenue. Mais lorsque le milieu s'enrichit trop en éléments nutritifs, la multiplication des végétaux déclenche l'eutrophisation du bassin et son appauvrissement en oxygène.

## LES BASSINS DE RETENTION

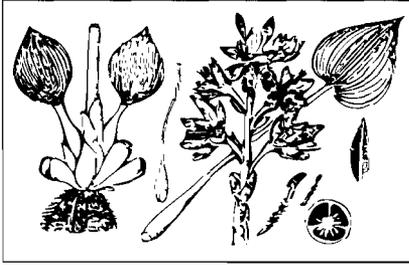


Figure 4.

Schéma de la jacinthe d'eau

Une plante aquatique particulièrement capable d'aérer et de purifier les eaux usées urbaines est la jacinthe aquatique (voir figure n° 4). Elle a cependant acquis en Afrique une mauvaise réputation à cause de sa propagation énorme sur le Nil Soudanais et le Congo, où elle est devenue un véritable obstacle pour la navigation et la pêche, et à cause de sa présence dans des bassins permanents, foyers de moustiques et peut-être aussi du limaçon qui propage la bilharziose;

- Les bassins non couverts, surtout les bassins en eau, exposent d'une part un "puissant solvant" (l'eau) à toute sortes de saletés, y compris les polluants, et d'autre part un liquide d'assez importante densité à des substances qu'il peut porter voire transporter (hydrocarbure, huile...). Cela fait des bassins un milieu "attracteur" de pollution qu'il faut continuellement protéger;
- Les bassins d'infiltration (superficielle ou avec puits) risquent, en l'absence de dispositifs de prétraitement à leur amont, de véhiculer la pollution de l'eau ruissellée vers le sous-sol.

## 6.2.2 AUTRES NUISANCES

Les nuisances peuvent provenir de la pollution ou de la nature du liquide stocké.

- Quand l'eau est polluée, elle constitue sans doute un élément inesthétique et elle peut produire des mauvaises odeurs dues aux phénomènes chimiques ou biologiques dont elle devient le support;
- L'eau est un biotope qui supporte des espèces vivantes. Or, celles-ci comprennent des éléments qui ne sont pas toujours désirables tels que:
  - les insectes (moustiques): ces derniers prolifèrent non pas dans le plan d'eau où ils ont leurs propres prédateurs (poissons et autres), mais dans les flaques d'eau morte qui se créent le long des berges mal drainées ou mal conçues parce que constamment dans la zone de marnage;
  - les rats qui abîment les berges en creusant des galeries et peuvent compromettre la retenue des digues s'il y en a.

## LES BASSINS DE RETENTION

## 6.3 TACHES DE L'ENTRETIEN

L'entretien d'un bassin varie suivant son type (sec ou en eau, étanche ou filtrant) et suivant les fonctions qu'il remplit. Les responsables de l'entretien varient également en fonction du type du bassin et de la taille de la zone qui lui est associée (échelle).

- Pour tous les bassins la tâche commune est la surveillance et le contrôle des ouvrages d'entrée-sortie et de leur fiabilité. Le dessablage et le curage de ces ouvrages sont indispensables.
- Pour les bassins d'infiltration, se vidangeant donc dans le sol, l'entretien principal consiste à empêcher le phénomène de colmatage. Il consiste à:
  - curer voire scarifier le fond du bassin;
  - laver voire remplacer le dispositif filtrant situé à l'amont du bassin.
- Pour les bassins en eau (permanents), il faut:
  - prévoir dès la phase de la conception des rampes d'accès pour les bateaux à utiliser pour l'entretien;
  - nettoyer la surface de l'eau (corps flottants) et les berges;
  - faucher les plantes poussant au fond du bassin;
  - contrôler la végétation envahissante du type roseaux pour que celle-ci n'altère pas le fonctionnement hydraulique du bassin.
- Pour les bassins secs, il faut ajouter la tonte du gazon et plus généralement l'entretien de la végétation quand il s'agit d'espaces verts.
- Pour les bassins à plusieurs usages, il faut penser à l'entretien nécessaire à chacun:
  - bassins secs accessibles au public ou ayant d'autres fonctions: prévoir un entretien (nettoyage et/ou soin des espaces verts) plus fréquent;
  - bassins en eau utilisés pour la baignade ou la promenade: prévoir la vidange systématique des récipients à ordures, ainsi que le nettoyage;
  - bassins en eau utilisés pour la pêche: surveiller le niveau et la qualité nécessaire à la vie de certaines espèces piscicoles. Des actions seront à décider en collaboration avec les pêcheurs.

## LES BASSINS DE RETENTION

## 7 DONNEES NECESSAIRES

- Le type de bassin;
- Les modes d'usage;
- La forme: surface, profondeur, etc.;
- Le mode de vidange et les données correspondantes;
- Le temps est un facteur important pour l'intégration et le bon fonctionnement des bassins en eau. Ceux-ci passent par plusieurs étapes après leur réalisation pour pouvoir abriter des espèces variées de faune et de flore. En cas d'entretien déficient, le temps peut aussi être synonyme de dysfonctionnement dû à l'ensablement des ouvrages en tête ou à un colmatage dans le cas de bassins filtrants.

## 8 APPLICATION: DIMENSIONNEMENT D'UN BASSIN DE RETENTION

*Soit un bassin de rétention à dimensionner à Bobo-Dioulasso (Burkina Faso). Ce bassin recevra les eaux de ruissellement provenant d'une surface de 25 hectares. Le coefficient de ruissellement sera pris égal à 0,83. On dimensionnera le bassin pour une période de retour de 5 ans et l'on supposera que sa vidange se fera par l'intermédiaire d'un orifice (à dimensionner) dans un caniveau rectangulaire préexistant, en perré-maçonneré (coefficient de Manning-Strickler:  $K = 50$ ), de section 0,50 m x 0,50 m et de pente égale à 1%.*

*Coefficients de l'ajustement à la loi de Montana  $i = a \cdot t^b$  (avec  $i$  en mm/min):  
 $T = 5$  ans; Bobo-Dioulasso*

- si  $t < 1h$ :  $a = 10,40$ ;  $b = -0,55$
- si  $t > 2h$ :  $a = 52,90$ ;  $b = -0,91$

LES BASSINS DE RETENTION

8.1 METHODE SIMPLIFIEE: METHODE DES PLUIES ET FACTEUR CORRECTIF

Le débit maximum  $Q_{max}$  admissible dans le canal est donné par la formule de Manning-Strickler:

$$Q_{max} = K \cdot (R_H)^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S$$

Compte tenu d'une revanche de 0.20 m, la profondeur maximale de l'écoulement sera de 0,30 m, la section mouillée  $S_m$ :  $S_m = 0,30 \cdot 0,50 = 0,15 \text{ m}^2$ , le périmètre mouillé  $p_m = (2 \cdot 0,30) + 0,50 = 1,10 \text{ m}$  et le rayon hydraulique  $R_H = S_m/p_m = 0,136 \text{ m}$ .

D'où:  $Q_{max} = 50 \cdot (0,136)^{2/3} \cdot 0,01^{1/2} \cdot 0,15 = 0,20 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Avec la méthode des pluies, il faut supposer que le débit de fuite  $Q$ , du bassin de rétention demeure constant. On prendra  $Q$ , égal au débit maximum admissible dans le canal:  $Q = 0,20 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Il en résulte le débit spécifique par unité de surface drainée:

$$q_s = Q/CA = 0,20 / (25 \cdot 10^4 \cdot 0,83) = 9,6 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

$q_s$  doit être exprimé dans les mêmes unités que l'intensité moyenne maximale donnée par les valeurs  $a$  et  $b$  (Montana) employées ici, soit en mm/min:

$$q_s = 5,74 \text{ mm/min}$$

Alors, en supposant *a priori* qu'il est atteint après plus de 2 heures (donc en prenant  $a = 52,90$  et  $b = -0,91$ ), le temps de remplissage maximum du bassin est:

$$t_M = [q_s/a(1+b)]^{1/b} = 128 \text{ min}$$

On vérifie bien *a posteriori* que  $t_M > 2 \text{ h}$ .

On en déduit le volume  $V$  à donner au bassin de rétention par la formule de la méthode des pluies:

$$V = 15458 \text{ m}^3$$

Ce volume est en réalité sous-estimé puisqu'on a supposé que le débit de fuite maximal  $0,20 \text{ m}^3/\text{s}$ , considéré comme constant dans la méthode des pluies, était atteint dès le début du remplissage du bassin alors que, en réalité, il est nul initialement et augmente progressivement avec le temps en fonction de la racine carrée de la hauteur de remplissage (voir ci-dessous l'expression de la loi de vidange par orifice).

L'ordre de grandeur de la majoration du volume  $V$  obtenu par la méthode des pluies peut être calculé par la formule suivante:

$$\rho = (1 + \alpha)^{-(1+1/b)}$$

où  $\alpha$  est l'exposant de la charge  $H$  dans la loi de vidange, soit ici  $\alpha = 0,5$  et (Bobo Dioulasso,  $T = 5 \text{ ans}$ ,  $t > 2 \text{ h}$ )  $b = -0,91$ . D'où:  $\rho = 1,04$  et  $V = 15458 \cdot 1,04$ , soit:

$$V = 16076 \text{ m}^3$$

LES BASSINS DE RETENTION

Si l'on choisit une hauteur de remplissage  $H_{max}$  de 0,50 m dans le bassin, la surface  $S$  du réservoir (supposé à bords droits) sera

$$S = 32153 \text{ m}^2$$

et le débit de fuite  $Q_s$  donné par la loi de vidange par orifice:

$$Q_s = m \sqrt{2gH} \cdot s$$

atteindra la valeur maximale suivante:

$$Q_{s,max} = 0,62 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,5} \cdot s = 1,94 \cdot s \text{ m}^3/\text{s}$$

où  $s$  est la section de l'orifice. Ce débit de fuite maximal ne doit pas dépasser le débit maximal admissible dans le canal exutoire, soit 0,20 m<sup>3</sup>/s.

D'où la section de l'orifice à adopter:

$$s = \frac{0,20}{1,94} = 0,10 \text{ m}^2$$

et son diamètre, si on suppose que cet orifice est circulaire:

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0,35 \text{ m}$$

8.2 METHODE DETAILLEE AVEC HYPOTHESES INCHANGEES SUR L'HYDROGRAMME ENTRANT DANS LE BASSIN VERSANT

Adoptons la surface  $S$  calculée ci-dessus et vérifions la hauteur maximale atteinte dans le bassin par la méthode détaillée. Pour cela, on choisit un pas de temps  $\Delta t$  suffisamment faible (5 minutes par exemple) pour que le débit de vidange puisse être considéré comme constant sur  $\Delta t$  et l'on calculera la variation de hauteur de remplissage  $\Delta H_{sto}$  pendant chaque pas de temps de façon à respecter la loi de conservation des volumes. Au  $i$ -ème pas de temps  $\Delta t$ :

- le volume  $V_c(i\Delta t)$  entré dans le bassin a pour expression:

$$V_c(i\Delta t) = 10 \cdot C \cdot A \cdot [H_c(i\Delta t) - H_c((i-1)\Delta t)]$$

$$V_c(i\Delta t) = 207,5 \Delta H_c \text{ (où } \Delta H_c \text{ en mm; } V_c \text{ en m}^3\text{)}$$

- la hauteur de stockage  $H_{sto}(i\Delta t)$  atteinte dans le bassin a pour expression:

$$H_{sto}(i\Delta t) = H_{sto}[(i-1)\Delta t] + \frac{V_c(i\Delta t) - V_s[(i-1)\Delta t]}{S}$$

$$\text{soit: } H_{sto}(i\Delta t) = H_{sto}[(i-1)\Delta t] + 0,0311 [V_c(i\Delta t) - V_s((i-1)\Delta t)]$$

$$\text{(où } H_{sto} \text{ en mm, } V_c \text{ et } V_s \text{ en m}^3\text{)}$$

- le volume sorti du bassin  $V_s(i\Delta t)$  a pour expression:

$$V_s(i\Delta t) = Q_s(i\Delta t) \cdot \Delta t = 2,61 \sqrt{H_{sto}(i\Delta t)} \text{ (où } H_{sto} \text{ en mm; } V_s \text{ en m}^3\text{)}.$$

## LES BASSINS DE RETENTION

On dresse alors le tableau suivant, où  $H_c(t)$  est calculé par la formule de Montana  $H_c(t) = at^{b+1}$ . Pour les temps  $t$  compris entre 1 h et 2 h, où l'on ne dispose pas d'ajustement à la loi de Montana, on peut procéder par interpolation, en sachant que pour Bobo,  $H(t=90) = 74$  mm (Chabi-Gonni, CIEH):

La hauteur maximale à stocker a pour valeur 490 mm, soit 49 cm et est atteinte à  $t_M = 130$  min.

**L'erreur réalisée avec la méthode des pluies et l'emploi du facteur de majoration  $\rho$  est donc extrêmement faible.**

On retient donc le volume  $V = 16076$  m<sup>3</sup> et une section d'orifice de vidange égale à 0,10 m<sup>2</sup>.

t (min)	H <sub>c</sub> (mm)	ΔH <sub>c</sub> (mm)	V <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> )	H <sub>so</sub> (mm)	V <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0	0	0	0
5	21,5	21,5	4452	138	30,7
10	29,3	7,9	1630	188	35,8
15	35,2	5,9	1217	225	39,1
20	40,0	4,9	1009	255	41,7
25	44,3	4,2	878	281	43,8
30	48,1	3,8	785	304	45,5
35	51,5	3,5	716	325	47,0
40	54,7	3,2	662	344	48,4
45	57,7	3,0	618	362	49,7
50	60,5	2,8	581	378	50,8
55	63,1	2,7	550	394	51,8
60	65,6	2,5	523	409	52,8
65	67,7	2,1	426	420	53,5
70	69,5	1,8	374	430	54,1
75	71,0	1,5	311	438	54,6
80	72,1	1,1	228	444	55,0
85	73,1	1,0	207	448	55,3
90	74,0	0,9	187	452	55,5
95	74,8	0,8	166	456	55,7
100	75,5	0,7	145	459	55,9
105	80,1	4,6	955	487	57,6
110	80,6	0,5	104	488	57,7
115	81,0	0,4	83	489	57,7
120	81,4	0,4	81	489	57,7
125	81,7	0,3	62	489	57,8
130	82,0	0,3	60	490	57,8
135	82,3	0,3	58	490	57,8
140	82,5	0,3	56	490	57,8
145	82,8	0,3	54	490	57,8
150	83,0	0,3	53	489	57,7

LES BASSINS DE RETENTION

8.3 METHODE DETAILLEE AVEC PRISE EN COMPTE DES PERTES ET DU RUISSELLEMENT SUR LA SURFACE DRAINEE PAR LE BASSIN DE RETENTION

On a supposé jusqu'à présent que la pluie était transformée sans pertes ni retard en hydrogramme entrant dans le bassin de rétention. Les méthodes simplifiées reposent sur cette hypothèse. Or, on peut raisonnablement penser que celle-ci surestime d'autant plus le volume à stocker dans le bassin de rétention que la superficie drainée est importante.

La seule méthode de transformation de pluie-débits susceptible d'être employée dans le contexte d'un bassin versant urbain africain pour obtenir l'hydrogramme complet entrant dans le bassin de rétention est celle de Bouvier.

Nous adopterons le même hyétogramme de pluie de projet que précédemment, discrétisé sur un pas de temps  $\Delta t$  de 5 min. La pluie est ainsi totalement avancée ( $\theta = 0$ ) et, sur le k-ième pas de temps, l'intensité moyenne  $i_k$  de la pluie brute est:

$$i_k = \frac{H_k}{\Delta t}$$

où  $H_k$  représente la hauteur de pluie brute (en mm) précipitée pendant le k-ième pas de temps  $\Delta t$ , donnée par:

$$H_k = a(k\Delta t)^{b+1} - a[(k-1)\Delta t]^{b+1}$$

Dans le tableau précédent (voir 8.2), les  $\Delta H_c$  représentent justement les  $H_k$ . Par exemple, sur le premier pas de temps (soit entre 0 et 5 min),  $i_1 = 21,5/5 = 4,3$  mm/min.

La pluie de projet aura une durée totale DP limitée à 2h30 (soit 150 min).

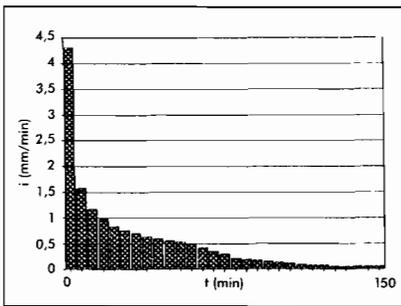


Figure 5. Hyétogramme de pluie de projet

Pour l'application du modèle de Bouvier, supposons que le bassin versant drainé par le bassin de rétention ait:

- un sol de nature homogène sur l'ensemble de la surface  $A = 25$  ha, permettant une infiltration initiale de 5 mm ( $STO_{ex} = 5$  mm), puis un ruissellement global de coefficient 0,83 ( $C_{ex} = 0,83$ ) sur les surfaces non imperméabilisées;
- un coefficient d'imperméabilisation  $IMP = 20\%$ ;
- une pente moyenne  $I = 1\%$ ;
- une couverture végétale inexistante.

## LES BASSINS DE RETENTION

Le bassin versant drainé par le bassin de rétention suit alors le modèle n° 2 de Bouvier<sup>3</sup> et l'on passe de la suite des intensités de pluie brute  $i_k$  (voir hyétogramme de projet sur la figure ci-dessus) à la suite des pluies nettes à ruisseler  $p_k$  en appliquant le modèle de production préconisé par Bouvier pour ce type de bassins (modèle 2), soit un modèle de pertes comprenant une perte initiale (appliquée sur le premier pas de temps)  $INF = 1,7 \cdot INF_{ex}$  et une perte continue d'intensité proportionnelle à  $i_k$ , avec un coefficient de proportionnalité  $C = C_{ex} / 1,7$ .

Le modèle de transfert de Bouvier pour le modèle n° 2, permettant de calculer les débits ruisselés à l'entrée du bassin de rétention (c'est-à-dire la suite des  $q_k$ ) à partir des  $p_k$ , est obtenu par la relation suivante, résultant du modèle à réservoir linéaire:

$$q_k = q_{k-1} e^{-\frac{\Delta t}{K}} + p_k \left( 1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}} \right)$$

où  $K$ , temps de réponse du bassin versant drainé par le bassin de rétention, est donné par la formule suivante de prédétermination:

$$K = 0,45A^{0,304} \cdot IMP^{-0,453} \cdot I^{-0,385}$$

D'où:

- $STO = 8,5$  mm;  $INF = 0,142$  mm/min et  $C = 0,49$  dans le modèle de production;
- $K = 0,45 \cdot 25^{0,304} \cdot 0,2^{-0,453} \cdot I^{-0,385} = 2,48$  min pour le modèle de transfert.

On en déduit le tableau de la page suivante, où  $V_{e,k}$ , volume entrant dans le bassin de rétention pendant le  $k$ -ième pas de temps est obtenu par  $V_{e,k} = q_k \cdot \Delta t$ ,  $H_{sto}$  et  $V_s$  étant obtenus à chaque pas de temps par les mêmes relations que précédemment (voir ci-dessus 8.2).

La hauteur de remplissage maximale de 0,50 m a été obtenue ici avec une surface  $S$  du bassin de rétention de **20200 m<sup>2</sup>**. En effet, si on avait conservé la même surface que celle obtenue précédemment, soit 32153 m<sup>2</sup>, on aurait obtenu une hauteur maximale de remplissage de 0,32 m, ce qui n'aurait pas permis d'utiliser la totalité de la capacité d'évacuation du canal aval (0,20 m<sup>3</sup>).

<sup>3</sup> voir dossier technique sur les débits

## LES BASSINS DE RETENTION

t (min)	$i_k$ (mm/min)	$p_k$ (l/s)	$q_k$ (l/s)	$V_{o,k}$ (m <sup>3</sup> )	$H_{sto,k}$ (mm)	$V_{s,k}$ (m <sup>3</sup> )
0	0	0	0	0	0	0
5	4,3	7815	6772	2032	101	26,2
10	1,58	3888	4273	1282	163	33,3
15	1,18	2904	3086	926	207	37,6
20	0,98	2412	2502	751	242	40,6
25	0,84	2067	2125	638	272	43,0
30	0,76	1870	1904	571	298	45,0
35	0,70	1723	1747	524	322	46,8
40	0,64	1575	1598	479	343	48,3
45	0,60	1476	1493	448	363	49,7
50	0,56	1378	1393	418	381	51,0
55	0,54	1329	1337	401	398	52,1
60	0,50	1230	1245	373	414	53,1
65	0,42	1034	1062	319	427	54,0
70	0,36	886	909	273	438	54,6
75	0,30	738	761	228	447	55,2
80	0,22	541	571	171	453	55,5
85	0,20	492	503	151	457	55,8
90	0,18	443	451	135	461	56,1
95	0,16	394	401	120	464	56,2
100	0,14	345	352	106	467	56,4
105	0,92	2264	2009	603	494	58,0
110	0,10	246	481	144	498	58,3
115	0,08	197	235	70	499	58,3
120	0,08	197	202	61	499	58,3
125	0,06	148	155	47	498	58,3
130	0,06	148	149	45	498	58,2
135	0,06	148	148	44	497	58,2
140	0,06	148	148	44	496	58,2
145	0,06	148	148	44	495	58,1
150	0,06	148	148	44	495	58,1
155	0	0	20	6	492	58,0
160	0	0	3	1	490	57,8
165	0	0	<1	0	487	57,6

## LES BASSINS DE RETENTION

## 8.4 CONCLUSION DE L'APPLICATION

Avec les mêmes conditions de régulation aval (orifice  $\phi 350$ , canal rectangulaire  $0,50 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m}$  de pente 1%) et sous les mêmes conditions de pluie de projet, la simulation complète du bassin tenant compte des conditions de ruissellement sur la surface drainée par le bassin de rétention conduit à un volume nettement moindre que celui obtenu avec la méthode des pluies ( $10100 \text{ m}^3$  au lieu de  $15458 \text{ m}^3$ ).

Dans cet exemple, la méthode des pluies nous aurait donc amenés à surdimensionner le bassin de rétention d'environ 50%.

Ceci est essentiellement dû au fait que l'hypothèse d'un transfert immédiat (sans pertes ni retard) du hyétogramme de pluie à l'entrée du bassin de rétention n'est acceptable que si la surface drainée par celui-ci n'excède pas quelques hectares.

Ici, cette surface est beaucoup trop importante (25 ha) pour que la méthode des pluies donne un résultat raisonnable.

## LE PUIITS D'ABSORPTION

## 1 DE QUOI S'AGIT-IL?

Un puits d'infiltration est un ouvrage profond de faible diamètre, rempli de matériaux poreux (pierres concassées, gravier ou sable très perméable). Il permet la régulation et le contrôle des eaux pluviales de ruissellement à l'aval de petites zones imperméabilisées. On considère en général que le temps de concentration pour l'atteindre doit être inférieur à 5 minutes.

Il est applicable dans tous les terrains suffisamment perméables où la nappe phréatique n'affleure pas. Il convient aux micro-aménagements (aire de stationnement, cours, place, etc.) et est implanté au point bas de ces derniers.

Il met en jeu l'un des deux phénomènes suivants (voir figure 1):

- *l'infiltration*, qui correspond à un passage de l'eau à travers une couche de sol non saturé;
- *l'injection*, qui correspond à une introduction directe de l'eau dans la zone saturée.

Les puits d'infiltration sont des ouvrages très peu actifs vis-à-vis de la pollution, qui est dégradée dans l'horizon superficiel aéré en raison de l'absence d'un équipement de rétention de cette dernière.

## 2 CONTRAINTES ET OPPORTUNITES

## 2.1 LES CONTRAINTES

- Utilisation limitée en cas de pollution importante véhiculée après lessivage des surfaces imperméabilisées, cela en raison de l'absence de débit de vidange transversale;
- Utilisation limitée en cas d'un sol où les couches assurant l'absorption ont une très faible perméabilité (perméabilité supérieure à  $10^{-5}$  m/s soit sable fin);

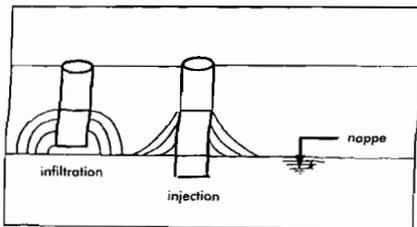


Figure 1.  
Schéma de puits absorbants

- Risque d'effondrement en cas d'utilisation dans des terrains ayant des roches solubles (gypse);
- Vulnérabilité à l'apport des fines qui risquent de les colmater et de diminuer progressivement la porosité du matériau. Les puits nécessitent pour cette raison des dispositifs de prétraitement (décantation) à leur amont pour les protéger (voir chapitre suivant: les dispositions constructives);

## LE PUIT D'ABSORPTION

- Avec le temps, la diminution de la porosité du matériau remplissant le puits peut devenir telle que l'évacuation ne s'effectue plus, ou bien à un niveau très insuffisant. Dans cette situation, l'effet de l'ouvrage devient nul ou insuffisant pour des épisodes pluvieux rapprochés;
- Risque de dégagement d'une mauvaise odeur due aux substances filtrées et humides, si les ouvrages de tête (regard, cloison siphonée...) sont laissés sans nettoyage;
- En cas de présence d'une nappe d'eau souterraine à exploiter pour l'alimentation en eau potable, la mise en place d'un système d'assainissement par puits filtrant devrait être précédée d'une campagne d'information auprès des usagers sur le contrôle de leurs rejets.

### 2.2 LES OPPORTUNITES

- Réduction des volumes d'eaux usées à évacuer;
- Accroissement de l'alimentation des nappes souterraines;
- Eventuellement réduction du diamètre des émissaires d'évacuation;
- Peu de place occupée au sens du bâtisseur (urbaniste) et donc peu d'emprise foncière;
- Bonne intégration dans le tissu urbain;
- Pas besoin d'exutoire;
- Intéressant, si le sol superficiel est imperméable et le sous-sol perméable;
- Pas de grosse contrainte topographique;
- Faible coût de réalisation par rapport au coût global d'un projet d'aménagement (urbanisation-assainissement).

### 2.3 LE COLMATAGE

- Dans le cas d'une introduction des eaux pluviales à travers un revêtement drainant, un colmatage est inévitable sur les premiers centimètres;
- Si des dalles étanches, séparées par joints d'infiltration, assurent la couverture du puits, alors le nettoyage ou le remplacement de ceux-ci est indispensable lorsqu'ils sont colmatés;
- Lorsque l'introduction passe par l'intermédiaire d'une zone de décantation ou de filtration, les dispositifs (filtres, décanteurs, etc.) doivent être nettoyés régulièrement;
- Dans le cas des puits creux, le colmatage se localise préférentiellement à la base;
- Dans le cas des puits comblés avec introduction répartie en surface, le colmatage est limité sur le fonds et les parois, sauf bien sûr si les matériaux de remplissage sont sales lorsqu'ils sont mis en œuvre.

## LE PUIITS D'ABSORPTION

## 3 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

## 3.1 MODES DE RECEPTION DES EAUX PLUVIALES

La réception des eaux de pluie dans un puits d'absorption peut s'effectuer soit par ruissellement

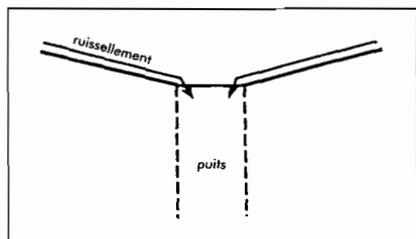


Figure 2.  
Réception par la surface (ruissellement direct)

sur la surface et introduction directe (voir figure n° 2), soit par l'intermédiaire d'une ou de plusieurs canalisations ou drains parvenant dans le puits

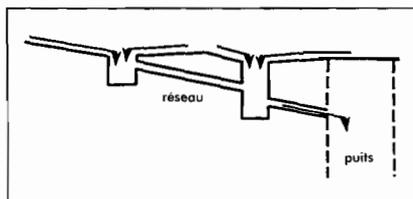


Figure 3.  
Réception par réseau de conduites

(voir figure n° 3).

## 3.2 MODES DE STOCKAGE TEMPORAIRE DES EAUX RECUEILLIES

Les puits peuvent être remplis ou non de matériaux. On parle, suivant les cas, de *puits comblé* ou de *puits creux*.

Il peut être intéressant de réaliser un puits comblé dans les cas suivants:

- les eaux sont recueillies par la surface du puits (voir figure n° 2); le comblement permet alors de pérenniser cette surface;
- les parois du puits n'ont pas une bonne tenue: le comblement évite dans ce cas de devoir mettre en place une crépine ou une buse perforée pour prévenir l'effondrement des parois;
- le puits est placé à l'aval d'une structure de rétention (voir ci-dessous *Association avec d'autres techniques*) et il importe donc peu de conserver au puits une certaine capacité de stockage.

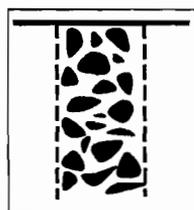


Figure 4.  
Puits comblé

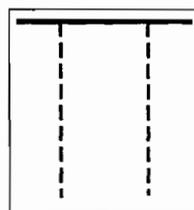


Figure 5.  
Puits creux

Pour combler un puits, on peut utiliser toutes sortes de matériaux disponibles localement: cailloux, graviers, blocs latéritiques concassés, etc. Ils devront avoir une forte porosité (supérieure à 30%) et surtout être propres (lavage préalable).

A l'inverse, on choisit de mettre en place un puits creux lorsqu'il est important d'augmenter les volumes de stockage avant infiltration. Pour éviter que les parois ne s'effondrent, on les renforce par l'installation d'une crépine ou d'une buse perforée, maintenant le sol tout en laissant passer l'eau pour son infiltration latérale.

LE PUITTS D'ABSORPTION

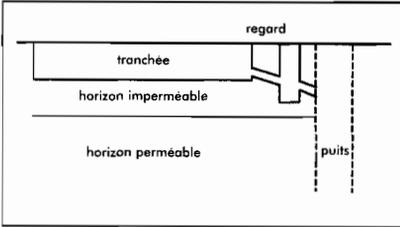


Figure 6.  
Tranchée de rétention + puits d'infiltration

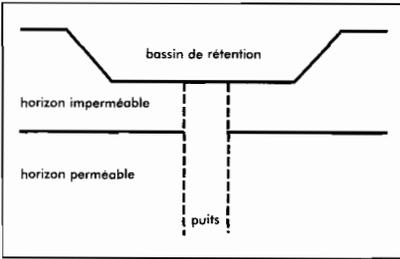


Figure 7.  
Bassin de rétention + puits d'infiltration

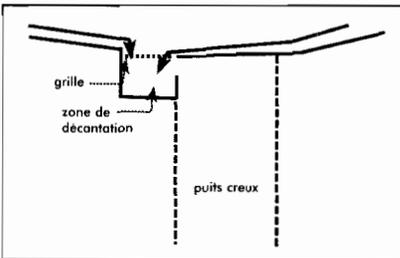


Figure 8.  
Puits creux avec introduction directe par grille et zone de décantation (source: Azzout et al. - 94)

3.3 ASSOCIATION AVEC D'AUTRES TECHNIQUES

Lorsque le sol superficiel est peu perméable, le puits d'absorption peut être associé avec des techniques de rétention superficielle.

L'intérêt de ce type d'associations est de combiner la capacité de stockage permise par les techniques de rétention superficielle telles que bassin ou tranchée avec l'infiltration que permet le puits dans le sous-sol dans la mesure où celui-ci est plus perméable.

Ces combinaisons sont donc particulièrement indiquées dans le cas d'un volume important d'eaux pluviales à stocker, d'un sol superficiel peu perméable associé à une couche plus profonde perméable.

Les figures n° 6 et 7 illustrent deux exemples d'une telle association.

3.4 INTERFACE SURFACE DRAINEE/ PUITTS - EXEMPLES

Dans le cas d'un puits creux, l'introduction des eaux recueillies s'effectue généralement par l'intermédiaire d'un regard de décantation (voir figures n° 8, 9 et 10 ci-dessous).

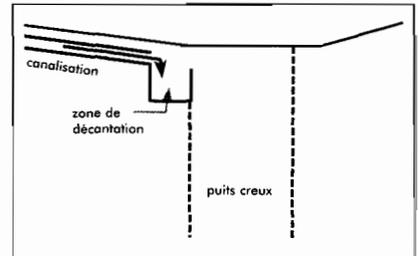


Figure 9.  
Puits creux avec introduction par réseau et zone de décantation (source: Azzout et al. - 94)

## LE PUIITS D'ABSORPTION

Dans le cas d'un puits comblé, l'introduction des eaux de ruissellement se fait généralement au travers d'une surface perméable. Il est possible d'utiliser tout un assortiment de dalles ou de blocs poreux ou alvéolés placés sur une couche de sable permettant la filtration de certains polluants (voir figure n° 11). En cas de colmatage prononcé, le remplacement de cette surface ou d'une partie de celle-ci (quelques blocs ou dalles) est assez facile à effectuer. Le choix du matériau est dicté par des considérations esthétiques (des formes et des couleurs variées sont disponibles ou peuvent être réalisées), économiques et d'usages: ainsi, une surface constituée d'un empilement non consolidé de galets n'autorise pas le passage des piétons ou des véhicules, même légers (vélos par exemple).

Il est aussi possible d'engazonner la surface du puits (voir figure n° 12), de mettre des galets ou de l'enrobé drainant.

## L'INTERET DU GEOTEXTILE

Le géotextile joue le rôle de filtre. Il empêche la migration des fines à l'intérieur du puits, ce qui prévient le colmatage de celui-ci, indispensable surtout lorsque les matériaux de comblement sont très poreux. On peut obtenir le même résultat par une couche granulaire de 15 cm d'épaisseur par exemple. L'avantage de la membrane géotextile est de réduire les coûts de transport puisque le géotextile pèse 250 g/m<sup>2</sup> alors qu'une couche de granulats de 15 cm pèse 250 kg/m<sup>2</sup>.

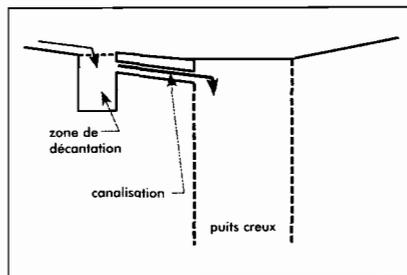


Figure 10

Puits creux avec zone de décantation et jonction par canalisation (source: Azzout et al. - 94)

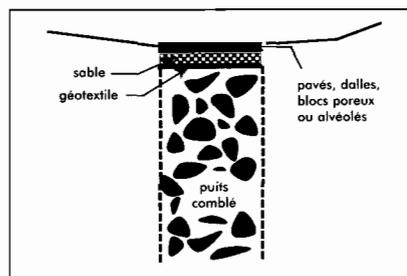


Figure 11

Puits comblé avec pavés ou dalles de couverture (source: Azzout et al. - 94)

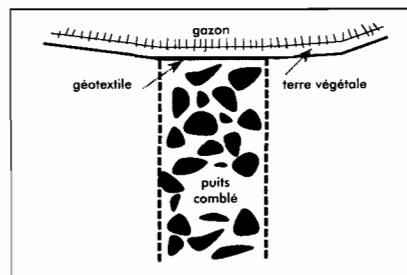


Figure 12

puits comblé avec gazon et géotextile (source: Azzout et al. - 94)

## LE PUIITS D'ABSORPTION

## 4 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE

Les principales caractéristiques de tels ouvrages sont:

- Le volume utile qui est rempli de matériaux assurant le stockage (sable et gravier);
- La porosité du matériau;
- La capacité d'évacuation qui dépend du mode d'évacuation adopté: filtration ou injection.

Pour dimensionner un puits d'infiltration, il est possible de travailler en deux étapes:

- un *prédimensionnement*, qui a pour objectif d'attribuer une profondeur au puits permettant:
  - d'étudier la faisabilité du puits (dimension acceptable, capacité d'absorption suffisante, etc.);
  - de déterminer la profondeur nécessaire du forage qui permettra d'estimer la capacité d'évacuation du sol in situ.

Cette étape peut être omise, si aucune information, notamment sur le type de sol dans lequel sera implanté le puits, n'est disponible.

- un *dimensionnement définitif* pour déterminer le rayon du puits et les dimensions des éventuelles zones de stockage.

La démarche d'étude est identique, que l'on considère un prédimensionnement ou un dimensionnement définitif: seul le degré de finesse des informations à connaître change. Cette démarche est décrite sur la figure de la page suivante (figure n° 13).

De la même manière que pour les bassins de rétention, le volume utile de stockage nécessaire peut être calculé par une méthode classique, type méthode des pluies ou des volumes<sup>1</sup>. Il permet par la suite de déterminer le volume de granulats de porosité donnée, et donc le volume à donner au puits. Les deux méthodes proposées (pluies, volumes) conduisent à des estimations trop faibles du volume de matériau poreux pour trois raisons principales:

- La variation des caractéristiques hydriques du sol dans lequel est restituée l'eau par infiltration ou injection;
- L'existence d'un stockage résiduel dans le matériau;
- La diminution dans le temps de la porosité du matériau en raison de l'apport de fines colmatant l'espace intergranulaire et diminuant par conséquent le volume de stockage.

<sup>1</sup> voir dossier technique sur les bassins de rétention

## LE Puits D'ABSORPTION

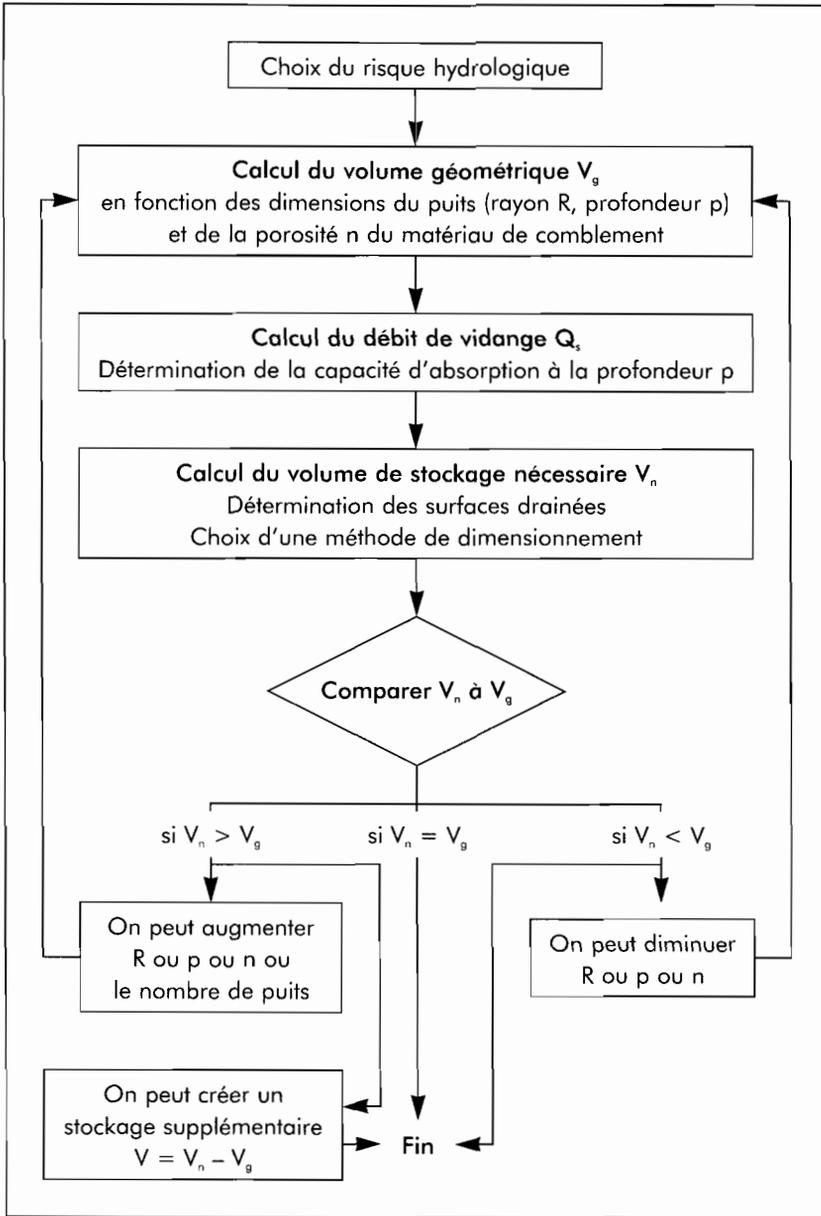


Figure 13.

Démarche de dimensionnement d'un puits d'infiltration (source: Azzout et al. - 94)

## LE Puits D'ABSORPTION

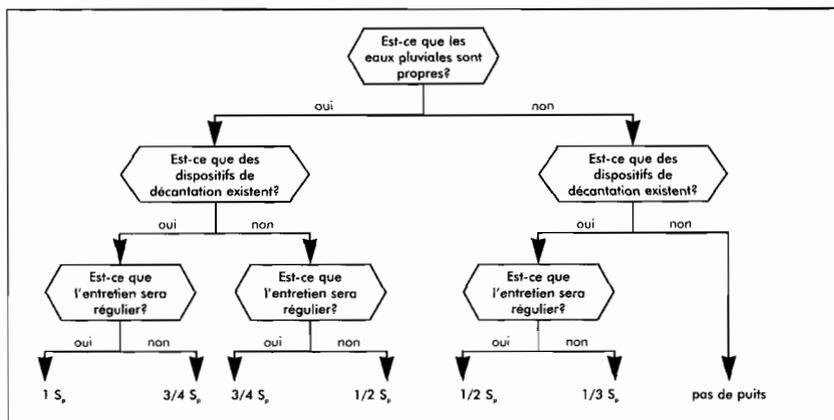


Figure 14.

Surface d'infiltration à considérer (source: Azzout et al. - 94)

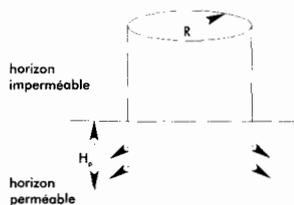
## 4.1 QUELLE SURFACE D'INFILTRATION ?

Un surdimensionnement raisonnable est donc indispensable. Suivant les pays et les auteurs, on introduit un coefficient de sécurité en diminuant la surface d'infiltration intérieure au puits ou en introduisant un coefficient de réduction au niveau de la capacité d'absorption. Le plus souvent, la surface d'infiltration considérée dans les

calculs est prise égale à la moitié seulement de la surface verticale intérieure du puits (abstraction faite, bien entendu, de la surface en contact avec un éventuel horizon imperméable). Le laboratoire Méthodes de l'INSA de Lyon préconise pour sa part de prendre en compte les coefficients indiqués ci-dessus (figure n° 14 ci-avant), où  $S_p$  est la surface des parois intérieures du puits concernés par l'infiltration. Notons que, dans le cas d'une crépine, la surface à prendre en compte est celle correspondant à la hauteur perforée (la présence de la crépine est supposée ne pas modifier les débits d'infiltration dans la partie perméable du sol).

La base du puits, pour des raisons évidentes de colmatage, n'est jamais prise en compte dans le calcul de la surface intérieure participant à l'infiltration.

## EXEMPLE D'ÉVALUATION DE LA SURFACE D'INFILTRATION



En supposant que les eaux recueillies sont propres, qu'aucun dispositif de décantation n'est mis en place en amont, mais qu'un entretien régulier est prévu, la surface  $S$  participant à l'infiltration est:

$$S = 3/4 S_p = 3/4 (2\pi R H_p)$$

## LE PUIITS D'ABSORPTION

Pour éviter des dimensions trop importantes, il sera judicieux d'implanter un bassin de rétention (même de taille réduite) en amont du puits. Celui-ci permet le stockage des eaux ainsi que leur prétraitement par décantation.

## 4.2 CHOIX DES DIMENSIONS INITIALES

Les dimensions (profondeur  $p$  et rayon  $R$ ) peuvent être fixées ou déterminées *a priori*. Elles sont fonction de la position de la nappe, de la nature du sol et de la formation géologique des couches traversées par le puits. On peut également ne fixer qu'une seule des dimensions (généralement la profondeur) et mener les calculs en considérant une inconnue (généralement le rayon  $R$ ). Cela imposera de recourir à la méthode des pluies pour la détermination des volumes à stocker (voir exemple d'application n° 2 ci-dessous).

## 4.3 DETERMINATION DU DEBIT DE FUITE (OU DEBIT DE VIDANGE)

Généralement, le débit de fuite (ou débit de vidange  $Q_s$ ), considéré comme constant, est pris égal au produit de la surface totale du puits contribuant à l'absorption ( $S$ ) par la capacité d'absorption spécifique du sol ( $q_{as}$ ):

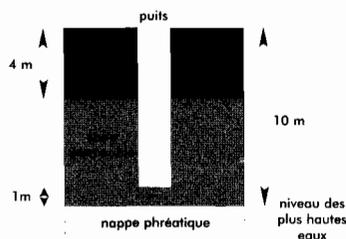
$$Q_s = S \cdot q_{as}$$

$S$  est déterminée en suivant une des règles énoncées plus haut (voir en particulier la figure n° 14).

La capacité d'absorption  $q_{as}$  doit être déterminée lors des études préalables. Il est impératif d'entreprendre pour cela des essais d'injection d'eau sur le site même où le puits est prévu et à la profondeur retenue pour le dimensionnement (ou à différentes profondeurs possibles). Alors que la perméabilité du sol ne dépend que de la nature du milieu poreux, notons que cette capacité d'absorption dépend aussi de la position de la nappe et de la hauteur d'eau dans le puits.

Au niveau de la pré-étude de faisabilité et dans le cas d'une nappe éloignée de la base du puits, on peut déterminer grossièrement le débit de fuite en assimilant la capacité d'absorption à la plus faible des valeurs de la perméabilité obtenues lors des essais.

## EXEMPLE DE DETERMINATION DE LA PROFONDEUR



Dans le cas de la figure ci-dessus, on choisit un puits d'au moins 4 mètres de profondeur, permettant ainsi d'atteindre l'horizon perméable, et d'au plus 9 mètres, de façon à laisser une couche filtrante d'au moins 1 mètre avant les plus hautes eaux de la nappe.

## LE PUIITS D'ABSORPTION

## 4.4 CALCUL DU VOLUME DE STOCKAGE

Le volume  $V_n$  à donner au puits est égal à la différence maximale entre le volume instantané entré et le volume instantané sorti, divisée par la porosité  $n$  du matériau remplissant le puits ( $n = 1$  dans le cas d'un puits creux).

## 4.5 CALCUL DES DIMENSIONS DU PUIITS

Dans le cas de dimensions fixées au départ (détermination a priori), il suffit de comparer le volume géométrique  $V_g$  ( $V_g = \pi R^2 p$ ) et le volume nécessaire au stockage  $V_n$ . Plusieurs cas peuvent se présenter:

- Si  $V_n$  est supérieur à  $V_g$ , on a le choix entre:
  - augmenter le rayon (il est plus délicat d'augmenter la profondeur, sauf si l'on dispose de mesures de l'infiltration à différentes profondeurs);
  - changer le matériau en augmentant la porosité;
  - créer une zone de stockage supplémentaire de volume  $V_n - V_g$ .
 On peut recommencer la démarche de calcul jusqu'à ce que  $V_n = V_g$ .
- Si  $V_n$  est à peu près égal à  $V_g$ , la solution est correcte, le dimensionnement est terminé.
- Si  $V_n$  est inférieur à  $V_g$ , la solution initiale est surdimensionnée. On peut garder cette solution ou diminuer les dimensions du puits ( $R$  ou  $p$ ).

Remarquons que certaines dimensions peuvent être traitées comme des inconnues, le volume géométrique est alors fonction d'un des paramètres (généralement le rayon). Dans ce cas, il suffit de résoudre l'équation  $V_n = V_g$  et d'utiliser la méthode des pluies (voir exemple d'application ci-dessous).

## LE PUIITS D'ABSORPTION

### 5 TACHES D'ENTRETIEN

---

L'entretien d'un puits consiste à :

- Nettoyer les ouvrages en-tête, en particulier, vider les chambres de décantation de leurs boues, les paniers et les avaloirs;
- Laver, voire remplacer les dispositifs filtrants;
- Vérifier, par surveillance, le fonctionnement hydraulique.

Il est difficile d'indiquer a priori la fréquence des tâches d'entretien préventif puisqu'elle dépend de la qualité des eaux pluviales recueillies et des systèmes annexes mis en place. En tout état de cause, il est nécessaire d'assurer une surveillance fréquente et régulière au départ, de façon à mieux connaître le fonctionnement de l'ouvrage, surtout après de grosses pluies.

L'année de la mise en service, on peut ainsi recommander une inspection au moins hebdomadaire au début de la première saison des pluies.

Lorsque le puits ne fonctionne plus et déborde fréquemment, l'entretien curatif consistera à changer les matériaux à l'intérieur du puits ou, dans le cas d'un puits creux, à pomper ce qui se trouve au fonds et curer celui-ci.

### 6 PRECAUTIONS A PRENDRE LORS DE LA REALISATION

---

Des contrôles lors de la réalisation du puits doivent être effectués, notamment en ce qui concerne la profondeur et la section du puits et la qualité des matériaux de remplissage (porosité utile et propreté des granulats). Si l'une de ces caractéristiques est inférieure à ce qui était prévu lors de l'étude préalable, la durée de vie du puits en sera diminuée.

### 7 DONNEES NECESSAIRES

---

- Les données relatives au sous-sol:
  - les différentes couches: nature, épaisseur, perméabilité;
  - position de la nappe et fluctuations éventuelles de son niveau affectant le débit absorbable;
- Les dimensions du puits: diamètre, profondeur;
- La porosité des matériaux qui le remplissent.

## LE PUIS D'ABSORPTION

## 8 APPLICATIONS

## DIMENSIONNEMENT D'UN PUIS D'INFILTRATION: EXEMPLES D'APPLICATION

## □ Exemple 1

Des tests de percolation ont été entrepris sur un ensemble de sites de la ville de Ouagadougou (Burkina Faso) pour dresser une carte d'aptitude des sols à l'assainissement autonome (PSAO-1991). Il a été établi que la valeur moyenne de la perméabilité des sols à saturation à 2 mètres de profondeur est de 85 mm/h environ.

*Dans cette hypothèse, quel rayon devrait avoir un puits d'infiltration profond de 2 m et rempli de graves de porosité  $n = 0,3$  qui recueillerait toutes les eaux de toiture d'un logement de 100 m<sup>2</sup> avec un niveau de protection quinquennal (période de retour  $T = 5$  ans)?*

*[Les hauteurs maximales  $H(D)$  d'eau tombant lors d'une pluie de période de retour 5 ans pendant la durée  $D$  sont données dans le tableau ci-dessous (source: CIEH)]*

En 10 min, par exemple,  $H = 29$  mm. En considérant que 90% des eaux précipitées sur la parcelle ruissellent, la surface active drainée par le puits sera  $S_a = 0,9 \cdot 400 = 360$  m<sup>2</sup> et le volume entrant:

$$V_e = 100 \cdot 0,029 = 2,9 \text{ m}^3$$

Si l'on suppose que les eaux de ruissellement provenant des toitures sont peu chargées en particules fines et que le puits sera régulièrement entretenu, alors la surface intérieure du puits participant à l'infiltration sera  $3/4 S_a$ , soit  $3\pi R$  et le volume sortant:

$$V_s = 3\pi R \cdot 0,085/60 \cdot 10 = 0,13 R \text{ m}^3$$

D'autre part, le volume géométrique du puits est:  $V_g = \pi R^2 \cdot 2$

L'équation  $V_n = (V_e - V_s)/n = V_g$  s'écrit donc:

$$2,90 - 0,13 R = 1,88 R^2$$

d'où  $R = 1,21$  m (seule solution positive).

En répétant le calcul pour différentes durées de pluie, on obtient le tableau suivant:

D (min)	5	10	15	30	45	60	90	120	240	720	1440
H (mm)	17	29	37	50	56	62	68	72	77	85	90
R (m)	0,93	1,21	1,45	1,52	1,57	1,62	1,61	1,58	1,34	0,77	0,45

Ainsi, le puits devrait avoir un rayon de 1,62 m, arrondi à 1,70 m, et un volume de 18 m<sup>3</sup>.

## LE Puits D'ABSORPTION

DIMENSIONNEMENT D'UN Puits D'INFILTRATION: EXEMPLES D'APPLICATION  
(SUITE)

## □ Exemple 2

On considère les mêmes hypothèses que dans l'application n°1 ci-dessus, mais l'on se place dans les conditions pluviométriques de Bobo Dioulasso (Burkina Faso), où l'on connaît les ajustements à la loi de Montana des intensités moyennes maximales de pluie:

$$T = 5 \text{ ans} \quad \begin{array}{ll} t \leq 1 \text{ h} : & a = 10,40 \text{ et } b = -0,55 \\ t \geq 2 \text{ h} : & a = 52,90 \text{ et } b = -0,91 \end{array}$$

$$S = 3/4 S_p = 3\pi R \text{ (en m}^3\text{)}$$

$q_s = Q_s / (C_o \cdot A) = (S \cdot q_m) / (C_o \cdot A) = (3\pi R \cdot 85) / (100 \cdot 60) = 0,1335 R$  (en mm/min, car on va utiliser la méthode des pluies et les valeurs de  $a$  et  $b$  ci-dessus sont données pour  $i$  en mm/min)

$$t_m = \left[ \frac{q_s}{a(b+1)} \right]^{1/b} = \left( \frac{0,1335R}{10,40 \cdot 0,45} \right)^{-\frac{1}{0,55}} = 603,2R^{-1,8} \text{ (en min)}$$

$$V_n = \frac{10 \cdot \frac{b \cdot q_s}{1+b} \cdot t_m \cdot C_o \cdot A}{n} = \frac{10 \cdot 0,55 \cdot 0,1335R \cdot 603,2R^{-1,8} \cdot 100 \cdot 10^{-4}}{0,3 \cdot 0,45}$$

où  $V_n$  en  $\text{m}^3$ ,  $q_s$  en mm/min,  $t_m$  en min et  $A$  en ha.

$$V_n = 32,82 R^{-0,8} \text{ et } V_g = \pi R^2 \cdot 2$$

$V_n = V_g$  s'écrit donc  $R^{2,8} = 5,22$ , d'où  $R = 1,80$  m, ce qui correspond à  $t_m = 208,4$  min.

$t_m > 1$  h: il est donc nécessaire de refaire le calcul en supposant maintenant que  $t_m \geq 2$  h, donc avec  $a = 52,90$  et  $b = -0,91$ .

On obtient alors  $R = 1,85$  m avec  $t_m = 22$  min:  $t_m < 2$  h, mais on remarque que  $R$  n'est pas très différent de la valeur trouvée dans le premier calcul.

On peut donc adopter  $R = 1,85$  m. En réalité,  $t_m$  sera compris entre 1 h et 2 h et  $R$  entre 1,80 m et 1,85 m.

Le volume du puits sera ainsi de  $22 \text{ m}^3$  environ.

## LES TRANCHEES

## 1 DE QUOI S'AGIT-IL?

La *tranchée* est un fossé rempli de matériaux poreux qui reçoit le ruissellement en provenance de zones d'extension limitée: places, aires de stationnement etc. La surface libre de la tranchée est parfois recouverte de matériaux alvéolés (voir figure n° 1) ou de gazon (voir figure n° 2) permettant ainsi son intégration dans le site urbain et une assurance de filtre à sédiments pour éviter son colmatage.

On distingue:

- Des *tranchées d'infiltration*, dans lesquelles l'évacuation des eaux se fait dans le sol (voir figures n° 3 et 4). Leur utilisation est envisageable dès que le niveau de la nappe est en dessous du fond de la tranchée et que la perméabilité du sol est satisfaisante. Les infiltrations pourront se produire sur tous les côtés de la tranchée ou seulement par le radier;
- Des *tranchées drainantes*, dans lesquelles l'évacuation des eaux se fait par un drain (voir figures n° 5 et 6). La réduction du débit provient essentiellement des pertes de charge au passage des perforations du drain qui suivant les cas pourra présenter un écoulement à surface libre ou en charge. La régulation du débit dépendra donc du nombre et des dimensions des perforations.

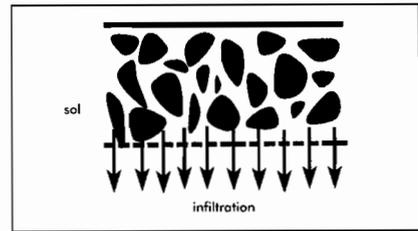


Figure 1.

Schéma de principe d'une tranchée d'infiltration.

LES TRANCHEES

2 TYPES

Une tranchée peut être:

- *Absorbante* (encore appelée *tranchée d'infiltration*) ou *étanche* (encore appelée *tranchée de rétention*): les premières nécessitent un sol assez perméable et sont vulnérables à l'apport des fines. Les secondes nécessitent un exutoire à leur aval.
- *Engazonnée ou non*: l'engazonnement entraîne une perte d'eau par évapo-transpiration due à l'absorption de l'eau par l'herbe. Les tranchées drainantes non engazonnées auront un matériau très poreux à leur partie supérieure permettant l'injection de l'eau.

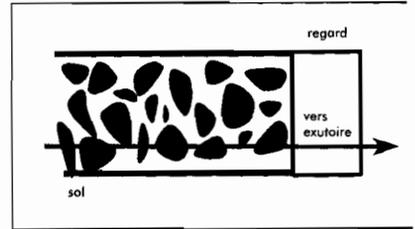


Figure 2. Schéma de principe d'une tranchée de rétention

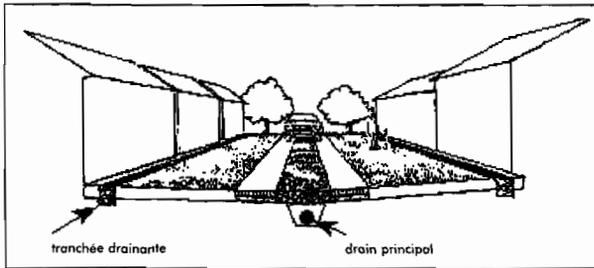


Figure 5. Coupe en travers d'une rue équipée d'une tranchée drainante

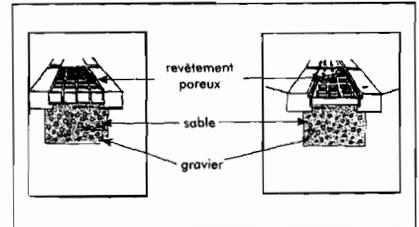


Figure 3. Coupe en travers de tranchées d'infiltration

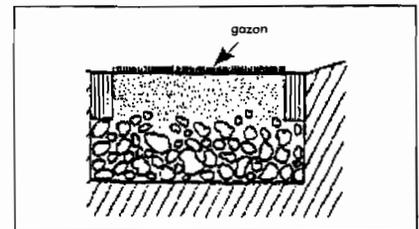


Figure 4. Coupe en travers d'une tranchée engazonnée

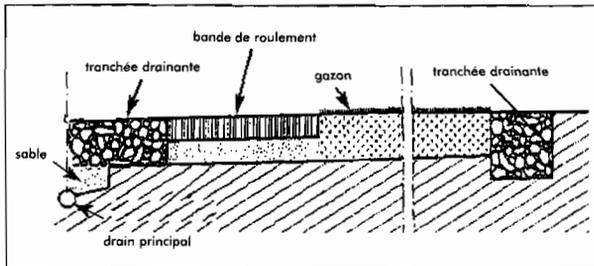


Figure 6. Coupe en travers d'une demi-chaussée équipée d'une tranchée drainante

- *Cloisonnée ou "continue"*: dans le cas d'un terrain pentu, des cloisons peuvent être utilisées pour augmenter la capacité de stockage.

## LES TRANCHEES

### 3 DOMAINES D'APPLICATION

---

Les tranchées s'intègrent parfaitement à différents types d'aménagement, tant au niveau des espaces collectifs que des parcelles privées.

Elles sont largement utilisées depuis de nombreuses années dans beaucoup de pays (Allemagne, Australie, Danemark, Etats-Unis, Grande-Bretagne, Scandinavie, etc.). Au Japon, par exemple, les eaux pluviales provenant des toitures de vieux temples, de châteaux, de vieilles maisons, etc. sont traditionnellement recueillies dans de simples tranchées remplies de gravier.

Les tranchées drainantes ou d'infiltration peuvent être utilisées pour:

- Le recueil des eaux de toitures (sans gouttières);
- Le recueil des eaux ruisselées sur les voiries et dessertes de lotissements; dans ce cas, elles doivent être recouvertes d'un matériau poreux qui facilite le passage des piétons ou des véhicules tout en évitant le tassement de l'horizon drainant;
- Le recueil des eaux de ruissellement des aires imperméabilisées (parking, places,...).

Ayant pour caractéristique structurelle une grande linéarité, les tranchées sont implantées suivant les cas: le long des voiries ou des voies piétonnes, sous des trottoirs, entre deux voies de circulation ou deux bandes de roulement; mais elles peuvent être aussi placées en limite de parcelles ou le long des bâtiments (attention cependant aux fondations dans le cas de l'infiltration!).

## LES TRANCHEES

## 4 CONTRAINTES ET OPPORTUNITES

## 4.1 OPPORTUNITES

Les avantages des tranchées sont les suivants:

- Réduction des débits et volumes ruisselés;
- Peu coûteuses (forte intensité en main-d'œuvre, faible en capital, matériaux locaux et main-d'œuvre locale);
- Mise en œuvre facile;
- Peu d'emprise foncière;
- Bonne intégration dans le tissu urbain;
- Dans le cas particulier des tranchées d'infiltration: pas besoin d'exutoire et réa-  
limentation de la nappe;
- Amélioration de la croissance de la végétation locale en augmentant les res-  
sources en eaux souterraines;
- Eventuellement réduction du diamètre des émissaires d'évacuation;
- La tranchée offre en outre plus de sécurité que le fossé ou le caniveau (absence  
d'eau en surface, absence de dépression);
- L'infiltration par une tranchée conduit à la limitation des rejets directs de pol-  
luants dans les eaux superficielles.

## 4.2 CONTRAINTES

- Capacité de stockage limitée à cause des matériaux qui remplissent la tranchée;
- Réduction de l'infiltration de la tranchée, suivant le degré de saturation des sols  
et la valeur de perméabilité des matériaux filtrants, valeur qui peut être progres-  
sivement réduite par colmatage;
- Efficacité des tranchées d'infiltration limitée si deux orages se suivent de façon très  
rapprochée alors que le premier a saturé les capacités de stockage de la tranchée:  
le second ruisselle entièrement, l'infiltration n'ayant pas eu le temps de s'effectuer;
- Phénomène du colmatage (moins localisé cependant que pour les puits d'ab-  
sorption);
- Entretien régulier spécifique;
- La diminution de la capacité de stockage est importante dans le cas d'une forte pente,  
que l'on peut cependant compenser par un cloisonnement interne de la tranchée;
- Contrainte liée à l'encombrement du sous-sol;
- Risque de pollution de la nappe si infiltration. Aussi doit-on laisser 1 m au mini-  
mum entre fonds de la tranchée et toit nappe.

## LES TRANCHEES

## 5 LA CONCEPTION DES TRANCHEES

Les grandes étapes de la conception d'une tranchée sont décrites dans l'organigramme de la figure n° 7.

Dans le cas des tranchées d'infiltration, la démarche est plus ou moins identique à celle suivie pour la conception des puits d'absorption.

Au niveau de l'*étude de faisabilité*, il s'agit de vérifier les conditions nécessaires à l'implantation de la tranchée, à savoir:

- pour les *tranchées d'infiltration*: perméabilité et aptitude à l'infiltration du sol et absence de risques de pollution de la nappe (voir dossier technique sur les puits d'infiltration pour plus de précisions);
- pour les *tranchées drainantes*: présence ou possibilité de création d'un exutoire.

Les caractéristiques du site d'implantation, les caractéristiques du sous-sol, l'hydrogéologie et l'hydrologie doivent être analysées au niveau des *études complémentaires*.

Soulignons à ce propos que la capacité d'absorption du sol en place (dans le cas des tranchées d'infiltration) est mesurée *in situ* par l'un des essais de perméabilité superficielle normalisés tel que: Porchet, Standard Percolation Test, etc., et que ces essais *doivent être effectués à la profondeur de la tranchée qui va être réalisée!*

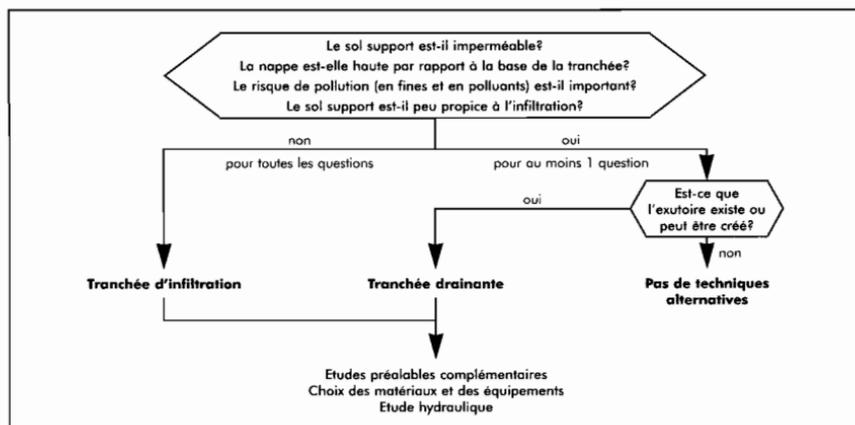


Figure 7.

Les grandes étapes pour la conception d'une tranchée

## LES TRANCHEES

## 6 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET MODES D'USAGE

- Au niveau de la parcelle, les tranchées peuvent surtout être utilisées pour les eaux de toiture. Elles sont préférentiellement implantées en fond de parcelle (à l'aval hydraulique):
- Au niveau des espaces collectifs, elles peuvent être situées le long des voiries, sous les trottoirs ou bien encore entre les deux voies de circulation (un profil en travers en V est alors adopté pour la chaussée).

**ATTENTION** aux fondations ou aux remontées d'humidité dans les murs si les tranchées sont implantées le long des bâtiments!

### 6.1 INTERFACE SURFACE DRAINEE/TRANCHEE

*Le lecteur se reportera au dossier technique sur les puits d'absorption pour une description des dispositifs destinés à limiter les risques de colmatage dans l'ouvrage.*

### 6.2 INTERFACE TRANCHEE/EXUTOIRE AVAL

- Regard (avec ou sans système d'épuration);
- Eventuellement drain d'évacuation, de façon à accélérer la fin de la vidange. Un regard aval est alors indispensable;
- Orifice de régulation des débits.

## 7 DIMENSIONNEMENT ET SIMULATION HYDRAULIQUES

Le calcul du volume de la tranchée est effectué en considérant l'équation de continuité générale dans laquelle l'entrée est constituée par le ruissellement reçu par la tranchée et la sortie par le produit de la vitesse d'infiltration par la superficie de contact de la tranchée avec le sol.

Le dimensionnement et la simulation hydraulique sont semblables à ceux d'un bassin de retenue ayant les formes du fossé ou de la tranchée (voir dossier technique sur les bassins de retenue).

## LES TRANCHEES

## 7.1 CHOIX DES DIMENSIONS INITIALES

Il est possible d'utiliser deux stratégies pour dimensionner une tranchée, c'est-à-dire pour déterminer la longueur  $L$ , la largeur  $l$  et la profondeur  $p$ :

- partir des dimensions initiales déterminées *a priori* et qui pourront être ajustées par la suite;
- partir d'une ou de deux dimensions connues, normalement fixes, et déduire des équations de calcul les (ou la) dimension(s) inconnue(s).

La porosité  $n$  du matériau constitue une des données du problème (elle peut varier de 30 à 90%).

**■ La longueur  $L$ :**

La longueur de la tranchée est généralement imposée par le tracé. Ce tracé dépend:

- du plan masse et de l'organisation des espaces;
- de la topographie: la tranchée est placée préférentiellement dans les points bas, orientée longitudinalement dans le sens de la plus petite pente.

La longueur de la tranchée peut donc être une dimension connue restant fixe du fait des contraintes du tracé.

**■ La largeur  $l$ :**

La largeur de la tranchée est la variable pouvant être choisie de la façon la plus libre. Ce choix doit cependant rester raisonnable (ne pas choisir une largeur trop petite, impossible à mettre en oeuvre ou une largeur trop grande demandant une place au sol beaucoup trop importante).

**■ La profondeur  $p$ :**

La profondeur de la tranchée est déterminée différemment selon la nature de la tranchée utilisée.

LES TRANCHEES

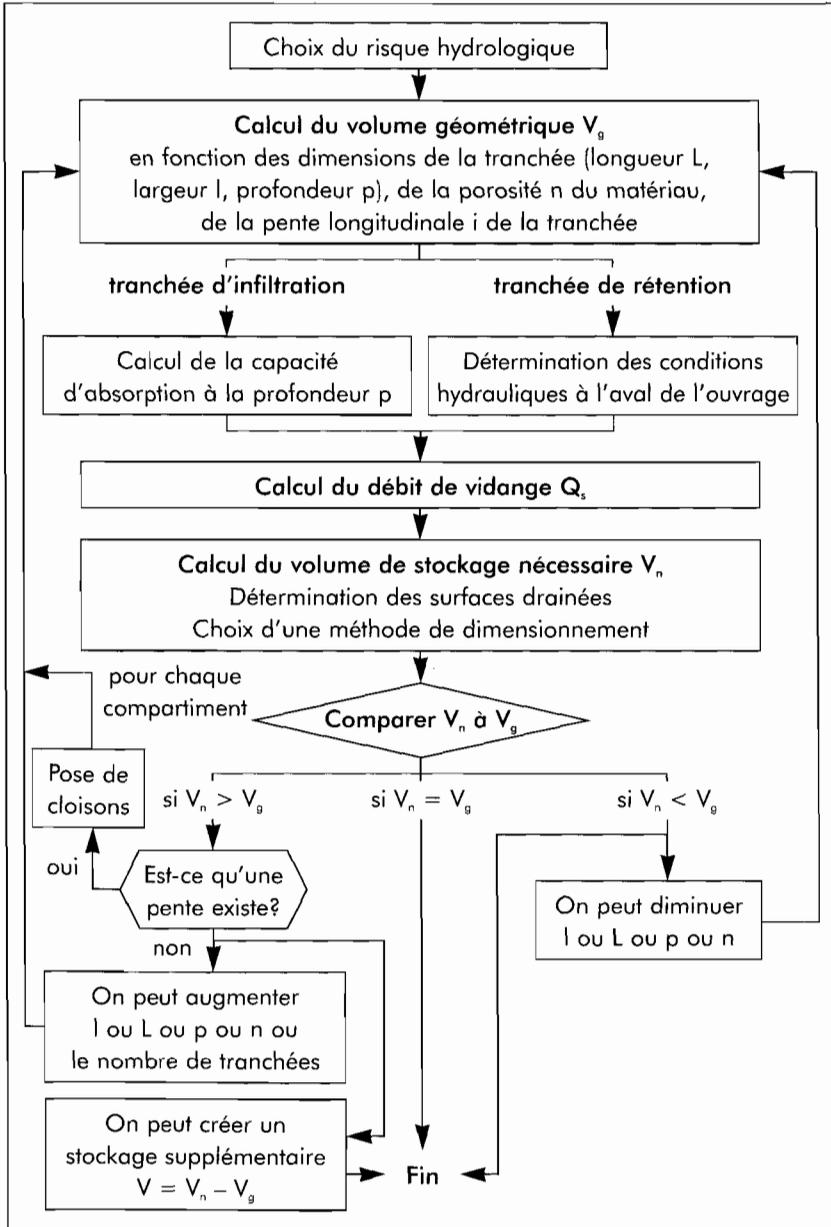


Figure 8.

Démarche à suivre pour le dimensionnement des tranchées (source: Azzout et al. - 94)

## LES TRANCHEES

- Dans le cas d'une tranchée d'infiltration, la profondeur est un paramètre important. Elle doit être voisine de celle choisie au cours des études préalables et à laquelle ont été faites les mesures de la capacité d'absorption. Si la profondeur de la tranchée est modifiée de façon importante au cours des études de conception, il est préférable d'effectuer de nouvelles mesures de la capacité d'absorption.

## REMARQUE:

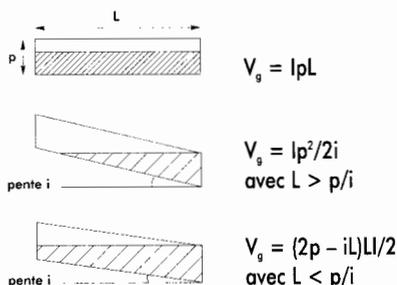
Dans le cas où il n'existe aucune contrainte sur la largeur ni sur la profondeur, la tranchée doit être choisie de manière à ce qu'elle soit plus profonde que large. En effet, le fond ayant tendance à se colmater plus rapidement, il est préférable de donner à la tranchée le maximum de surface latérale.

A partir de ces données, il est possible de déterminer le volume géométrique  $V_g$  de la tranchée (voir encadré ci-après "exemples de calcul de volumes géométriques dans une tranchée"). Il ne faut pas oublier de tenir compte de la porosité du matériau ainsi que de la pente longitudinale de la tranchée.

- Dans le cas d'une tranchée de rétention, la profondeur peut être choisie librement en respectant cependant certains impératifs (une profondeur faible ne permettra pas un stockage suffisant, une profondeur élevée peut induire des coûts importants).

## EXEMPLE DE CALCULS DU VOLUME GEOMETRIQUE DANS UNE TRANCHEE

L représente la longueur de la tranchée ou la longueur d'un compartiment dans le cas de la mise en place de cloisons.



avec:

p: profondeur; L: longueur; l: largeur; n: porosité;  
i: pente longitudinale

LES TRANCHEES

7.2 DETERMINATION DU DEBIT DE VIDANGE

7.2.1 CAS DES TRANCHEES D'INFILTRATION

Le débit d'évacuation va être fonction des capacités d'infiltration du sol support de la tranchée et donc de sa capacité d'absorption. Le débit de vidange (en m<sup>3</sup>/s) est alors estimé par la relation suivante:

$$Q_s = S \cdot q_{as}$$

avec:

- S: surface active contribuant à l'évacuation;
- q<sub>as</sub>: capacité d'absorption par unité de surface infiltrante en m<sup>3</sup>/s/m<sup>2</sup>.

La superficie de contact à considérer pour l'infiltration est donnée par la méthode décrite par la figure n° 9 ci-dessous.

7.2.2 CAS DES TRANCHEES DE RETENTION

Le débit de vidange est dans ce cas plus simple à évaluer dans la mesure où il dépend des capacités hydrauliques résiduelles de l'exutoire. Lors du dimensionnement, ce débit est supposé constant au cours du temps.

A partir de ce débit, il est nécessaire de déterminer les organes de régulation. Le plus simple est d'utiliser des orifices calibrés. Pour leur dimensionnement, voir le paragraphe "Dimensionnement des orifices de vidange" ci-après. De même pour le dimensionnement des drains que l'on peut mettre en place dans la tranchée.

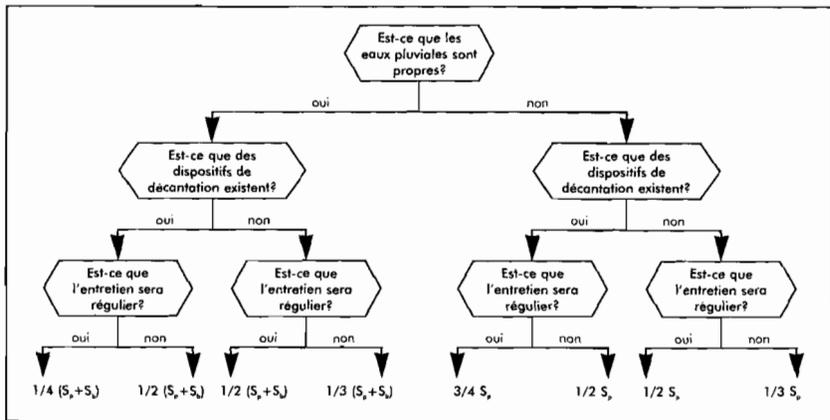


Figure 9.

Surface d'infiltration à considérer (S<sub>p</sub>: surface des parois; S<sub>b</sub>: surface de la base)  
 (source: Azzout et al. - 94)

## LES TRANCHEES

## 7.3 ESTIMATION DU VOLUME A STOCKER

Pour estimer le volume nécessaire de stockage  $V_n$ , on peut utiliser les méthodes simplifiées (méthode des pluies ou méthode des volumes), dont on trouvera l'explication détaillée dans le dossier technique consacré aux bassins de stockage.

Rappelons que ce volume est déterminé à partir du risque hydrologique choisi, du débit de fuite, de la surface drainée et de son coefficient d'apport.

## 7.4 DETERMINATION DES DIMENSIONS DE LA TRANCHEE

Les données  $L$  (longueur de la tranchée),  $l$  (largeur) et  $p$  (profondeur) sont déterminées *a priori*. Il s'agit d'une solution qui peut être remise en cause dans les calculs qui suivent.

Le volume nécessaire  $V_n$  à donner à la tranchée est égal à la différence maximale entre le volume instantané entré et le volume instantané sorti, divisée par la porosité  $n$  du matériau remplissant le puits ( $n=1$  dans le cas d'un puits creux).

- Si  $V_n$  est supérieur à  $V_g$ , deux éventualités peuvent se présenter (voir figure n° 8):
  - dans le cas d'une tranchée horizontale, on a le choix entre:
    - augmenter la largeur;
    - augmenter la profondeur (attention dans ce cas à l'éventuelle changement de capacité d'absorption);
    - changer le matériau en augmentant sa porosité;
    - créer une zone de stockage supplémentaire de volume  $V_n - V_g$ .

Il est aussi possible de choisir une combinaison de ces différentes possibilités.

- dans le cas d'une tranchée inclinée, on peut commencer par introduire une voire plusieurs cloisons.

On recommence ensuite la démarche de calcul jusqu'à ce que  $V_n = V_g$ .

- Si  $V_n$  est à peu près égal à  $V_g$ , la solution est correcte, le dimensionnement est terminé.
- Si  $V_n$  est inférieure à  $V_g$ , la solution initiale est surdimensionnée. On peut garder cette solution ou diminuer les dimensions de la tranchée ( $L$  ou  $p$  ou  $l$ ) afin d'obtenir  $V_n = V_g$ .

## REMARQUE PRATIQUE:

En utilisant la méthode des pluies, on peut traiter certaines dimensions de la tranchée comme des inconnues. On se fixe par exemple la longueur  $L$  et la profondeur  $p$  et l'on résout l'équation  $V_n = V_g$ , où la largeur  $l$  est alors l'inconnue (voir exemple d'application ci-dessous).

LES TRANCHEES

7.5 DIMENSIONNEMENT DES ORIFICES DE VIDANGE (ORGANES DE REGULATION AVAL OU ORIFICES ENTRE CLOISONS)

$$s = \frac{Q_s}{m \cdot \sqrt{2g \cdot p}}$$

Trois cas peuvent se présenter pour le calcul de m, suivant la configuration:

- Détermination de  $m_1$  et  $m_2$ : voir tableau de la page suivante
- $m_3 = 0,62$   
(orifice circulaire en mince paroi; valeur allant dans le sens de la sécurité)
- $m_3$ : choisi tel que:  $m_1$  ou  $m_2 \leq m_3 \leq m_4$
- Cas particulier des tranchées inclinées (pente i):

Si  $V_a > V_s$ : on peut augmenter la capacité de stockage en introduisant 1 ou plusieurs cloisons séparées par un orifice de vidange.

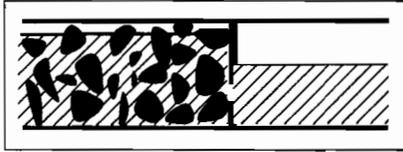


Figure 10.  
Cas de la vidange d'une tranchée par orifice (coefficient  $m_1$ )



Figure 11.  
Cas d'un cloisonnement en tranchée et vidange du compartiment amont par orifice (coefficient  $m_2$ )



Figure 12.  
Cas de la vidange d'une tranchée par orifice et drain (coefficient  $m_3$ )

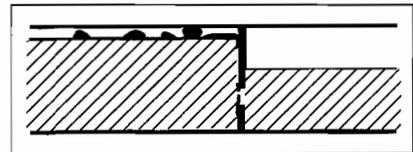


Figure 13.  
Cas d'une vidange par orifice (pour mémoire: coefficient  $m_4$ )

## LES TRANCHEES

orifice (mm)		φ 15	φ 22	φ 34	φ 45	m <sub>1</sub> moyen / grave	m <sub>2</sub> moyen / grave
grave 10-80	m <sub>1</sub>	0,64	0,48	0,50	0,53	0,54	
	m <sub>2</sub>	0,42	0,23	0,25	0,28		0,30
grave 04-20	m <sub>1</sub>	0,50	0,47	0,46	0,49	0,48	
	m <sub>2</sub>	0,25	0,22	0,22	0,24		0,24
grave 06-31,5	m <sub>1</sub>	0,52	0,50	0,42	0,35	0,45	
	m <sub>2</sub>	0,28	0,25	0,18	0,13		0,21
m <sub>1</sub> moyen / orifice		0,55	0,48	0,46	0,46	0,49	
m <sub>2</sub> moyen / orifice		0,32	0,23	0,22	0,22		0,25

## 7.6 EXEMPLE DE PREDIMENSIONNEMENT D'UNE TRANCHEE

Le projet concerne une voirie de 100 mètres de long sur 10 mètres de large située dans un quartier dense de Conakry (Guinée), où l'espace disponible entre la chaussée et l'alignement des parcelles est trop restreint pour envisager d'implanter un caniveau sans gêne importante pour la circulation piétonnière. Nous choisissons donc d'implanter une tranchée sous le trottoir qui longe cette voirie. Une étude des données existantes nous indique que la perméabilité est d'environ  $10^{-4}$  m/s et que le niveau maximal de la nappe laisse une zone non saturée d'environ 2 mètres de profondeur. La tranchée est alors choisie infiltrante.

Nous considérons ici que seule la moitié des surfaces verticales participe à l'infiltration, car les eaux sont sales, un dispositif d'épuration sera installé, mais son entretien ne pourra être correctement assuré (voir figure n° 9).

A Conakry, les paramètres de la loi de Montana pour une pluie quinquennale sont:  $a = 6,68$  et  $b = -0,36$ .  $L = 100$  m est fixée par la longueur de la voirie et l'on se fixe la profondeur  $p = 1,80$  m *a priori*. La porosité du matériau correspond à celle de la grave généralement utilisée, soit:  $n = 0,3$ .

Le volume géométrique de la tranchée est donc:

$$V_g = 0,3 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 1,8 = 54 \cdot l \text{ (avec } l \text{ largeur de la tranchée à déterminer)}$$

Le débit de fuite de la tranchée est  $Q_s = 10^{-4} \cdot (100 \cdot 1,8) = 1,8 \cdot 10^{-2}$  m<sup>3</sup>/s.

Si la surface active est de 1500 m<sup>2</sup>, le débit spécifique de fuite est donc  $q_s = 18/1500$  mm/s, soit de 0,72 mm/min.

Le volume nécessaire de stockage, donné par la méthode des pluies est alors:

$$V_n = 10 \frac{-bq_s}{1-b} \left[ \frac{q_s}{a(1+b)} \right]^{1/n} A = 85,6 \text{ m}^3$$

De  $V_n = V_g$ , on déduit alors la largeur à donner à la tranchée:  $85,6 / 54 = 1,60$  m

## LES TRANCHEES

### 8 EVALUATIONS QUALITATIVES

---

#### 8.1 COUT

Le coût de ces ouvrages est assez faible; il correspond à:

- Leur réalisation: travaux de terrassement;
- Leur entretien: nettoyage, tonte du gazon, et éventuellement remplacement des matériaux poreux d'une tranchée.

#### 8.2 TACHES D'ENTRETIEN

L'entretien consiste à:

- Nettoyer la surface de ces ouvrages;
- Tondre le gazon (fossé);
- Surveiller le fonctionnement hydraulique;
- Empêcher la prolifération de plantes non désirables.

#### 8.3 ADAPTATION DES USAGERS

Le bon fonctionnement hydraulique des fossés et des tranchées dépend de la préservation de leur structure. L'information de leurs riverains sur leur rôle et sur leur protection permettrait peut-être d'alléger la tâche de l'entretien.

### 9 DONNEES NECESSAIRES

---

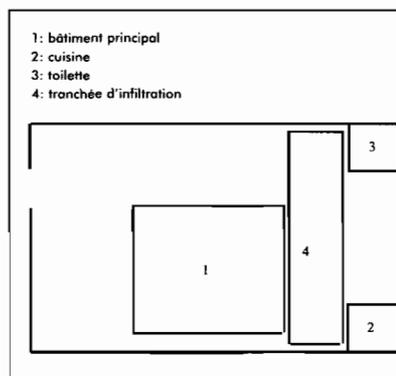
- Dimensions;
- Porosité et perméabilité du matériau poreux;
- Capacité d'absorption du sol dans le cas d'ouvrages absorbants.

## LES TRANCHEES

## 10 ETUDE DE CAS

(Extrait du Bulletin de Liaison du Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques; n° 93; juillet 1993)

Pour réduire les nuisances occasionnées pendant la saison des pluies, le CIEH a opté pour l'assainissement individuel et a mis en expérimentation une tranchée d'infiltration dans une parcelle (voir figure n° 14) de la Cité des 1200 Logements, située à l'Est de la ville de Ouagadougou. Cette parcelle a la particularité de retenir dans sa cour toutes les eaux de pluie sans possibilité d'évacuation à l'extérieur. La pente naturelle du terrain favorise même l'écoulement des eaux de la rue à l'intérieur de la concession. Pire, la fosse étanche des toilettes se trouve dans l'angle de plus bas niveau et est régulièrement submergée par les eaux de ruissellement. L'occupant essayait de corriger la pente de la cour en remblayant celle-ci de latérite, ce qui avait pour effet d'imperméabiliser davantage la cour et d'augmenter encore le ruissellement. La tranchée a été implantée entre le bâtiment principal et la cuisine de façon à recevoir les eaux des toitures en tôle. Elle a une surface de  $32,5 \text{ m}^2$  ( $13,0 \text{ m}$  sur  $2,5 \text{ m}$ ), une profondeur de  $0,60 \text{ m}$  et un volume de  $19,5 \text{ m}^3$  rempli de matériaux. Le moellon latéritique, matériau local de porosité relativement importante, est le mieux indiqué pour ce remblai. Toutefois, pour la commodité de circulation, les premiers dix centimètres de surface ont été remplis de gravier de latérite de  $5\text{-}10 \text{ mm}$ . Un tuyau en PVC de  $150 \text{ mm}$  de diamètre muni de petits trous a été planté verticalement et a servi de dispositif de contrôle du niveau d'eau. Après une saison des pluies, la tranchée a donné à tel point satisfaction aux occupants de la parcelle (absence de stagnation des eaux de pluie) que ceux des parcelles voisines en sollicitent à leur tour l'installation sur leur cour.



**Figure 1**  
Schéma d'implantation de la tranchée expérimentale du CIEH

## LES TRANCHEES

## 11 ELEMENTS DE COUT

(voir figures n° 14 ci-dessus et n° 15 ci-après)

Dans le tableau n° 1 figure l'estimation, dans le cas de Conakry et par type d'habitat:

- de la surface totale de toiture;
- du volume maximal de pluie précipitée en moyenne tous les 5 ans (T=5 ans) sur cette surface pendant 15 minutes;
- du volume de la tranchée nécessaire à la rétention de ce volume, en supposant l'absence d'infiltration et le comblement de la tranchée par un granulats de porosité égale à 40%;
- du coût d'aménagement de la tranchée sur la base de 8000 FG (92; soit 40 FF) par m<sup>3</sup> de gravillon (blocs de latérite concassés, lavés) et 2000 FG/m<sup>3</sup> (92; soit 10 FF) de terrassement, à l'exclusion de tout surcoût pour fouille en terrain rocheux et du coût des rigoles d'évacuation.

Dans le cas où l'on adopterait un niveau de protection inférieur pour le dimensionnement du réseau de drainage public, le volume et le coût des tranchées à la parcelle pourraient être réduits.

Le tableau n° 2 présente les résultats obtenus, selon les mêmes hypothèses que précédemment, mais en retenant une période de retour de 2 ans pour la pluie.

Type d'habitat	Surface de toiture (m <sup>2</sup> )	Volume pluie toiture (m <sup>3</sup> )	Volume de tranchée (m <sup>3</sup> )	Coût par concession (FF-92)
Evolutif ancien	400	15	38	2000
Evolutif récent	400	15	38	2000
Restructuré	500	19	48	2400
Spontané	650	25	63	3200
Groupe économique	450	17	43	2200

**Tableau 1.**

*Dimensionnement et coût des tranchées drainantes à la parcelle (Etude de cas sur Conakry; T = 5 ans)*

LES TRANCHEES

Type d'habitat	Surface de toiture (m <sup>2</sup> )	Volume pluie toiture (m <sup>3</sup> )	Volume de tranchée (m <sup>3</sup> )	Coût par concession (FF-92)
Evolutif ancien	400	13,5	34	1700
Evolutif récent	400	13,5	34	1700
Restructuré	500	17	42	2100
Spontané	650	22	55	2800
Groupe économique	450	15	38	2000

Tableau 2.

Dimensionnement et coût des tranchées drainantes à la parcelle (Etude de cas sur Conakry; T = 2 ans)

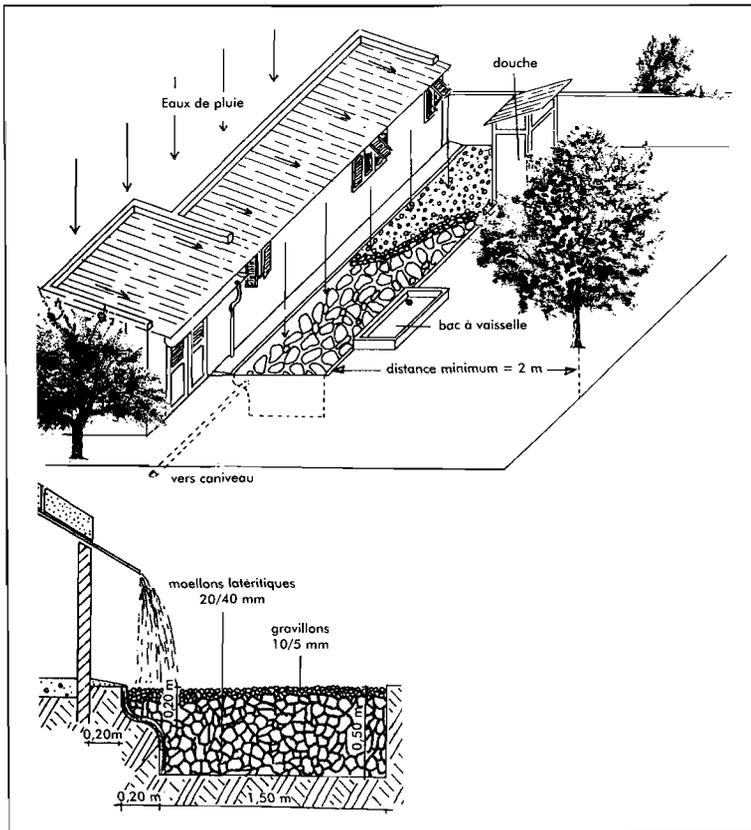


Figure 15.

Exemple de tranchée d'infiltration à la parcelle

# LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT

## PREAMBULE

---

Dans tout projet d'assainissement pluvial, les études incluent deux étapes cruciales pour la qualité de la prévision des débits d'eaux de ruissellement, et ceci quelque soit le modèle de transformation pluie-débit auquel on aura recours: le découpage en (sous-)bassins versants et l'estimation des coefficients de ruissellement. Nous avons choisi de consacrer un dossier spécifique à l'exposé des méthodes à adopter lors de ces deux étapes car l'expérience nous a montré qu'elles sont soit peu connues soit appliquées sans toute la rigueur qui s'impose.

La rédaction de ce dossier a été assurée par Jean-Michel BARBIER, enseignant et chef de département à l'ETSHER (Ouagadougou, Burkina Faso).

## 1 ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT

---

### 1.1 ETUDE DE LA TYPOLOGIE DU BATI

- *Définir des zones homogènes par type d'urbanisation:*
  - zones d'habitat individuel (distinguer habitat traditionnel, intermédiaire, résidentiel);
  - zones d'habitat collectif (immeubles à étages);
  - zones industrielles;
  - centre-ville / habitat continu / rues commerçantes;
  - grands équipements.

**LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS  
ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE  
RUISSELLEMENT**

■ *Recenser pour chaque type d'urbanisation des éléments urbains recouvrant la zone:*

- surfaces occupées par les bâtis;
- surfaces d'espaces libres privatifs (cours, jardins, allées de garage);
- surfaces d'espaces libres collectifs:
  - espaces verts, recouverts de végétation;
  - espaces verts (arbres groupés);

*NOTA: les arbres isolés sont considérés comme des points où l'occupation du sol est masquée*

- espaces nus: aires de jeu, espaces piétonniers;
  - surfaces de voirie (chaussées, places, trottoirs):
    - chaussées revêtues;
    - chaussées non revêtues;
  - surfaces de stationnement.
- *Etudier sur le site la nature des surfaces, leur revêtement, leur raccordement, l'importance relative en % de ces éléments urbains par type d'urbanisation:*
- Eviter les confusions d'interprétation de la nature des surfaces si l'on s'appuie sur une photographie aérienne, surtout en noir et blanc;
  - Choisir une méthode d'estimation des surfaces:
    - mesure statistique;
    - coloriage et mesure des surfaces;
    - méthode automatique, basée sur l'analyse et le traitement numériques des images saisies informatiquement.

1.2 DOCUMENTS DE BASE

■ *Plans*

- Plans typographiques au 1/5000<sup>e</sup> ou au 1/2000<sup>e</sup>;
- Plans cadastraux: 1/2000<sup>e</sup> ou 1/5000<sup>e</sup>;
- Plans d'occupation du sol (POS) au 1/2000<sup>e</sup>;
- Schémas d'assainissement urbain et de voirie (issus du SDAU): prévisions à 30 ans.

**LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS  
ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE  
RUISSELLEMENT**

■ *Photographies aériennes*

- En Europe: noir et blanc et couleurs au 1/14500<sup>e</sup>, 1/17500<sup>e</sup>, 1/20000<sup>e</sup> ou 1/30000<sup>e</sup>;
- En Afrique: noir et blanc au 1/50000<sup>e</sup>, plus rarement au 1/20000<sup>e</sup>;
- Agrandissement à plus grande échelle, tout en gardant une image nette: *généralement, il faut éviter de dépasser un coefficient d'agrandissement supérieur à 4 ou 5*;
- Précautions dans le choix des documents:
  - évaluer les effets de distorsion de surface, surtout quand le terrain présente un relief prononcé (recours à des agrandissements redressés ou à des orthoplans);
  - s'appuyer sur des documents les plus à jour possible;
  - s'assurer que l'on discerne aisément les différentes surfaces élémentaires à étudier;
  - intérêt de documents permettant une observation stéréoscopique.

1.3 METHODES D'ESTIMATION DES SURFACES

■ *Méthodes statistiques*

■ principe

- Superposition au document représentant le bassin versant, d'une grille de points répartis de façon aléatoire;
- Comptage des points posés sur chaque type de surface.

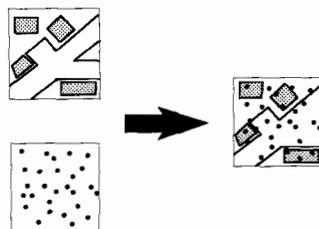
En particulier, si l'on pose  $S_i = S_{IMP}$  = surfaces imperméables (toitures, chaussées revêtues, etc.), on obtient le coefficient d'imperméabilisation  $IMP = S_{IMP}/S_T$ .

Si les points sont déterminés de manière aléatoire et en nombre suffisant, on montre que:

$$S_i / S_T \approx \text{nb de points sur } S_i / \text{nb de points sur } S_T = n_i / n_T$$

$S_i$ : surface (en  $cm^2$ ) à estimer sur le document

$S_T$ : surface totale (en  $cm^2$ ) étudiée sur le document



**LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS  
ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE  
RUISSELLEMENT**

- Détermination du nombre N de points à compter
  - Le nombre "brut" de points est déterminé à partir des lois statistiques applicables à l'analyse d'une surface, fonction d'un seuil de probabilité  $(1-\delta)$  et d'une erreur absolue  $\epsilon$  à choisir. Utilisation de l'abaque: "*combien faut-il choisir de points sur le bassin versant à étudier pour obtenir un résultat  $(S_{i\text{réel}} / S_T - S_{i\text{mesuré}} / S_T) < \epsilon$ , avec une probabilité supérieure à  $(1-\delta)$ ?*"
    - ☞ **exemple:** si on fixe  $\epsilon=0,03$  et  $(1-\delta)=0,067$ , on doit compter  $N=240$  points pour être assuré que l'erreur relative sur l'estimation des pourcentages de surface soit inférieur à 3%.
  - Prise en compte des points indéterminés (non reconnus, masqués, "à cheval" sur deux surfaces): prendre une valeur de  $N=N_{\text{brut}}$  majoré de 15 à 20%.
    - ☞ dans notre exemple,  $N=240 \cdot 1,20=290$  points
- Sélection de la (ou des) grille(s) de points aléatoires
  - Détermination de la densité de points  $d=N/S_T$ 
    - ☞ dans notre exemple, si  $S_T=100 \text{ cm}^2$  sur un plan au  $1/2000^e$  (soit 4 ha), alors  $d=290/100=2,9$  points/cm<sup>2</sup>
  - Choix d'une grille de points:

Différentes densités de points au cm<sup>2</sup> sont susceptibles d'être utilisées:

0,1	0,2	0,5	1	2	(points/cm <sup>2</sup> )
-----	-----	-----	---	---	---------------------------

☛ Si  $d \leq 2$ : prendre la grille de points dont la densité est immédiatement supérieure à  $N_{\text{corrigé}} / S_T$  exprimé en points par cm<sup>2</sup>;

☛ Si  $d > 2$ : prendre la grille de densité  $d_G = 2$  ou 1 points/cm<sup>2</sup> et renouveler l'opération X fois avec différentes grilles de même densité avec  $X \cdot d_G \geq d$ .

☞ dans notre exemple,  $d = 2,9$  points/cm<sup>2</sup>; il faudra passer:

- la grille de 2 points/cm<sup>2</sup> au moins  $X = 2$  fois;
- ou bien encore la grille de 1 point/cm<sup>2</sup> au moins  $X = 3$  fois.

L'ouvrage ci-dessous fournit, à toutes ces densités, un grand nombre de grilles de points sur calques:

Service technique de l'Urbanisme "Méthodes d'estimation de l'imperméabilisation"; Collection Equipements Urbains; Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports; Editions du STU; Paris 1986

## LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT

### ■ Conseils pratiques

- Il est généralement préférable d'utiliser des grilles de densité inférieure ou égale à 1 point/cm<sup>2</sup>. Si la densité  $d$  est supérieure à 1 point/cm<sup>2</sup>, on peut utiliser successivement plusieurs grilles (exemple: si  $d = 2,6$  points/cm<sup>2</sup>, on utilisera de préférence 3 grilles de 1 point/cm<sup>2</sup>);
- Eviter d'utiliser la même grille sur un même bassin versant (disposer de plusieurs grilles de même densité) pour que les résultats soient totalement aléatoires. Toutefois, les erreurs commises restent faibles en utilisant une seule grille;
- Utiliser de préférence des grilles quadrillées pour éviter les oublis et les pointages multiples;
- On peut cocher les points avec un feutre lavable;
- Eviter de travailler plus d'une heure d'affilée sur le pointage, pour limiter les erreurs liées à la fatigue oculaire;
- Il est plus facile de travailler sur un document à grande échelle (1/500<sup>e</sup> à 1/2000<sup>e</sup>). *Le 1/5000<sup>e</sup> semble une limite à ne pas dépasser.*

### ■ Résultats

- La surface totale  $S_T$  étudiée est donnée par la formule suivante:

$$S_T = \frac{\sum n_i + n_{\text{indéterminés}}}{d \cdot 10^k \cdot e^2}$$

avec :

- $\sum n_i$ : nombre de points sur les différents types de surface  $S_i$ ;
  - $n_{\text{indéterminés}}$ : nombre de points indéterminés;
  - $d_G$ : densité de points de la grille exprimée en points/cm<sup>2</sup>;
  - $e$ : échelle du document (exemple: 0,0005 pour 1/2000<sup>e</sup>).
- Le coefficient d'occupation de la surface  $S_i$  est donné par la relation suivante:

$$C_i = \frac{n_i}{n_i + \sum_j n_j}$$

avec:

- $n_j$ : nombre de points sur  $S_j$ ;
- $\sum_j n_j$ : nombre de points sur les autres surfaces  $S_j$  avec  $j \neq i$ .

Dans la pratique, on détermine le nombre de points correspondant à tous les types de surfaces  $S_i$  lors d'une même opération.

**LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS  
ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE  
RUISSELLEMENT**

- *Autres méthodes (pour mémoire)*
  - Méthode par coloriage des surfaces et mesures;
  - Analyse et traitement numérique des images.

1.4 APPLICATIONS PRATIQUES

On suppose:

- qu'on dispose d'une grille de points suffisamment dense;
- qu'on s'est fixé un nombre minimum  $n_{\min}$  de points à déterminer.

---

**Cas 1:** la surface A est suffisamment grande pour contenir le nombre de points minimum d'une grille de densité fixée

---

- Résultat en un seul passage de grille :  $n_{\text{réel}} > n_{\min}$
- Détermination des  $C_i \pm \epsilon$  à une probabilité  $(1-\delta)$ :
  - fixation de  $\epsilon$  et  $(1-\delta)$  en fonction de  $n_{\text{réel}}$  à partir des courbes

☞ exemple: si  $n_{\text{réel}} = 500$  alors que  $n_{\min} = 270$ , on aura:

$$\epsilon = 0,03 \text{ à } (1-\delta) = 80\%$$

$$\epsilon = 0,022 \text{ à } (1-\delta) = 67\%$$

*NOTA: si les objectifs sont moins ambitieux, on peut prendre une grille moins dense.*

---

**Cas 2:** la surface A est petite par rapport à la densité de points de la grille (nombre de points insuffisant)

---

- Il faut faire plusieurs comptages en renouvelant l'opération en additionnant le nombre de points comptabilisés, jusqu'à obtenir au minimum le nombre de points (déterminés) souhaité.
- 

**Cas 3:** la surface A est très grande par rapport à la densité de points

---

- On peut alors prendre une grille de moindre densité;
- Ou bien l'on peut travailler sur une zone-échantillon représentative de moindre surface et effectuer une péréquation sur les surfaces si nécessaire.

## LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT

### 2 DECOUPAGE DES SOUS-BASSINS VERSANTS

---

#### 2.1 DECOUPAGE EN ZONE NATURELLE

Le découpage en sous-bassins versants s'appuie généralement sur les documents de base suivants:

- photographies aériennes;
- représentation topographique de la zone concernée (courbes de niveau).

Les différentes étapes du découpage des bassins, empruntées aux techniques d'ABV (Aménagement des bassins versants) sont les suivantes:

- Déterminer l'ossature du réseau naturel de drainage: pour cela, on repère les thalwegs (et accessoirement les lignes de crête) et les points de confluence des thalwegs;
- Constituer le plan de zonage des surfaces (surfaces homogènes du point de vue du couvert végétal, de la pédologie et de la pente moyenne);
- Choisir les points qui constitueront les exutoires des principaux sous-bassins en superposant le réseau de drainage avec le plan de zonage des surfaces. Les points immédiatement en amont des points de confluence des thalwegs principaux constituent *a priori* des exutoires;
- Délimiter des sous-bassins de l'amont vers l'aval à partir des points exutoires retenus: on détermine les lignes de partage des eaux (lignes de plus grande pente, perpendiculaires aux courbes de niveau) depuis le point exutoire, en remontant la (ou les) pente(s) jusqu'à la rencontre de la limite d'un bassin existant.

Cette technique, bien développée par l'ORSTOM, en particulier dans les travaux de Rodier, peut s'appliquer en hydrologie urbaine pour prendre en compte les zones naturelles situées en amont des zones urbanisées.

## LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT

### 2.2 DECOUPAGE EN ZONE URBANISEE

Le découpage s'appuie sur les mêmes documents de base que dans le cas précédent, avec quelques documents spécifiques supplémentaires:

- photographies aériennes;
- représentation topographique de la zone concernée (courbes de niveaux);
- levé topographique des voies (axes des voies, voire accotements), essentiellement au niveau des carrefours;
- indications sur le profil en travers (en particulier le dévers) des portions de voie;
- observation *in situ*: nature de la chaussée (non aménagée, stabilisée, revêtue), nature du revêtement (pavé, bitume, béton, etc.), localisation des zones d'érosion, de sédimentation, cheminements préférentiels de l'eau, etc.;
- documents d'urbanisme:
  - schéma d'assainissement du SDAU (Schéma Directeur d'Aménagement urbain);
  - schéma d'assainissement du POS (Plan d'Occupation des Sols).

Les différentes étapes à suivre sont les suivantes:

- Déterminer l'ossature du réseau canalisé existant (conduites enterrées, caniveaux, fossés, voire existences de ravines) en zone urbaine et du réseau naturel de drainage (thalwegs) dans les zones urbanisées;
- Choisir les points qui constitueront les exutoires des sous-bassins desservis par chacun des principaux tronçons (point aval du tronçon). Pour délimiter les tronçons, on retient habituellement les jonctions des tronçons, les points correspondant à des changements significatifs des caractéristiques des tronçons (pente, dimensions, etc.) ou des points intermédiaires pour scinder des tronçons homogènes mais de trop grande longueur (supérieure à 300 mètres environ);
- Délimiter des sous-bassins desservis par chaque tronçon de l'amont vers l'aval. Le point aval de chaque tronçon constitue *a priori* un exutoire.

*NOTA: le plan de zonage des surfaces (surfaces homogènes du point de vue du type d'habitat et d'urbanisation, du type de voirie, du couvert végétal, de la pédologie et de la pente moyenne) n'intervient qu'à l'étape du calcul des caractéristiques des sous-bassins drainés par chaque tronçon.*

C'est au niveau de la dernière étape que le découpage des bassins versants urbains diffère de celui des bassins naturels.

## LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT

Dans la pratique, les caniveaux transversaux à la pente du terrain naturel constituent des limites de bassins versants, et le problème du découpage des îlots suivant la ligne de partage des eaux ne se pose qu'aux jonctions de tronçons (plusieurs tronçons se rejettent dans un seul ouvrage) et aux extrémités de tronçon.

Au stade de l'avant-projet (voie non aménagée), on suppose que la pente de la voie est constante d'un carrefour à un autre; cela est vrai dans la plupart des cas, sinon un nivellement de la voirie corrigera les irrégularités du profil en long (décapage ou remblaiement).

- Si une voie aménagée (la voirie est réalisée et récente, mais l'assainissement reste à faire) admet un point haut, on peut alors considérer que le drainage se fera de part et d'autre de ce point.
- Si une voie aménagée admet un point bas intermédiaire, on choisira un exutoire, *a priori* au niveau du carrefour, dont la cote topographique (terrain naturel) est la plus basse. On considérera, selon les cas:
  - que le caniveau drainera la voie dans une seule direction, en partie en contre-pente;
  - qu'un reprofilage de la chaussée redonnera à la voie une pente régulière.

## LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS ET L'ESTIMATION DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT

### QUELQUES REGLES PRATIQUES POUR LE DECOUPAGE DES BASSINS VERSANTS

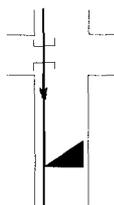
- **Découpage des bassins versants au sein des îlots d'habitation non desservis par une voie**

On applique le découpage selon les lignes de partage des eaux (lignes de plus grande pente, perpendiculaires aux courbes de niveaux): on suppose qu'il n'y a pas d'écoulement canalisé, et que rien ne s'oppose au ruissellement naturel des eaux d'une concession à une autre (disposition courante du droit de l'eau).

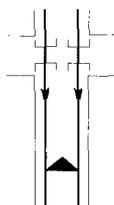
- **Cas où la ligne de partage des eaux rencontre une voie**

Sitôt qu'un écoulement rencontre une voie, même non équipée *a priori*, on considère que le drainage s'opère le long de l'axe de la voie: elle ne traverse pas la voie pour pénétrer au sein d'un autre îlot (si c'est le cas, les habitants trouvent rapidement le moyen de se protéger de l'inondation en construisant un muret et en relevant le seuil de leur portail).

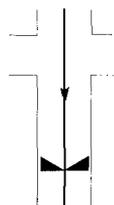
En fonction des caractéristiques de la voie (profil en long, profil en travers, et en particulier dévers et présence d'un système de collecte des eaux), les eaux sont alors supposées collectées d'un côté et/ou de l'autre de la voirie, voire au centre dans certains cas.



Dévers unique



Double dévers



Caniveau-rue

- **Direction des écoulements au niveau des carrefours**

En l'absence de système canalisé, on considérera que l'écoulement suit selon les cas.

## LEXIQUE

**Absorption de surface:**

paramètre évaluant la propriété d'une surface à se laisser traverser par l'eau (exprimé en m<sup>2</sup>/s).

**Assise de chaussée:**

permet de répartir les contraintes créées par les charges roulantes et de les amener à un niveau compatible avec les caractéristiques du terrain naturel sur lequel est établie la chaussée.

**Bassin en eau en relation avec la nappe:**

bassin en eau permanent permettant de stocker des eaux de pluie. Pour être en eau, ce type de bassin est alimenté par une nappe.

**Bassin en eau étanche:**

bassin en eau permanent permettant de stocker des eaux de pluie. Il ne présente aucune relation avec le sous-sol et nécessite un exutoire.

**Bassin enterré:**

ouvrage ponctuel souterrain étanche. Il nécessite un exutoire pour son évacuation.

**Bassin sec étanche:**

ouvrage en dépression ou collinaire (digue) restant à ciel ouvert. L'eau de pluie alimentant le bassin est issue du ruissellement direct ou d'un réseau de conduites. Le fond et les talus sont étanches. Ce bassin se vidange vers un exutoire.

**Bassin sec infiltrant:**

ouvrage en dépression et restant à ciel ouvert. L'eau de pluie alimentant le bassin est issue du ruissellement direct ou d'un réseau de conduites. Sa vidange s'effectue par infiltration dans le sous-sol.

**Chaussée à structure réservoir (CSR) de rétention à revêtement classique:**

chaussée dont le corps est formé de matériaux poreux permettant de stocker provisoirement de l'eau de pluie et de la restituer vers un exutoire autre que le sol support. L'eau de pluie est introduite dans la structure à l'aide d'un drain diffuseur, la surface étant en revêtement traditionnel.

**Chaussée à structure réservoir (CSR) de rétention à revêtement drainant:**

chaussée dont le corps est formé de matériaux poreux permettant de stocker provisoirement de l'eau de pluie et de la restituer vers un exutoire autre que le sol support. L'eau de pluie est introduite dans la structure par un revêtement drainant laissant passer l'eau.

## LEXIQUE

**Chaussée à structure réservoir (CSR) infiltrante à revêtement classique:**

chaussée dont le corps est formé de matériaux poreux permettant de stocker provisoirement de l'eau de pluie et de la restituer par infiltration. L'eau de pluie est introduite dans la structure à l'aide d'un drain diffuseur, la surface étant en revêtement traditionnel.

**Chaussée à structure réservoir (CSR) infiltrante à revêtement drainant:**

chaussée dont le corps est formé de matériaux poreux permettant de stocker provisoirement de l'eau de pluie et de la restituer au sous-sol par infiltration. L'eau de pluie est introduite dans la structure par un revêtement drainant laissant passer l'eau.

**Citerne:**

ouvrage de stockage compact de petite dimension.

**Coefficient d'apport ( $C_a$ ):**

rapport entre la fraction de pluie parvenant à l'exutoire d'un bassin versant et la pluie tombant sur ce bassin versant. On ne doit pas le confondre avec le coefficient d'imperméabilisation.

**Coefficient d'imperméabilisation (C):**

rapport entre la surface imperméabilisée et la surface totale d'un bassin versant.

**Conduite stockante:**

ce sont une ou plusieurs canalisations enterrées surdimensionnées permettant non pas uniquement une évacuation des eaux, mais aussi un stockage et une évacuation régulée. C'est un bassin enterré généralement réalisé à partir d'éléments préfabriqués.

**Débit d'absorption spécifique ( $q_m$ ):**

caractérise le débit infiltré par unité de surface infiltrante pour un ouvrage donné (puits, tranchée...) et pour une charge déterminée. Il dépend des caractéristiques du milieu poreux, du fluide s'y écoulant, mais aussi de la position de la nappe et de la hauteur d'eau dans l'ouvrage. Il s'exprime en m/s.

**Demande biochimique en oxygène à 5 jours (DBO5):**

quantité d'oxygène réclamée par les bactéries pour détruire, par voie biochimique, les matières oxydables biodégradables (essentiellement organiques) contenues dans l'eau. La réaction étant lente, on prend comme référence la quantité d'oxygène disparue au bout de 5 jours. Elle s'exprime en mg/l.

## LEXIQUE

**Demande chimique en oxygène (DCO):**

quantité d'oxygène qu'il faut fournir à un échantillon pour détruire par voie chimique (bichromate de potassium) les matières oxydables. Elle s'exprime en mg/l.

**Dureté des matériaux:**

caractéristique de la résistance à la fragmentation mesurée par l'essai Los Angeles et la résistance à l'attrition (usure par frottement des granulats) mesurée par l'essai Micro Deval en présence d'eau (MDE).

**Fossé d'infiltration:**

ouvrage linéaire peu large à ciel ouvert vers lequel les eaux pluviales sont recueillies généralement par ruissellement. Leur évacuation se fait par infiltration.

**Fossé de rétention:**

ouvrage linéaire peu large à ciel ouvert vers lequel les eaux pluviales sont recueillies généralement par ruissellement. Leur évacuation nécessite un exutoire.

**Gradient hydraulique:**

rapport entre la perte de charge hydraulique entre deux points d'une même ligne de courant (trajectoire que décrivent les particules liquides dans le sol) et la distance entre ces deux points. C'est une quantité sans dimension.

**Indice de concassage (I<sub>c</sub>):**

pourcentage d'éléments concassés d'un granulat. Cette caractéristique mesure l'angularité du granulat, paramètre important pour la stabilité des assises de chaussée.

**Indice de plasticité d'un sol (I<sub>p</sub>):**

différence entre la limite de plasticité (teneur en eau correspondant au passage de l'état solide à l'état plastique) et la limite de liquidité (teneur en eau correspondant au passage de l'état plastique à l'état liquide).

**Matières en suspension (MES):**

matières non dissoutes contenues dans l'eau. Par convention, on considère comme matières décantables celles qui se déposent en moins de deux heures dans un verre conique spécial dit "cône du docteur Coin". L'unité est le mg/l.

**Nappe:**

étendue d'eau souterraine alimentée par l'infiltration des eaux superficielles.

## LEXIQUE

**Noue:**

fossé ouvert peu profond et d'emprise large servant à la rétention des eaux pluviales. Le grand Larousse Prestige donne la définition ancienne suivante: "du latin populaire *nauca*, contraction de *navica*, de *navis*, bateau; intervalle entre billons (parties renflées séparant deux sillons agricoles) où séjournent les eaux pluviales".

**Noue d'infiltration:**

noue recueillant les eaux pluviales généralement par ruissellement. L'évacuation de l'eau se fait par infiltration.

**Noue de rétention:**

noue recueillant les eaux pluviales généralement par ruissellement. Elle nécessite un exutoire.

**Période de retour:**

période pendant laquelle un événement pluvieux ne risque de se reproduire statistiquement qu'une seule fois. Par exemple, une intensité de période de retour de 10 ans est une intensité de pluie dont la probabilité d'être dépassée est 1/10.

**Perméabilité à l'eau:**

propriété intrinsèque d'un milieu solide poreux de se laisser traverser par l'eau. Le paramètre associé à cette caractéristique (le coefficient de perméabilité *K*) indique la vitesse de filtration par unité de gradient hydraulique. Il dépend uniquement des propriétés du matériau poreux et du fluide s'y écoulant. Il s'exprime en m/s. Il ne doit pas être confondu avec le débit d'absorption spécifique d'un milieu.

**Pluie décennale:**

pluie dont la période de retour est de 10 ans.

**Porosité totale:**

pourcentage de vides communicants et non communicants. Elle est définie par le rapport du volume total des vides au volume total du matériau.

**Porosité utile:**

pourcentage de vides communicants.

**Portance:**

définit l'aptitude d'un sol à recevoir une charge.

**Propreté des granulats:**

caractéristique quantifiant le fait qu'un granulats soit plus ou moins exempt de fines. La propreté d'un granulats s'apprécie par l'indice de plasticité  $I_p$ .

## LEXIQUE

**Puits d'infiltration:**

puits servant à l'infiltration des eaux pluviales au travers de couches de sols. Les eaux ne sont donc pas injectées directement dans la nappe. Il est alimenté par un réseau de conduites ou par ruissellement direct.

**Puits d'injection:**

puits servant à l'évacuation des eaux pluviales directement dans une nappe souterraine. Il est alimenté par un réseau de conduites ou par ruissellement direct.

**Structure réservoir poreuse:**

plate-forme remplie de matériaux poreux. Elle est de petite dimension et sert de réservoir temporaire aux eaux pluviales (sous les terrasses, sous les allées d'habitations...). Elle est adaptée à l'échelle de la parcelle.

**Surface active ( $S_a$ ):**

surface potentielle de production en volume écoulé d'un bassin versant. Elle est égale à la surface totale  $S$  du bassin versant multipliée par le coefficient d'apport  $C_a$ .

**Taux d'imperméabilisation:**

voir coefficient d'imperméabilisation.

**Temps de concentration d'un bassin versant:**

temps mis par la "goutte d'eau" la plus éloignée hydrologiquement sur le bassin versant pour arriver à l'exutoire de ce dernier.

**Teneur en eau:**

rapport entre le poids d'eau contenu dans un volume de sol sur le poids des grains solides contenus dans ce même volume. Cette caractéristique s'exprime en %.

**Toit stockant:**

toit de faible pente aménagé afin de permettre le stockage provisoire de l'eau de pluie tombant sur la toiture. Son débit d'évacuation vers un exutoire est limité.

**Tranchée d'infiltration:**

ouvrage linéaire rempli de matériaux poreux vers lequel les eaux de pluie sont recueillies par ruissellement. L'ouvrage se vidange par infiltration.

**Tranchée de rétention:**

ouvrage linéaire rempli de matériaux poreux vers lequel les eaux de pluie sont recueillies par ruissellement. L'ouvrage se vidange vers un exutoire.



Programme d'Alimentation  
en Eau et d'Assainissement  
PNUD  
Banque Mondiale



Centre d'Enseignement et  
de Recherche pour la Gestion  
des Ressources Naturelles et  
de l'Environnement