

COMMUNE DE BOURG-DES-COMPTES



RAPPORT GENERAL

Schéma Directeur d'Assainissement Pluvial

Siège social : 2, rue des Glénans - ZA du Pontay - 35760 ST GRÉGOIRE (RENNES)
Tél : 02 99 23 12 12 • Fax : 02 99 68 76 88

SOMMAIRE

Liste des planches

1 Introduction	1
2 Description du secteur d'étude	2
3 Localisation des insuffisances	5
4 Solutions envisageables	9
4.1 Renforcement des réseaux existants	9
4.1.1 Insuffisances actuelles	9
4.1.2 Insuffisances futures.....	10
4.2 Zones d'urbanisation future	10
4.2.1 Bassins de rétention.....	10
4.2.2 Rétention à la parcelle	11
5 Hiérarchisation des travaux	12

ANNEXE 1 : Méthodologie des calculs

ANNEXE 2 : Plans

oooOooo

LISTE DES PLANCHES

Planche 2.1 : Caractéristiques des bassins versants élémentaires de BOURG-DES-COMPTES.	3
Planche 3.1 : Evaluation des débits capables des exutoires des bassins versants élémentaires de BOURG-DES-COMPTES	7
Planche 3.2 : Niveaux de protection aux exutoires des bassins versants élémentaires de BOURG-DES-COMPTES	8

oooOooo

Introduction

L'assainissement des agglomérations est actuellement régi par la circulaire interministérielle INT 77-284 du 22 juin 1977 qui stipule l'utilisation de l'Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations.

Cette dernière instruction préconise la **fréquence décennale** de protection pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement des eaux pluviales.

On notera par ailleurs que le statut juridique des eaux du ruissellement pluvial est précisé dans le code civil aux articles 640 à 644, 666 et 681, dans le code rural, articles L152-14 à L152-23 pour les servitudes et dans le décret n° 93-743 du 29 mars 1993 pour les opérations soumises à déclaration ou à autorisation en application du code de l'environnement (alinéas L214.1 à L214.6).

Afin de connaître les degrés de protection actuel et futur sur l'agglomération de BOURG-DES-COMPTES, compte tenu de l'urbanisation existante et des orientations du PLU, une étude hydrologique s'avère nécessaire pour évaluer les débits de pointe résultant des pluies de projet. La comparaison de ces valeurs avec les débits capables des structures d'assainissement existantes permettra de localiser les secteurs insuffisamment protégés. Sur les secteurs d'urbanisation future, les calculs permettront de dimensionner les bassins de rétention nécessaires à la limitation des écoulements.

Les solutions seront étudiées et chiffrées en coût enveloppe (avec une précision de l'ordre de 20 %), pour garantir l'évacuation des eaux de ruissellement pluvial avec un degré de protection satisfaisant et ce dans le cadre d'un schéma directeur d'assainissement des eaux pluviales.

000

Description du secteur d'étude

La zone agglomérée de BOURG-DES-COMPTES se situe sur une butte qui surplombe la Vilaine ; ainsi, plusieurs exutoires assurent l'évacuation des eaux du ruissellement pluvial. Elle a fait l'objet d'un découpage en une quinzaine de bassins versants élémentaires de 5 hectares en moyenne.

Ce découpage a été réalisé en tenant compte :

- ♦ des réseaux existants,
- ♦ des axes d'écoulements hydrauliques,
- ♦ des zones urbanisées et urbanisables.

La planche 2.1 synthétise les caractéristiques de chacun des bassins versants élémentaires :

- ♦ **surface** : obtenue par calcul sous AUTOCAD après digitalisation des limites des bassins versants ;
- ♦ **coefficients de ruissellement actuel et futur** : évalués d'après les taux d'imperméabilisation actuel et futur¹ et la pente sur le bassin versant ;
- ♦ **longueur** : cheminement du plus long parcours de l'eau sur le bassin versant élémentaire compte-tenu de la topographie et des réseaux d'assainissement existants ;
- ♦ **allongement** : calculé en fonction de la longueur et de la surface, paramètre utilisé dans les formules de calcul des débits ;
- ♦ **altimétrie** : altitudes du terrain au départ et à l'arrivée du cheminement hydraulique ;
- ♦ **pente** : moyenne sur le bassin versant entre les points haut et bas, compte-tenu du cheminement hydraulique.

¹ Ces coefficients de ruissellement ont été déterminés au vu de l'urbanisation actuelle d'une part et des orientations du PLU d'autre part.

PLANCHE 2.1 : CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES DE BOURG-DES-COMPTES

Numéro du bv	Dénomination du bassin versant	Surface ha	Coefficient ruissellement		Longueur m	Allongement L/A ^{1/2}	Altimétrie en m IGN		Pente m/m	BV aval	Exutoire gabarit
			actuel	futur			Haut	Bas			
1	Le Domaine	2,8	0,30	0,30	570	3,4	75	63	0,022	-	Ø 300
2	Rue Morand	5,1	0,50	0,60	710	3,1	75	55	0,028	-	Ø 300
3	Rue de la Morandière	5,1	0,50	0,50	1 200	5,3	76	19	0,048	-	Ø 400
4	Le Petit Hamonet	9,2	0,20	0,25	780	2,6	76	15	0,078	-	fossé
5	Moulin de la Courbe	2,2	0,25	0,30	380	2,6	46	13	0,088	-	Ø 300
6	Rue des ajoncs	4,5	0,40	0,40	580	2,7	47	19	0,048	-	Ø 500
7	Rue de la Courbe	2,0	0,40	0,40	250	1,8	28	16	0,046	-	Ø 300
8	Clos Bellanger	1,4	0,40	0,40	140	1,2	21	20	0,011	-	Ø 400
9	Les Passois	2,0	0,30	0,30	320	2,3	21	17	0,013	-	Ø 300
10	Les Comtes	12,2	0,20	0,20	1 400	4,0	71	18	0,038	-	Ø 400
11	Rue de la Gare - Nord ouest	11,0	0,20	0,25	980	3,0	47	20	0,028	-	Ø 400
12	Rue de la Gare - Nord est	2,4	0,45	0,45	800	5,2	63	20	0,053	-	Ø 300
13	les mouettes	4,3	0,45	0,45	500	2,4	61	37	0,048	-	Ø 500
14	Le Maffay	68,2	0,20	0,60	1 050	1,3	88	67	0,020	-	Ø 800
A	Pré Bénard	27,0	0,17	0,35	1 560	3,0	81	37	0,028	-	fossé
B	La Janaie	97,3	0,14	0,25	2 000	2,0	81	29	0,026	-	Ø 500
C	Chemin d'exploitation n°302	104,6	0,15	0,25	2 140	2,1	81	26	0,026	-	Ø 360
D	Rue de la gare (y compris bv 12)	130,9	0,16	0,25	2 380	2,1	81	21	0,025	-	Ø 600
E	Aval rue de la Courbe	150,3	0,18	0,26	2 660	2,2	81	16	0,024	-	Ø 800

Ces différents paramètres de description des bassins versants élémentaires sont utilisés pour le calcul des débits de pointe générés par les pluies de projet.

Les coefficients de Montana utilisés pour le calcul des pluies de projet sont calculés d'après les observations de METEO FRANCE à la station de RENNES SAINT-JACQUES. Pour une fréquence décennale, ces coefficients prennent les valeurs suivantes :

- ♦ $a = 5,552$,
- ♦ $b = -0,645$

L'évaluation du niveau de protection s'effectue à partir du rapport entre le débit de pointe décennal formé à cet exutoire et son débit capable sur la base des valeurs présentées en annexe 1.

Un plan joint à ce dossier illustre le découpage en bassins versants élémentaires réalisé sur la zone d'étude.

000

Localisation des insuffisances

Afin d'alléger la lecture de ce document, la méthodologie des calculs est présentée en annexe 2.

Les caractéristiques des exutoires pluviaux des bassins versants élémentaires sont consignées sur la planche 3.1 ; elles permettent d'évaluer les capacités d'écoulement.

Par comparaison avec les débits de pointe générés pour l'occurrence décennale, on peut déterminer le niveau de protection en situation actuelle et future, ces calculs sont illustrés sur la planche 3.2.

En situation actuelle, les principales insuffisances constatées sur les réseaux pluviaux concernent les exutoires suivants :

- ◆ bv n° 2 : rue Morand,
- ◆ bv n° 3 : rue de la Morandière,
- ◆ bv n° 7 : rue de la Courbe,
- ◆ bv n° 11 : rue de la Gare (exutoire Nord Ouest),
- ◆ bv n° 12 : rue de la Gare (exutoire Nord Est).

Sur le talweg principal du bourg, les franchissements de voirie présentent également des insuffisances capacitaires importantes :

- ◆ la Janaie,
- ◆ chemin d'exploitation n° 302,
- ◆ rue de la gare,
- ◆ rue de la Courbe.

La forte insuffisance mise en évidence par le calcul au droit de la Janaie se traduit vraisemblablement par une rétention naturelle des écoulements sur les terrains situés à l'amont du busage (Ø 500). De ce fait, les insuffisances aval sont très atténuées par la limitation des débits en amont. Des débordements restent toutefois possibles, notamment au droit du chemin d'exploitation n° 302 (où un talus destiné à retenir les eaux de pluies a récemment été aménagé) mais à des fréquences moins élevées que ne le suggère le calcul.

En situation future, compte tenu des orientations du PLU, les débordements s'aggravent sensiblement sur les exutoires déjà insuffisants en situation actuelle.

En outre, deux exutoires deviennent insuffisants en situation future :

- ♦ le moulin de la courbe ; cette insuffisance reste toutefois modérée,
- ♦ la zone d'activités du Maffay, à l'est de la commune ; cette insuffisance est nettement plus marquée.

Notons que sur les bassins versants qui ne présentent pas une protection décennale, les volumes débordés s'écoulent généralement en surface et ce d'autant plus que les pentes naturelles sont marquées (supérieures à 2 %). Il n'y a d'ailleurs que deux exutoires urbains pour lesquels le volume débordé dépasse 100 m³ : rue Morand et l'exutoire nord ouest de la rue de la Gare. En revanche, les volumes débordés sont nettement supérieurs sur les franchissements de voirie du talweg principal (la Janaie, chemin d'exploitation n° 302 et rue de la gare).

ooo

PLANCHE 3.1 : EVALUATION DES DEBITS CAPABLES DES EXUTOIRES DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES DE BOURG-DES-COMPTES

Numéro du bv	Dénomination du bassin versant	Exutoire gabarit	Section m ²	R _H m	Pente m/m	Rugosité k _s	Vitesse ¹ m/s	Débit ¹ m ³ /s	Remarque observation
1	Le Domaine	Ø 300	0,0707	0,075	0,063	60	2,68	0,19	-
2	Rue Morand	Ø 300	0,0707	0,075	0,053	60	2,46	0,17	-
3	Rue de la Morandière	Ø 400	0,1257	0,100	0,043	60	2,68	0,34	-
4	Le Petit Hamonet	fossé	0,2500	0,167	0,075	30	2,49	0,62	Section : B = 0,5 m / b = 0,5 m / H = 0,5 m
5	Moulin de la Courbe	Ø 300	0,0707	0,075	0,063	60	2,68	0,19	-
6	Rue des ajoncs	Ø 500	0,1963	0,125	0,043	60	3,11	0,61	-
7	Rue de la Courbe	Ø 300	0,0707	0,075	0,016	60	1,35	0,10	-
8	Clos Bellanger	Ø 400	0,1257	0,100	0,02	60	1,83	0,23	-
9	Les Passois	Ø 300	0,0707	0,075	0,033	60	1,94	0,14	-
10	Les Comtes	Ø 400	0,1257	0,100	0,045	60	2,74	0,34	-
11	Rue de la Gare - Nord ouest	Ø 400	0,1257	0,100	0,008	60	1,16	0,15	-
12	Rue de la Gare - Nord est	Ø 300	0,0707	0,075	0,017	60	1,39	0,10	-
13	les mouettes	Ø 500	0,1963	0,125	0,03	60	2,60	0,51	-
14	Le Maffay	Ø 800	0,5027	0,200	0,033	60	3,73	1,87	-
A	Pré Bénard	fossé	0,3750	0,229	0,025	30	1,77	0,67	Section : B = 1,2 m / b = 0,3 m / H = 0,5 m
B	La Janaie	Ø 500	0,1963	0,125	0,015	60	1,84	0,36	-
C	Chemin d'exploitation n°302	Ø 360	0,1018	0,090	0,04	60	2,41	0,25	-
D	Rue de la gare (y compris bv 12)	Ø 600	0,2827	0,150	0,01	60	1,69	0,48	-
E	Aval rue de la Courbe	Ø 800	0,5027	0,200	0,015	60	2,51	1,26	-

¹ Valeur pour un exutoire entièrement plein, selon la formule de Manning-Strickler.

PLANCHE 3.2 : NIVEAUX DE PROTECTION AUX EXUTOIRES DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES DE BOURG-DES-COMPTES

Exutoire du bv	Dénomination du bassin versant	Situation actuelle					Situation future				
		Tc en min	Coef. ¹	Q ₁₀ en m ³ /s	Protection ²	Déficit ³	Tc en min	Coef. ¹	Q ₁₀ en m ³ /s	Protection ²	Déficit ³
1	Le Domaine	16	0,79	0,160	1,2	0	16	0,79	0,160	1,2	0
2	Rue Morand	12	0,82	0,531	0,3	190	12	0,82	0,664	0,3	290
3	Rue de la Morandière	14	0,64	0,499	0,7	50	14	0,64	0,499	0,7	50
4	Le Petit Hamonet	10	0,89	0,413	1,5	0	10	0,89	0,544	1,1	0
5	Moulin de la Courbe	6	0,89	0,190	1,0	0	6	0,89	0,237	0,8	0
6	Rue des ajoncs	9	0,87	0,465	1,3	0	9	0,87	0,465	1,3	0
7	Rue de la Courbe	5	1,06	0,301	0,3	50	5	1,06	0,301	0,3	50
8	Clos Bellanger	7	1,27	0,173	1,3	0	7	1,27	0,173	1,3	0
9	Les Passois	13	0,95	0,125	1,1	0	13	0,95	0,125	1,1	0
10	Les Comtes	23	0,73	0,332	1,0	0	23	0,73	0,332	1,0	0
11	Rue de la Gare - Nord ouest	21	0,84	0,319	0,5	130	21	0,84	0,420	0,3	240
12	Rue de la Gare - Nord est	11	0,65	0,258	0,4	70	11	0,65	0,258	0,4	70
13	les mouettes	7	0,92	0,550	0,9	0	7	0,92	0,550	0,9	0
14	Le Maffay	19	1,23	1,690	1,1	0	19	1,23	6,506	0,3	4180
A	Pré Bénard	28	0,83	0,516	1,3	0	28	0,83	1,251	0,5	510
B	La Janaie	32	0,99	1,262	0,3	1 350	32	0,99	2,571	0,1	3990
C	Chemin d'exploitation n°302	32	0,98	1,431	0,2	2 100	32	0,98	2,679	0,1	4720
D	Rue de la gare (y compris bv 12)	34	0,98	1,821	0,3	2 210	34	0,98	3,148	0,2	5060
E	Aval rue de la Courbe	35	0,96	2,264	0,6	1 030	35	0,96	3,555	0,4	3440

¹ Pour tenir compte de l'allongement du bassin versant. ² Niveau de protection = $Q_{capable} / Q_{10}$.
³ Exprimé en m³ et évalué par la formule: $1.1 * Tc * Q_{10} * (1 - Protection)^2$.

Solutions envisageables

Les mesures compensatoires proposées dans ce chapitre sont destinées d'une part à lever dès à présent les insuffisances capacitaires dans les zones urbanisées et d'autre part à limiter à terme les écoulements dans les zones urbanisables. Les propositions de solutions s'articulent autour de 3 axes :

- ◆ le renforcement des réseaux existants présentant des insuffisances importantes,
- ◆ l'aménagement de bassins de rétention sur les grandes zones d'urbanisation future,
- ◆ la maîtrise des écoulements par la limitation des coefficients d'imperméabilisation et l'aménagement de zones de stockage à la parcelle sur les zones d'urbanisation future de moindres dimensions.

Ces aménagements sont dimensionnés sur la base d'une fréquence d'occurrence décennale.

4.1 Renforcement des réseaux existants

4.1.1 Insuffisances actuelles

- ◆ **Bassin versant n° 2 : rue Morand**
 - 100 m en Ø 500 25 000 €HT
- ◆ **Bassin versant n° 3 : rue de la Morandière**
 - 100 m en Ø 500 25 000 €HT
- ◆ **Bassin versant n° 7 : rue de la Courbe**
 - 30 m en Ø 500 8 000 €HT
- ◆ **Bassin versant n° 11 : rue de la Gare (exutoire Nord Ouest)**
 - 40 m en Ø 600 12 000 €HT
- ◆ **Bassin versant n° 12 : rue de la Gare (exutoire Nord Est)**
 - 100 m en Ø 500 25 000 €HT

4.1.2 Insuffisances futures

- ♦ **Bassin versant n° 5 : Moulin de la Courbe**

- 80 m en Ø 400..... 16 000 €HT

4.2 Zones d'urbanisation future

4.2.1 Bassins de rétention

Ce type de solution est envisageable pour les principaux secteurs qui subiront une forte urbanisation.

Le dimensionnement est déterminé par la méthode des volumes et pour un débit de vidange de 3 l/s/ha correspondant à la valeur guide dont l'usage est recommandé par la DIREN. A titre indicatif, le débit décennal formé sur le bassin versant du bourg (bassin versant E) représente 7,3 l/s/ha pour un coefficient de ruissellement de 0,1 (bassin équivalent entièrement naturel).

Ce principe conduit à proposer des bassins de rétention sur les 4 principales zones d'urbanisation future :

- ♦ **Zones 1AUE et 2AU du Gouta**

Le bassin de retenue présente une capacité de 2 400 m³ pour un débit de vidange de 50 l/s (bassin versant de 17 ha et coefficient de ruissellement futur de 0,45).

Le coût de ce bassin est de 100 000 €HT.

- ♦ **Zones 2AU/2AUE du Pré Bénard et 1AUA de la Janaie**

Le bassin de retenue présente une capacité de 3 400 m³ avec un débit de vidange de 290 l/s (dont 50 l/s pour la vidange du bassin de retenue du Gouta). Ce bassin de retenue dessert l'ensemble du bassin versant amont (bassin versant de 80 ha et coefficient de ruissellement futur de 0,21) afin de lever les insuffisances capacitaires caractérisées au droit de la buse de la Janaie et en aval.

Le coût de ce bassin est de 155 000 €HT.

- ♦ **Zone 1AUA de la Touche**

Le bassin de retenue présente une capacité de 3 300 m³ pour un débit de vidange de 45 l/s (bassin versant de 15 ha et coefficient de ruissellement futur de 0,60).

Le coût de ce bassin est de 150 000 €HT.

♦ Zones 1 et 2AUAd du Maffay

Le bassin de retenue présente une capacité de 15 000 m³ pour un débit de vidange de 205 l/s (bassin versant de 68 ha et coefficient de ruissellement futur de 0,60 dont 12 ha de zone naturelle classée N).

Le coût de ce bassin est de 400 000 €HT.

Notons que le dimensionnement de cet ouvrage et son coût élevé sont largement conditionnés par le ratio de 3 l/s/ha retenu pour le calcul des débits de vidange. Compte tenu des enjeux financiers, il pourrait être envisagé de revoir le débit de vidange de cet ouvrage afin de réduire son volume lors de la phase projet. A titre indicatif, la capacité de l'exutoire sous la RN 137 est de l'ordre de 1,9 m³/s tandis que le débit de vidange du bassin n'est que de 200 l/s sur la base du ratio guide de 3 l/s/ha. Cette disposition pourra notamment être discutée avec les services de la Police de l'Eau.

4.2.2 Rétention à la parcelle

Ce type de solution est envisageable pour les zones d'urbanisation future (1 ou 2 AU/AUE/AUA) de moindre importance et qui ne sont donc pas citées dans le chapitre précédent.

Sur ces zones, il pourra être appliqué deux mesures destinées à limiter les débits de ruissellement d'eaux pluviales :

- ♦ un débit autorisé pour la fréquence décennale de 3 l/s/ha, soit pour une parcelle de 1 000 m² un débit de 0,3 l/s,
- ♦ un volume unitaire à stocker de 140 m³/ha pour un coefficient de ruissellement de 0,45 soit pour la même parcelle de 1 000 m² un volume à stocker (par modelage de noues sur la parcelle, par exemple) de 14 m³ ; le volume unitaire à stocker peut également s'exprimer par rapport à la surface imperméabilisée, dans le cas présent 310 m³/ha imperméabilisé (pour un coefficient de ruissellement de 0,45).

ooo

Hierarchisation des travaux

Les travaux préconisés pour les bassins versants élémentaires ont été dimensionnés afin de garantir une protection décennale contre les mises en charge des réseaux d'assainissement des eaux pluviales.

Compte-tenu de la géographie des lieux (la zone agglomérée de BOURG-DES-COMPTES est située sur une butte), les insuffisances mises en évidence par le calcul ont une incidence limitée sur les riverains.

En terme de hiérarchisation, on pourrait envisager comme prioritaires les secteurs les plus insuffisants à savoir :

- la Janaie..... 155 000 €HT,
- les bassins versants n° 2 (rue Morand), n° 3 (rue de la Morandière), n° 7 (rue de la Courbe), n° 11 (rue de la Gare - exutoire Nord Ouest) et n° 12 (rue de la Gare - exutoire Nord Est) 95 000 €HT,

ainsi que les secteurs urbanisables au fur et à mesure de leur développement.

oooOooo

ANNEXE 1

METHODOLOGIE DES CALCULS

Calcul des débits de pointe

1.1 Méthode rationnelle

Cette méthode de calcul ancienne est fréquemment utilisée en Europe pour déterminer les débits de pointe consécutifs aux précipitations de nature orageuse en zone urbaine. Elle permet d'évaluer le débit de pointe des eaux du ruissellement pluvial à partir de données simples :

$$Q_p = C.I.A$$

avec :

Q_p : débit de pointe en m^3/s ,

C : coefficient de ruissellement (sans unité),

I : intensité de l'averse en $m^3/s/ha$ pour la fréquence d'occurrence retenue,

A : surface du bassin versant amont en ha.

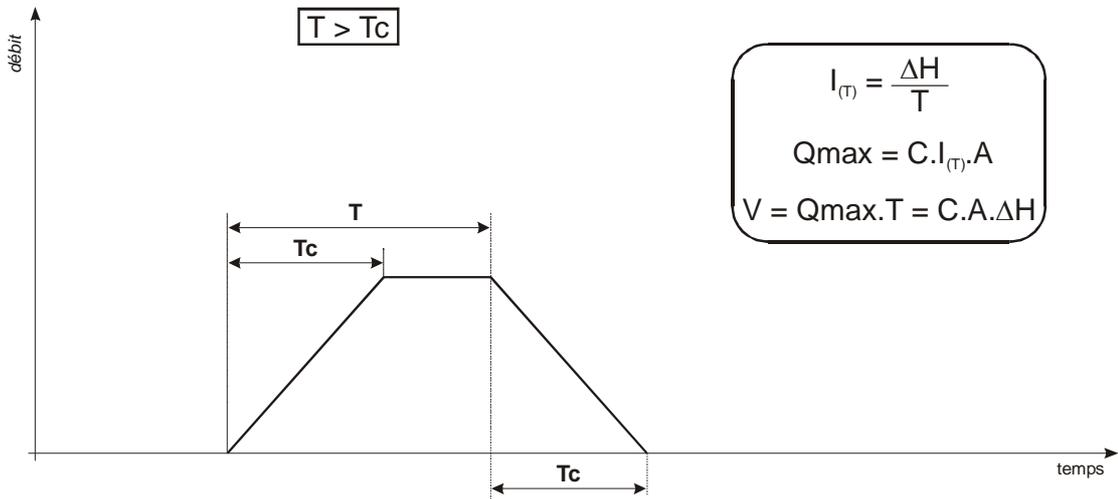
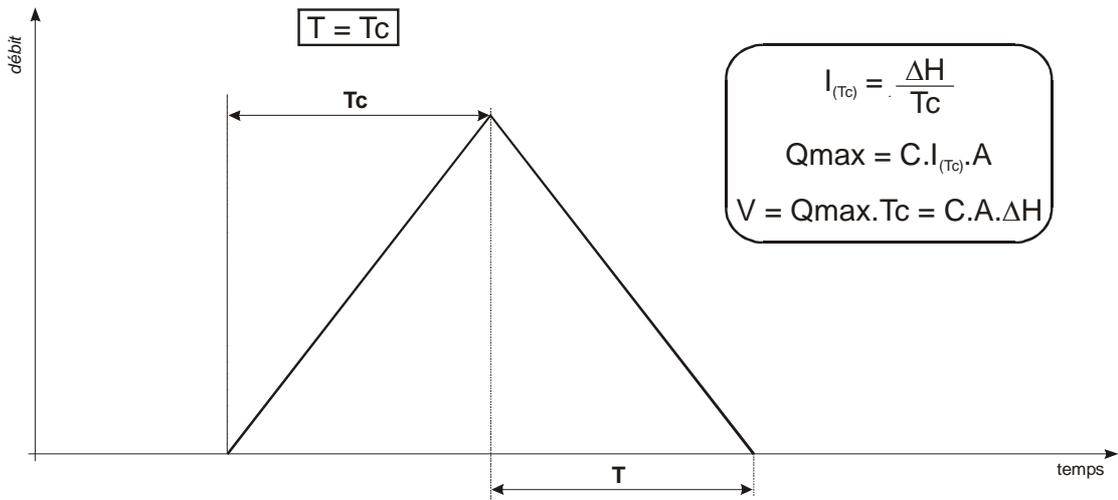
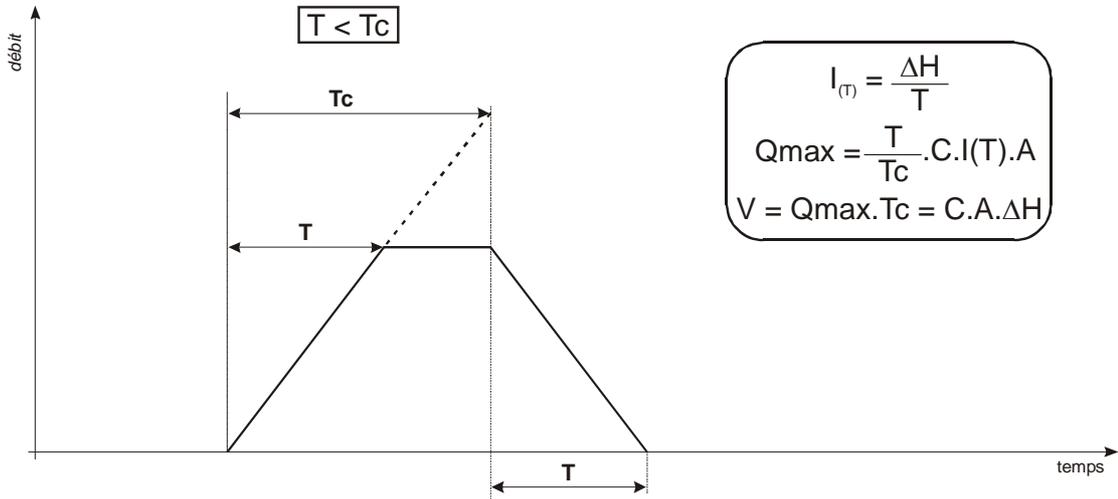
En faisant alors l'hypothèse d'une pluie uniforme pendant la durée des précipitations, on peut construire l'hydrogramme résultant de forme trapézoïdale (voir planche 1.1).

Le débit obtenu à l'exutoire du bassin versant considéré est maximal lorsque la durée des précipitations correspond au temps de concentration du bassin versant : l'hydrogramme résultant a alors une forme triangulaire isocèle.

Pour un assemblage de bassins versants élémentaires pour lesquels chaque hydrogramme élémentaire généré par une pluie de projet donnée est déterminé, on peut effectuer une sommation, en prenant en compte un temps de propagation jusqu'à un exutoire fixé, et ce pour chacun des hydrogrammes élémentaires (**modèle hydraulique dit de type « propagation simple »**).

Cette approche est mise en œuvre avec le logiciel **HYDSOM** (développé par notre société)¹ ou avec des développements plus récents, en macro fonctions, sous le tableur EXCEL 97.

¹ *Initialement en Turbo Pascal sous DOS.*



T_c : temps de concentration du bassin versant
 T : durée de la pluie

Planche 1.1 : Hydrogrammes élémentaires types calculés par la formule rationnelle pour différentes durées de précipitations

1.2 Méthode superficielle

La circulaire interministérielle CG 1333 du 22 février 1949 a présenté une formulation pour le calcul du débit de pointe résultant de précipitations en zone urbaine (formule dite de CAQUOT). Il s'agit en fait de la formule rationnelle appliquée à un réseau d'assainissement urbain avec prise en compte du stockage dans les canalisations.

La commission LORIFERME a revu cette approche sur les bases des travaux de Monsieur DESBORDES (thèse de Docteur-Ingénieur), ce qui a conduit à l'instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations (juin 1977).

L'établissement des formules publiées dans cette instruction technique pour l'estimation des débits de pointe résultant de pluies de projet sur des bassins versants urbains dans le domaine de validité suivant :

- ♦ surface comprise entre 1 et 200 ha,
- ♦ imperméabilisation supérieure à 0,20,
- ♦ pente moyenne comprise entre 2 mm/m et 50 mm/m,

résulte d'une étude statistique¹ d'une population de données relatives à l'observation d'événements, qui prend en compte les phénomènes suivants :

- ♦ caractéristiques de la pluviométrie locale (lois de MONTANA),
- ♦ abattement spatial de la pluie,
- ♦ caractéristiques du bassin versant,
- ♦ stockage des volumes ruisselés dans les canalisations.

A partir de l'expression générale de la formule rationnelle, cette approche a conduit à la formulation suivante pour un bassin versant :

$$Q_p = m \cdot \alpha \cdot I^\beta \cdot C^\gamma \cdot A^\delta$$

avec :

Q_p : débit de pointe en m³/s,

m : coefficient dépendant de l'allongement du bassin versant,

I : pente moyenne en m/m,

C : coefficient de ruissellement (compris entre 0 et 1),

A : surface en ha,

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$: coefficients dépendant de la pluviométrie locale pour un temps de retour donné.

¹ Voir thèse de docteur-ingénieur en 1974 : «Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial».

Des travaux complémentaires de Monsieur DESBORDES (TSM juillet 1984) ont permis de prendre en compte de façon numérique l'importance de l'allongement du bassin versant :

$$m = [L/2 / \sqrt{A}]^{0.7.b}$$

avec :

m : coefficient correctif du débit de pointe (sans dimension),

L : chemin hydraulique en hm,

A : surface en ha,

b : coefficient de la loi de MONTANA ($-0.9 < b < -0.5$).

En l'absence de données caractérisant la pluviométrie locale (lois de MONTANA) on peut utiliser les formules de calcul des débits de pointe (voir planche 1.2) présentées dans l'instruction technique selon les trois zones de la France (voir planche 1.3).

Notons que la formule superficielle conduit à estimer le débit de pointe, et que pour l'évaluation du volume écoulé, on peut utiliser l'approximation suivante :

$$V = 1,1 \cdot Q_p \cdot T_c$$

avec :

V : volume écoulé en m³,

Q_p : débit de pointe en m³/s,

T_c : temps de concentration en secondes.

La valeur de T_c à prendre en considération est explicitée au paragraphe 2.2.

1.3 Logiciel HYDSOM

Les principes de ce modèle de simulations hydrologiques résultent d'une application de la méthode rationnelle à un nombre élevé de bassins versants élémentaires constituant une partition de la zone étudiée. Les données de base nécessaires à sa mise en oeuvre sont réduites à :

- ♦ surface des bassins versants,
- ♦ imperméabilisation actuelle et future,
- ♦ temps de concentration des bassins versants,
- ♦ temps de propagation des hydrogrammes élémentaires jusqu'à l'exutoire choisi.

Temps de retour	a(F)	b(F)	Calcul du débit de pointe en m ³ /s		
région géographique 1 (Nord Loire)					
1 an	3.100	-0.64	0.682	1.225	0.766
2 ans	3.700	-0.62	0.834	1.216	0.773
5 ans	5.000	-0.61	1.192	1.212	0.777
10 ans	5.900	-0.59	1.430	1.204	0.784
région géographique 2 (Aquitaine-Centre-Alpes)					
1 an	3.500	-0.62	0.780	1.216	0.773
2 ans	4.600	-0.62	1.087	1.216	0.773
5 ans	5.500	-0.57	1.290	1.196	0.790
10 ans	6.700	-0.55	1.601	1.187	0.797
région géographique 3 (Languedoc-Cote d'azur)					
1 an	3.800	-0.53	0.804	1.179	0.804
2 ans	5.000	-0.54	1.121	1.183	0.800
5 ans	5.900	-0.51	1.327	1.171	0.810
10 ans	6.100	-0.44	1.296	1.145	0.832

Planche 1.2 : Formules de CAQUOT selon l'instruction technique (circulaire interministérielle INT 77-284 du 22 juin 1977)

A partir des pluies uniformes définies par les lois de MONTANA :

$$I = a \cdot t^b$$

avec :

I : intensité de la pluie en mm/mn,

t : durée de la pluie en mn,

a, b : coefficients de MONTANA pour la fréquence d'occurrence choisie,

on détermine les différents hydrogrammes élémentaires résultants, de forme trapézoïdale, à l'aval de chacun des bassins versants élémentaires, puis on les somme par propagation simple.

En pratique, ce modèle permet de scruter systématiquement des pluies de différentes durées pour une fréquence fixée, ce qui par la suite permet de déterminer la durée de la pluie la plus pénalisante ainsi que l'hydrogramme résultant correspondant, avec ses principales caractéristiques : débit de pointe, temps d'écoulement, volume écoulé, etc...

La durée de la pluie la plus pénalisante est assimilable au temps de concentration de l'assemblage des bassins versants élémentaires étudié. C'est pourquoi, l'utilisation de ce modèle hydrologique est souvent conçue comme un préalable à toute modélisation hydraulique des écoulements réels dans un réseau d'assainissement donné.

Nota :

Des développements plus récents, prenant en compte les moyens logiciels actuels, permettent de mettre en œuvre des transformations « Pluie-débit » de type réservoir linéaire simple et double ainsi que la méthode de l'hydrogramme unitaire.

000

Choix des coefficients

2.1 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement traduit la transformation de la hauteur de la pluie tombée en volume d'eau immédiatement ruisselé. L'instruction technique CG 1333 du 22 février 1949 fournissait une grille de valeurs selon le type d'occupation des sols et des formules de calculs selon la densité de l'habitat.

La nouvelle instruction technique définit le coefficient de ruissellement comme le taux d'imperméabilisation, qui peut être évalué selon des valeurs empiriques (voir planche 2.1) ou des méthodes d'estimation sur la base de documents cartographiques¹.

Pour certains bassins versants hétérogènes, on pourra être amené à pondérer plusieurs coefficients de ruissellement « C » par les surfaces correspondantes pour obtenir le coefficient « C » moyen du bassin versant considéré.

En toute rigueur, le coefficient de ruissellement est aussi fonction de la saturation du sol, il varie donc au cours d'une pluie, c'est pourquoi afin de palier cette évolution du coefficient, il est d'usage de prendre une valeur majorante correspondant à un sol déjà saturé.

En site urbain, cette manière de procéder est justifiée dans la mesure où les pluies de projet retenues sont de courte durée et que les calculs sont effectués en situation extrême (fréquence rare d'occurrence) qui sous-entend une saturation des surfaces imperméabilisées.

2.2 Temps de concentration

La détermination du temps de concentration d'un bassin versant est une étape importante dans la mesure où elle conditionne l'estimation du débit de pointe résultant, en aval du bassin versant considéré, en fonction de la pluie de projet retenue.

¹ Voir document S.T.U. « Méthode d'estimation de l'imperméabilisation » d'après l'étude de MM CHOCAT et SEGUIN - INSA LYON (1986).

Désignation du type d'urbanisation ou d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement moyen *
Centre ville d'agglomération importante, habitat très dense, "Vieille ville"	0.80 - 0.95
Zones d'habitat collectif, banlieue sans jardins ni espaces verts	0.60 - 0.80
Zones d'habitat semi-collectif, quartiers récents avec espaces verts	0.40 - 0.60
Zones résidentielles ou pavillonnaires	0.25 - 0.45
Centre d'agglomération rurale	0.15 - 0.35
Zone artisanale	0.30 - 0.80
Zone industrielle	0.50 - 0.80
Zone portuaire	0.70 - 0.90
Zone ferroviaire	0.20 - 0.35
Terrain de sports et de jeux	0.20 - 0.40
Cimetières	0.40
Chaussées, parkings, voies piétonnes	0.70 - 0.90
Espaces verts	0.10 - 0.25
Jardins et parcs	0.05 - 0.20
Bocage	0.04 - 0.08
Zones cultivées	0.06 - 0.10
Forêts, terrains incultes	0.01 - 0.10
* <i>Les coefficients de ruissellement ne doivent pas être confondus avec les coefficients d'apport. Les zones rurales sont caractérisées par des coefficients de ruissellement souvent faibles mais des coefficients d'apport pouvant être importants.</i>	

Planche 2.1 : Estimation du coefficient de ruissellement en fonction du type d'urbanisation ou d'occupation du sol

Physiquement, le temps de concentration d'un bassin versant constitue sa durée de réponse aux phénomènes pluviométriques. Il correspond sommairement au temps d'écoulement à travers le bassin versant, de la goutte d'eau tombée le plus en amont sur le bassin versant.

Pour les **bassins versants urbains** ($C \geq 0,20$), la formule la plus appropriée résulte des travaux de Monsieur DESBORDES (voir TSM juillet 1984) qui complètent l'instruction technique en prenant en compte l'allongement du bassin versant :

$$T_c = 0,0176 \cdot L^{0,69} \cdot I^{-0,41} \cdot A^{0,184} \cdot Q_p^{-0,354}$$

avec :

T_c : temps de concentration en minutes,
 L : chemin hydraulique en mètres,
 I : pente moyenne en m/m,
 A : surface du bassin versant en hectares,
 Q_p : débit de pointe en m^3/s .

Ce temps de concentration intègre implicitement le stockage des eaux de ruissellement dans les collecteurs d'assainissement.

Pour les **bassins versants ruraux**¹ (imperméabilisation inférieure à 0,20) et même urbains, la formule suivante peut être utilisée :

$$T_c = L / (1,36 \cdot \sqrt{I} \cdot (1 + 5 \cdot C))$$

avec :

T_c : temps de concentration en secondes,
 L : chemin hydraulique en mètres,
 I : pente moyenne en m/m,
 C : coefficient de ruissellement (sans unité).

Cette expression résulte de l'emploi de la formule de l'écoulement à surface libre dite de MANNING-STRICKLER avec un rayon hydraulique de 0,05 m et une approximation du coefficient de rugosité en fonction de l'imperméabilisation.

ooo

¹ Cf ouvrage de R. BOURRIER « les réseaux d'assainissement ».

Réseaux d'assainissement existants

3.1 Calcul du débit capable

Plusieurs chercheurs se sont attachés à établir des lois empiriques liant une hauteur d'eau à un débit pour les écoulements de type fluvial dans les canalisations ou les rivières. Ces lois reposent sur la notion d'équilibre (au sens mécanique) entre la force motrice d'un écoulement, donnée par la pente du radier ou du lit mineur, et les pertes de charge linéaires par frottement (rugosité) sur les surfaces délimitant l'écoulement.

Des développements effectués par MANNING ont conduit à la formule suivante pour l'évaluation de la vitesse moyenne dans un écoulement uniforme :

$$V = k_s \cdot I^{1/2} \cdot R_H^{2/3}$$

avec :

V : vitesse moyenne en m/s,
 k_s : coefficient de rugosité de STRICKLER,
 I : pente moyenne de l'écoulement (ligne d'eau),
 R_H : rayon hydraulique en m.

Le débit de l'écoulement se calcule alors comme le produit de la vitesse moyenne par la section mouillée.

Pour déterminer le débit capable d'une canalisation circulaire, on considérera qu'elle est remplie à pleine section¹ ce qui conduit à la formule suivante :

$$Q_c = k_s \cdot \sqrt{I} \cdot (D/4)^{2/3} \pi \cdot D^2/4$$

avec :

Q_c : débit capable en m³/s,
 k_s : coefficient de STRICKLER,
 I : pente moyenne du fil d'eau en m/m,
 D : diamètre de la canalisation en m.

¹ Le débit maximal pour une canalisation circulaire étant observé à 95 % de remplissage, il vaut 1,07 fois le débit à pleine section.

Pour cette étude, on adoptera la valeur¹ de 60 pour le coefficient de STRICKLER, éventuellement minorée à 50 pour les canalisations de type dalot ou fortement encombrées.

3.2 Détermination du degré de protection

Pour évaluer le degré de protection d'un secteur assaini, on déterminera le rapport :

$$N_p = Q_c / Q_{10}$$

où :

N_p : coefficient de protection,

Q_c : débit capable de la canalisation,

Q_{10} : débit de pointe de fréquence décennale,

et on l'interprétera selon le tableau suivant :

Rapport « N_p »	Degré de protection
2	100 ans
1,6	50 ans
1,25	20 ans
1	10 ans
0,8	5 ans
0,6	2 ans
0,45	1 an

Ces correspondances sont issues d'une part de l'instruction technique et d'autre part de l'ouvrage « les réseaux d'assainissement » de R. BOURRIER.

Pour les secteurs ne présentant pas un degré de protection décennale ($N_p < 1$), il est alors possible de déterminer le déficit d'écoulement en terme de volume débordé ou mis en charge, ce qui permet d'apprécier l'importance des insuffisances et par suite de hiérarchiser les secteurs à problème.

¹ *Telle que préconisée dans l'instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations.*

Pour ce faire on suppose l'hydrogramme généré par la pluie de projet de forme triangulaire avec :

- ♦ hauteur égale à Q_{10} ,
- ♦ base égale à $2 \cdot T_c$ ($2,2 \cdot T_c$ pour la méthode superficielle).

Il s'en suit (théorème de THALÈS) que le déficit d'écoulement s'exprime par :

$$Vd = k \cdot Q_{10} \cdot Tc \cdot (1 - Np)^2$$

avec :

Vd : déficit d'écoulement en m^3 ,

k : coefficient de pondération

= 1 pour la méthode rationnelle,

= 1,1 pour la méthode superficielle (effet de stockage dans les canalisations),

Q_{10} : débit décennal de pointe en m^3/s ,

Tc : temps de concentration en s,

Np : coefficient de protection (< 1),

paramètres dont l'évaluation est précisée dans les paragraphes précédents.

ooo

Dimensionnement des bassins de retenue

4.1 Ouvrage unique

Pour le dimensionnement d'un bassin de retenue, deux méthodes peuvent être utilisées d'après l'Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations préconisée par la Circulaire Interministérielle INT 77-284 du 22 juin 1977.

La **méthode des pluies** qui est fondée sur l'analyse statistique des précipitations, consiste à déterminer la courbe enveloppe des pluies, pour une période de retour fixée, à partir des hauteurs de précipitations observées sur différents pas de temps. Elle fournit un ordre de grandeur du volume à stocker.

La **méthode des volumes** est basée sur le même principe que la méthode des pluies, appliqué non plus à la courbe enveloppe des événements pluvieux observés, mais à la courbe d'intensités moyennes maxima¹ pour une période de retour fixée. Elle conduit alors en une étude mathématique du volume maximal à stocker pour une fréquence donnée, et un débit de vidange fixé.

4.1 Ouvrage unique

Les développements mathématiques de la méthode des volumes sont les suivants :

$$V(t) = Ca \cdot I \cdot S \cdot t - q \cdot t = 10 \cdot Ca \cdot S \cdot a \cdot t^{1+b} - q \cdot t$$

avec :

$V(t)$: volume à stocker à l'instant « t » en m³,

Ca : coefficient d'apport,

S : surface du bassin versant en hectares,

a, b : coefficients de la loi de MONTANA en mm et mn : $I = a \cdot t^b$,

q : débit de vidange en m³/mn,

t : durée des précipitations en mn.

¹ De type loi de MONTANA : $I (mm/mn) = a \cdot t^b (mn)$.

Le volume maximum à stocker est déterminé en résolvant l'équation de la dérivée de l'expression précédente : $dV/dt = 0$, résolution qui fournit dans un premier temps, la durée de remplissage du bassin de retenue « Tr » et par suite le volume maximal à stocker « V_{max} » :

$$Tr = \left[\frac{10 \cdot Ca \cdot S \cdot a \cdot (1 + b)}{q} \right]^{-1/b} \quad \text{et} \quad V_{max} = \left[\frac{-b}{1 + b} \right] \cdot q \cdot Tr$$

avec les unités précédemment définies.

Si maintenant, on intitule « Tv » le temps de vidange du bassin de retenue plein, soit :

$$V_{max} = q \cdot Tv$$

on obtient la relation suivante :

$$Tv = \left[\frac{-b}{1 + b} \right] \cdot Tr$$

relation qui montre que compte-tenu de la valeur moyenne du coefficient « $-b$ » $\approx 0,6$ dans la majorité des cas, le temps de vidange d'un bassin de retenue est pratiquement une fois et demie son temps de remplissage.

En pratique, ce constat permet de dire que si on considère la gestion d'un bassin de retenue sur une journée, il faut dimensionner ce bassin de retenue sur la base d'un temps de remplissage maximal de l'ordre d'une dizaine d'heures.

Nota :

Cette méthode n'est plus applicable lorsque le temps de remplissage du bassin de retenue est du même ordre de grandeur que le temps de concentration du bassin versant, car alors elle surestime le débit de vidange réel dans la phase montante de l'hydrogramme.

4.2 Ouvrages multiples

Dans le cas de régulation des apports d'eaux du ruissellement par des techniques dites alternatives, on peut être amené à disposer plusieurs ouvrages de type bassins de retenue sur un même bassin versant.

Des développements mathématiques sur des formulations d'assemblages d'ouvrages régulateurs qu'ils soient en parallèle ou en série avec les hypothèses suivantes :

- ♦ la durée de la pluie la plus pénalisante (ou durée de remplissage des bassins de retenue) est la même pour tous les ouvrages,
- ♦ la durée de vidange est la même pour tous les ouvrages,

montrent que la règle de répartition (fractionnement) optimale est la suivante :

- ♦ les débits de vidange des ouvrages sont proportionnels aux surfaces d'apport,¹
- ♦ les volumes à stocker sont également proportionnels aux surfaces d'apport.¹

Ainsi dès que le débit de vidange d'un assemblage de bassins de collecte est connu, on en déduit d'une part le volume global à stocker et également la répartition (débit de vidange, volume à stocker) à effectuer pour différents sous-assemblages à réguler.

En cas de régulation à la parcelle, ces valeurs peuvent être ramenées à des valeurs unitaires par hectare imperméabilisé ou par habitation moyennant des hypothèses sur la taille moyenne des lots et leur imperméabilisation.

oooOooo

¹ *Surfaces imperméabilisées collectées en amont de l'ouvrage.*