hydra

hydraulics with QGIS

MANUEL D'ANALYSE

HYDROLOGIE

HYDRA SOFTWARE

www.hydra-software.net

contact@hydra-software.net

Version 4 - 05/03/2023

hydratec
setec

Immeuble Central Seine
42-52 quai de la Rapée
75582 Paris Cedex 12

Email : hydra@hydra.setec.fr

T : 01 82 51 64 02
F : 01 82 51 41 39

Directeur d'affaire : LPT

N°affaire :

Version	Date	Etabli par	Vérifié par	Nb pages	Observations / Visa
1	08/08/2017	LPT			
2	26/12/2018	LPT			
3	21/12/2020	LPT			
4	05/03/2023	LPT			

TABLE DES MATIERES

1 DEFINITION 6

2 FONCTION DE PRODUCTION DE LA PLUIE BRUTE 8

2.1 LA PLUIE DE PROJET SIMPLE TRIANGLE 8
2.2 LA PLUIE DE PROJET DOUBLE TRIANGLE 9
2.3 PLUIE DE PROJET DE FORME QUELCONQUE 12
2.4 PLUIE CAQUOT 12
2.5 PLUIE REELLE 12
2.6 PLUIE REELLE CALCULEE PAR IMAGES RADAR 13

3 FONCTION DE PRODUCTION DE LA PLUIE NETTE 14

3.1 INTRODUCTION 14
3.2 EQUATIONS 14
3.2.1 Méthode du coefficient de ruissellement constant 14
3.2.2 Le modèle Horner 15
3.2.3 Modèle Holtan 15
3.2.4 Méthode Soil Conservation Service modifiée 16
3.2.5 Modèle GR4J 20
3.2.6 Modèle HYDRA 21

4 FONCTION DE PRODUCTION DU RUISSELLEMENT 25

4.1 METHODE DU RESERVOIR LINEAIRE 25
4.1.1 Principe de la méthode 25
4.1.2 Equations 25
4.1.3 Expressions numériques de K (temps de réponse des BV) 26
4.1.4 Méthode d'ajustement du coefficient K au modèle Caquot 27
4.1.5 Estimation des paramètres morphologiques de chaque bassin versant 30
4.2 METHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE SOCOSE 31
4.2.1 Formulation de base 31
4.2.2 Formulation améliorée 32
4.2.3 Expressions numériques de Tc (temps de réponse des BV) 33
4.3 RELATION ENTRE K ET TC 34
4.4 IMPOSITION D'UN DEBIT LIMITE A L'EXUTOIRE D'UN BV ELEMENTAIRE 35

5 ROUTAGE HYDRAULIQUE LE LONG DES COLLECTEURS 36

5.1 FORMULATION DE L'ONDE CINEMATIQUE 36
5.2 RESERVOIR TAMPON AU POINT D'INJECTION 36
5.3 PRISE EN COMPTE DES MISES EN CHARGE ET DES DEBORDEMENTS 37

6 LES OUVRAGES DE DERIVATION ET DE STOCKAGE 38

6.1 DERIVATION DEBIT-DEBIT 38
6.2 DERIVATION COTE-DEBIT 38
6.3 RESERVOIR AVEC DEBIT DE VIDANGE CONSTANT : 40
6.4 RESERVOIR AVEC DEBIT DE VIDANGE VARIABLE EN FONCTION DE LA COTE DE REMPLISSAGE DU BASSIN 40

7 CONSEILS PRATIQUES 41

7.1 ESTIMATION DU DEBIT DE POINTE A L'EXUTOIRE D'UN BASSIN VERSANT 41
7.1.1 Cas d'un bassin versant urbain 41
7.1.2 Cas des bassins versants ruraux ou naturels 41
7.2 DIMENSIONNEMENT DE RESEAUX NEUFS POUR UNE PERIODE DE RETOUR DONNEE 42
1.1.1 Choix de la pluie 42
1.1.2 Choix des méthodes de transformation 42
7.3 ETUDE CAPACITAIRE D'UN RESEAU EXISTANT 42

7.3.1 Choix de la pluie 42
7.3.2 Choix des méthodes de transformation 42
7.4 CALAGE DES LOIS DE PRODUCTION PLUIE-DEBIT A L'AVAL D'UN BASSIN VERSANT 42

Liste des figures :

FIGURE 1-1 : DEFINITION D'UN SOUS RESEAU HYDROLOGIQUE 6
FIGURE 2-1 : DEFINITION DE LA PLUIE SIMPLE TRIANGLE 8
FIGURE 2-2 : DEFINITION DE LA PLUIE DE PROJET DOUBLE TRIANGLE. 9
FIGURE 2-3 : DELIMITATION DES TROIS REGIONS PLUVIOMETRIQUES SUR LE TERRITOIRE FRANÇAIS 11
FIGURE 2-4 : HYETOGRAMME DEFINI PAR UNE COURBE I(T) 12
FIGURE 2-5 : CALCUL D'UNE LAME D'EAU MOYENNE A PARTIR D'UNE PLUIE RADAR. 13
FIGURE 3-1 : MODELE CONCEPTUEL SCS MODIFIE 17
FIGURE 3-2 : MODELE CONCEPTUEL GR4J : 20
FIGURE 3-3 : MODELE CONCEPTUEL HYDRA 21
FIGURE 3-4 : RELATION ENTRE CN ET RFU 22
FIGURE 4-1 : HYDROGRAMME UNITAIRE DE SOCOSE 31
FIGURE 4-2 RELATION ENTRE LES COEFFICIENT CP ET BETA – HYDROGRAMME SOCOSE AMELIORE. 32
FIGURE 5-1 : TRAITEMENT DE LA MISE EN CHARGE D'UN COLLECTEUR AVEC L'ALGORITHME DE ROUTAGE 37
FIGURE 6-1 : SCHEMA DE PRINCIPE – LOI DE DERIVATION Q-Q 38
FIGURE 6-2 : SCHEMA DE PRINCIPE – LOI DE DERIVATION Q-Z 38
FIGURE 6-3 : LOIS D'OUVRAGE DISPONIBLES AVEC LA LOI DE DERIVATION Q-Z 39
FIGURE 6-4 : PRINCIPE DE CALCUL DES RELATIONS Q-Q AVEC LA LOI Q-Z. 39
FIGURE 6-5 : SCHEMA DE PRINCIPE – RESERVOIR RS 40
FIGURE 6-6 : SCHEMA DE PRINCIPE – RESERVOIR RSP 40

Liste des tableaux :

TABLEAU 2-1 : COURBES IDF 10
TABLEAU 3-1 : VALEURS ETP CONSIDEREES PAR DEFAUT 19
TABLEAU 3-2 : TABLEAU DES VALEURS DE CN EN FONCTION DES CARACTERISTIQUES DU SOL. 22
TABLEAU 4-1 : LOIS DISPONIBLES POUR LE CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION TC. 33

1 DEFINITION

Le module hydrologique a pour objet le calcul des apports en un point du réseau principal à partir :

- des données pluviométriques,
- des caractéristiques des bassins versants en amont de ce point,
- des données géométriques des collecteurs du réseau secondaire aboutissant à ce point.

On rappelle qu'un modèle défini avec le logiciel Hydra est composé de deux grands groupes d'entités de modélisation :

- un sous ensemble d'arborescences hydrologiques,
- le réseau hydraulique proprement dit.

Une arborescence hydrologique est connectée à l'aval au réseau hydraulique par l'intermédiaire de l'objet « hydrograph ». Ce principe d'architecture est illustré par le schéma suivant :

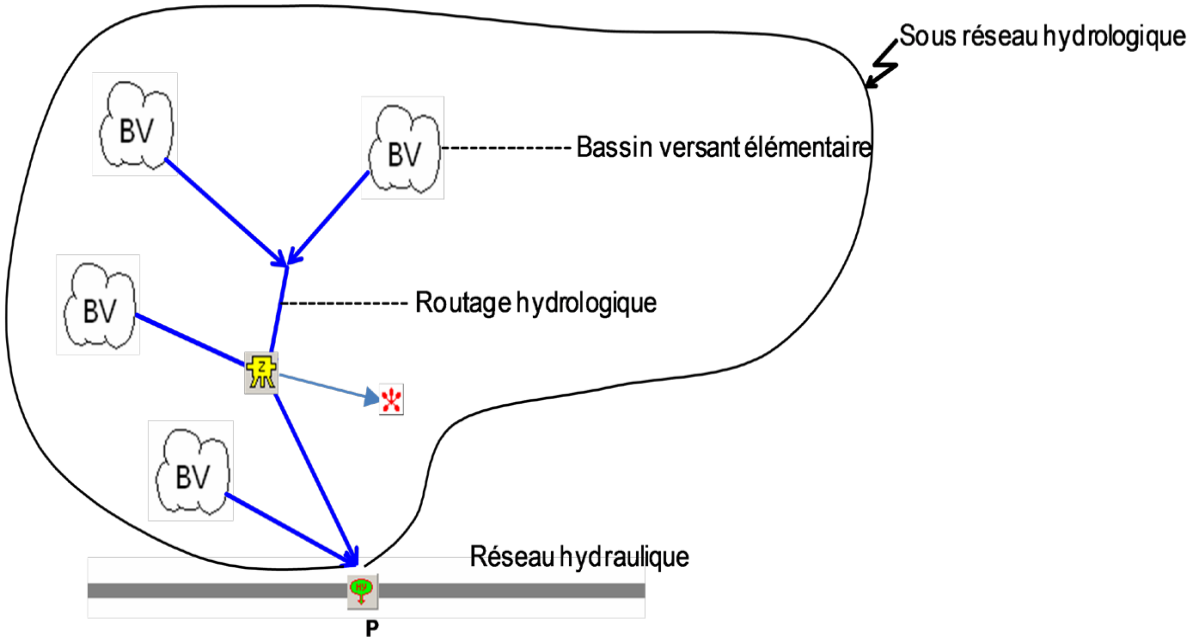


Figure 1-1 : définition d'un sous réseau hydrologique

On distingue trois étapes de calcul dans l'exécution d'un scénario de simulation :

- Etape 1 : calcul de génération et de routage des apports le long du réseau secondaire (formé la juxtaposition d'arborescences hydrologiques) et stockage des hydrogrammes ruisselés dans un objet « hydrograph ».
- Etape 2 : calcul d'apports complémentaires via le paramétrage de l'objet « hydrograph », notamment des apports de temps sec et des hydrogrammes définis par des fichiers externes, puis génération pour chaque point d'apport d'un hydrogramme résultant , que l'on stocke temporairement dans un fichier,
- Etape 3 : simulation du réseau hydraulique avec comme données hydrologiques d'entrée les hydrogrammes générés dans l'étape 2.

Le présent manuel décrit les principes génération et de calcul correspondant à l'étape 1.

On examine successivement :

- le calcul de la pluie brute tombant sur chaque Bv élémentaire,
- le calcul de la pluie nette,
- le calcul de ruissellement à l'exutoire de chaque bassin
- le routage des hydrogrammes le long du réseau secondaire.
- Le fonctionnement des ouvrages de stokage-dérivation.

2 FONCTION DE PRODUCTION DE LA PLUIE BRUTE

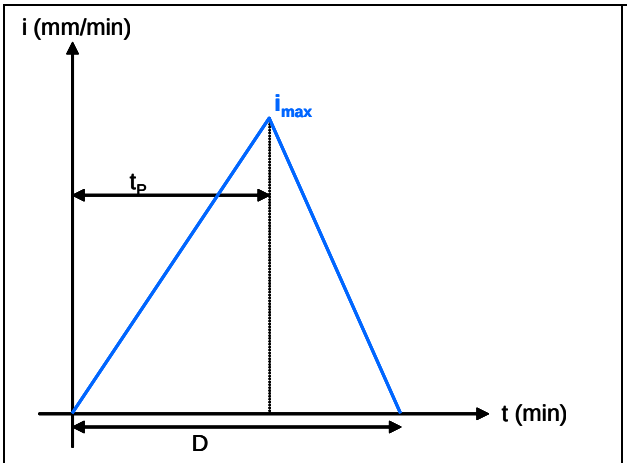
HYDRA reconnaît 6 différents types de pluies :

- PPST : pluie de projet de forme simple triangle,
- PPDT : pluie de projet de forme double triangle,
- PPHY : pluie de projet de forme quelconque,
- PR : pluie réelle en hauteur cumulée,
- PRAD : pluie réelle calculée par images radar,
- CAQ : pluie type Caquot.

2.1 LA PLUIE DE PROJET SIMPLE TRIANGLE

Cette pluie, supposée uniforme à l'intérieur d'un rayon donné, est définie par un hyétogramme en forme de triangle simple, construit à partir des paramètres suivants fournis par l'utilisateur :

- Le rayon d'action : emplacement et dimensions,
- Les coefficients de Montana,
- La période de retour,
- La durée de la pluie,
- L'instant du pic.



D : durée totale de la pluie (mn)

t_P : instant du pic (mn)

i_{max} : intensité maximale de la pluie (mm/mn)

Figure 2-1 : définition de la pluie simple triangle

La méthode de construction de cette pluie fictive est celle préconisée par le LHM à partir des coefficients de Montana (a, b) (cf. figure 2.3). Ceux-ci permettent de relier l'intensité moyenne d'une averse et sa durée pour une période de retour T donnée :

$$i(T) = a \cdot D^b$$

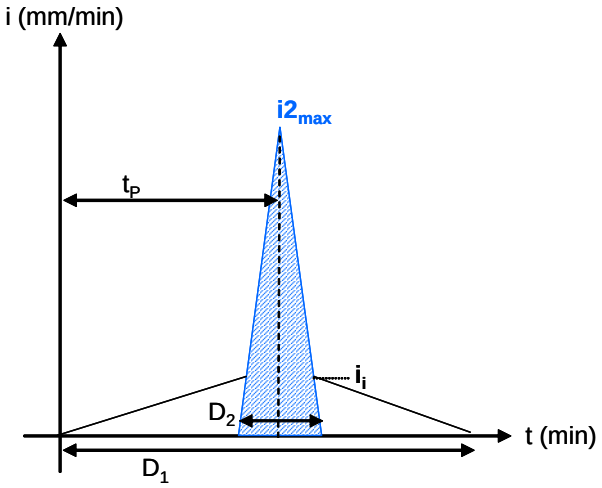
avec i : intensité moyenne (mm/min), D : durée totale (min) et $i_{max} = 2*i_{moy}$

La pluie de projet simple triangle convient pour des bassins versants à réponse rapide, inférieure à 30 min. Au-delà, il faut sélectionner une pluie double triangle.

2.2 LA PLUIE DE PROJET DOUBLE TRIANGLE

Cette pluie, supposée uniforme à l'intérieur d'un rayon donné, est définie par un hyétogramme en forme de double triangle, construit à partir des paramètres suivants :

- Le rayon d'action : emplacement et dimensions,
- La durée totale de l'épisode pluvieux et la période de retour associée,
- Les coefficients de Montana associés à l'épisode pluvieux,
- La durée de l'épisode pluvieux intense et la période de retour associée,
- Les coefficients de Montana associés à l'épisode pluvieux intense,
- L'instant du pic pluvieux.



D_1 : durée totale de la pluie (mn)

D_2 : durée de l'épisode intense (mn)

t_P : instant du pic (mn)

$i2_{max}$: intensité maximale de la pluie (mm/mn)

i_i est calculée de sorte que la surface non hachurée soit égale à HM1-HM2.

Figure 2-2 : définition de la pluie de projet double triangle.

Il faut respecter la double inégalité :

- D2 ≤ 2 heures
- D1 ≥ 2 heures (en général D1 peut être fixé à 4 heures)

De plus, les études menées notamment par le LHM montrent que la période de retour T2 doit être choisie environ deux à trois fois plus faible que T1.

La lame d'eau totale est calculée par l'expression :

$$HM_1 = (HM_1^*) * \left(\frac{D_1}{120}\right)^{\beta}$$

où HM_1^* est la lame d'eau tombée pour une pluie de période de retour T1 et de durée 2h (calculée avec a_1 et b_1 coefficients de Montana de l'épisode total) et D_1 est la durée de l'épisode total exprimée en minutes.

β est un coefficient déterminé par COLIN et BEDEL pour des durées supérieures à 120 minutes, compris entre 0,22 et 0,29 suivant les régions. On a sélectionné dans le code une valeur unique moyenne égale à 0,260

La lame d'eau de l'épisode intense (surface hachurée) est calculée par l'expression :

$HM_2 = a_2 * D_2^{b_2} * D_2$ où a_2 et b_2 sont les coefficients de Montana de l'épisode intense et D_2 sa durée en minutes.

Par rapport à une utilisation classique, des coefficients (a_1, b_1) pour la durée totale D_1 cette procédure majore la valeur HM_1 résultante.

Remarque : Sélection des durées DT et D_2

Pour maximiser le débit de pointe, la durée DT pour la pluie simple triangle ou D_2 pour la pluie double triangle doit être choisie égale au temps de réponse du bassin versant.

Dans le cas de réseaux accueillant plusieurs bassins versants de taille et de morphologie contrastées, on testera plusieurs hyétogrammes avec des durées différentes et on retiendra les résultats les plus pessimistes. Pour le dimensionnement de réseaux de faible étendue géographique, on peut également sélectionner une méthode de construction dérivée de la méthode Caquot, décrite à la section 4.1.3.

Courbes IDF et hauteurs H(t, T) préconisées par l'Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations

Période de retour T	Paramètres		Durée t (mn) et hauteurs (mm)			
	a(T)	b(T)	15	30	60	120
REGION I						
10 ans	5.9	- 0.59	18	24	31.	42
5 ans	5.0	- 0.61	14.	19	24.	32.5
2 ans	3.7	- 0.62	10.	13.5	17.	23
1 an	3.1	- 0.54	8	10.5	13.	17.5
REGION II						
10 ans	6.7	- 0.55	32.	31	42.	58
5 ans	5.5	- 0.57	17.	23.5	32	43
2 ans	4.6	- 0.62	13	17	22	28.5
1 an	3.5	- 0.62	10	12.5	16.	21.5
REGION III						
10 ans	6.1	- 0.44	28	41	60.	39
5 ans	5.9	- 0.51	22	31	44	61.5
2 ans	5.0	- 0.54	17.	24	33	45
1 an	3.8	- 0.53	13.	19	26	36

Tableau 2-1 : courbes IDF

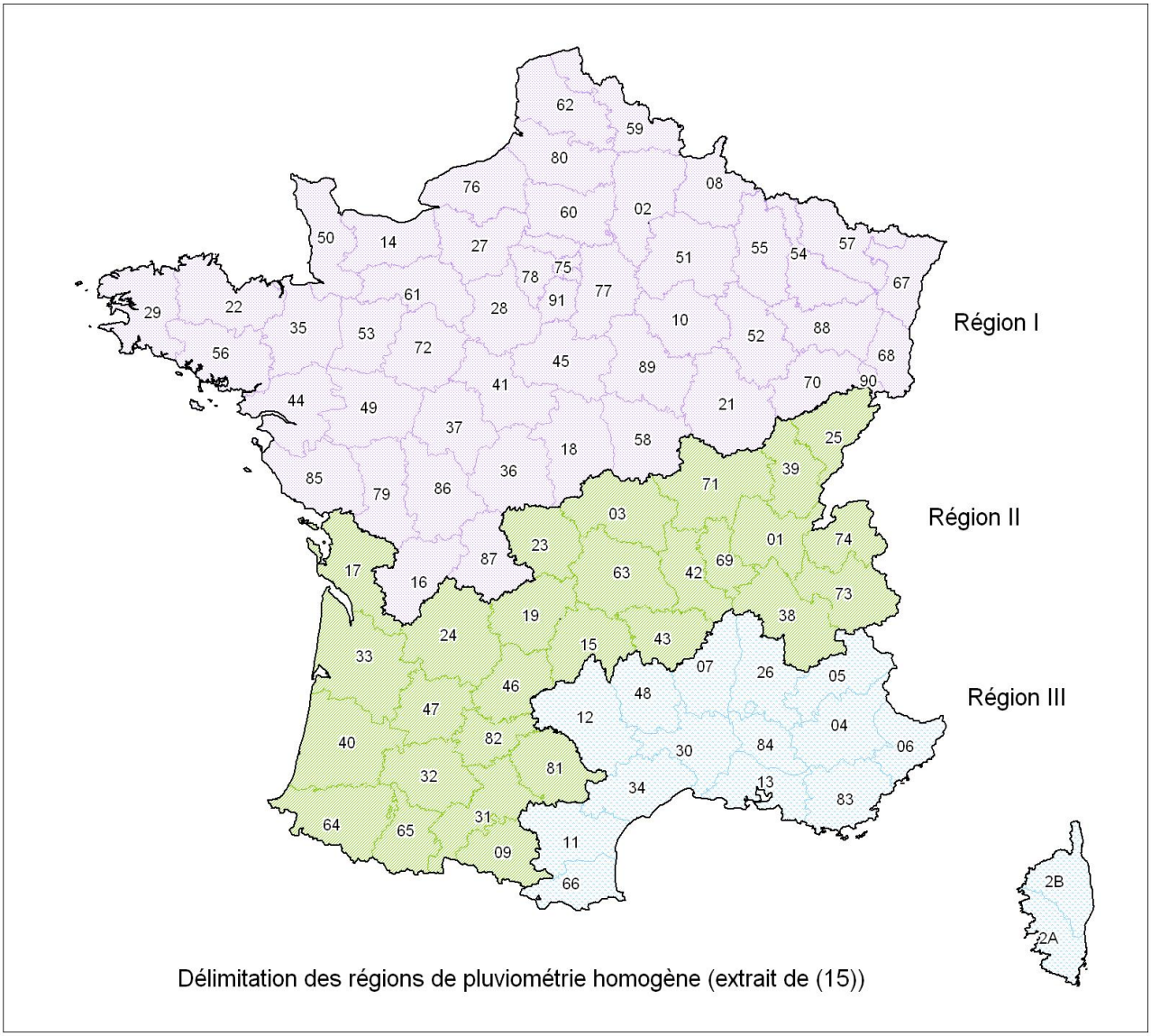


Figure 2-3 : délimitation des trois régions pluviométriques sur le territoire français.

2.3 PLUIE DE PROJET DE FORME QUELCONQUE

Cette pluie est définie par une courbe temps-intensité comme suit :

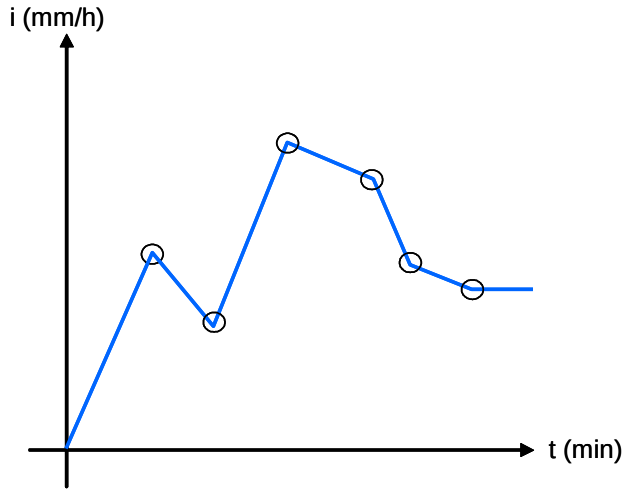


Figure 2-4 : hyétogramme défini par une courbe I(t)

Il faut en outre rentrer le rayon d'action de la pluie et les coordonnées de l'épicentre.

La pluie est supposée uniforme à l'intérieur du rayon d'action, elle est nulle à l'extérieur.

2.4 PLUIE CAQUOT

Cette pluie, qui n'a rien de physique, est caractérisée par un hyétogramme de forme doublement triangulaire de durée différente pour chaque bassin versant élémentaire. Cette durée est ajustée pour satisfaire le débit de pointe donné par la méthode Caquot à l'exutoire de chaque bassin versant élémentaire : la durée de la pluie est égale au temps de concentration du bassin versant.

Cette méthode a l'avantage sur la méthode classique de Caquot, de fournir des hydrogrammes et des débits de pointe, et donc de permettre de dimensionner des réseaux étendus et de nature très hétérogène.

2.5 PLUIE RÉELLE

Une pluie réelle est définie par une série d'enregistrements pluviographiques répartis sur la zone d'étude.

Chaque enregistrement consiste en une courbe discrétisée hauteur de pluie cumulée (mm) en fonction du temps.

Le calcul du hyétogramme moyen tombant sur chaque bassin versant peut se faire suivant deux méthodes différentes :

1. **La méthode Thyssen**

A chaque bassin versant élémentaire est affecté un hyétogramme qui est celui de la station la plus proche de son centre de gravité.

2. La méthode d'interpolation par pondération des distances

L'intensité au temps t est calculée au centre de gravité (x, y) de chaque BV par l'expression :

$$I(x, y) = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left(I_i / d_i^2 \right)}{\sum_{i=1}^{n} \left(1 / d_i^2 \right)}$$

Où :

n : nombre de pluviographes

d_i : distance entre le centre de gravité (x, y) et le pluviographe i.

2.6 PLUIE RÉELLE CALCULÉE PAR IMAGES RADAR

L'intensité de pluie affectée à chaque bassin versant j hbv(j) est déduite de celle des mailles radar H(i) par pondération à la surface élémentaire issue de l'intersection entre les bassins versants et les mailles radar Sbv(ij).

$$hbv(j) = \frac{\sum_{i=1}^{i=M} H(i) * Sbv(ij)}{\sum_{i=1}^{i=M} Sbv(ij)}$$

avec M = nombre de mailles intersectées par le bassin versant j

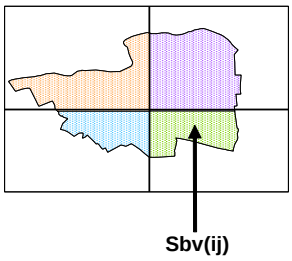


Figure 2-5 : calcul d'une lame d'eau moyenne à partir d'une pluie radar.

Pour paramétrer ce type de pluie il faut disposer :

- d'un fichier de correspondance définissant pour chaque bassin versant la répartition de sa surface entre les M mailles intersectées par le bassin versant.
- d'un fichier des données pluviométriques donnant au pas de temps de 5 min l'intensité de la pluie en mm/h sur chaque maille radar où la lame d'eau est non nulle.

3 FONCTION DE PRODUCTION DE LA PLUIE NETTE

3.1 INTRODUCTION

Les pluies brutes sont celles enregistrées par un pluviographe tandis que les pluies nettes sont celles qui ruissellent. La différence entre les deux constitue les pertes (infiltration/percolation dans le sol, évapotranspiration, etc.).

Dans la version actuelle d'HYDRA, six fonctions de production des pluies nette sont retenues : coefficient de ruissellement constant (modèle Cr), modèles Horner, Holtan, SCS, GR4J et HYDRA.

Les modèle Cr et Horner s'appliquent aux bassins versants urbains pour lesquels le taux d'imperméabilisation est généralement supérieur au coefficient de ruissellement. Les autres modèles s'appliquent aux bassins versants périurbains et ruraux : ils tiennent compte explicitement du phénomène d'infiltration et de saturation du sol .

3.2 EQUATIONS

3.2.1 Méthode du coefficient de ruissellement constant

La lame d'eau $Q_e(t)$ est reliée à tout instant à l'intensité de la pluie brute i(t) par :

$$Q_e(t) = C_r * i(t) * \frac{1}{360}$$

où le coefficient de ruissellement C_r est constant.

Dans le cas de pluies de projet, il est recommandé de choisir C_r égal au coefficient d'imperméabilisation.

Dans le cas de pluies réelles, il faut distinguer deux cas :

- Si les bassins versants sont urbanisés le coefficient de ruissellement reste généralement très inférieur au coefficient d'imperméabilisation, le rapport C_r/C_{imp} peut typiquement varier entre 0,4 et 1,0 selon l'importance de l'épisode pluvieux. La méthode Horner donne des résultats satisfaisants à condition de pouvoir calculer les coefficients sur des enregistrements pluviométriques.
- Si le bassin versant est de type rural, aucune règle ne peut fournir d'estimation pour C_r, il faut disposer de mesures pour caler ce coefficient ou plutôt utiliser un modèle prenant en compte explicitement les effets de sol.

Ce modèle très simple donne généralement des résultats satisfaisants pour les bassins versants urbains (coefficient d'imperméabilisation supérieur à 20%) et des épisodes pluvieux de hauteurs de précipitation comprises entre 5 et 25mm. En deçà de 5mm les pertes initiales ne peuvent être ignorées. Au-delà de 25 mm le coefficient de ruissellement tend à augmenter pour tendre vers le coefficient d'imperméabilisation pour les très fortes pluies.

Hydra offre des options de calcul correctif pour tenir compte de ces effets (cf. la note « options de calculs »)consultable via les menu du gestionnaire de scénarios).

3.2.2 **Le modèle Horner**

L'évolution au cours du temps des pertes liées au taux d'imperméabilisation constaté à la surface du BV, s'écrit :

$$C_p(t) = \alpha * \exp^{-\beta * P_a(t)}$$

C_p (t) = coefficient de perte durant un pas de temps dt

P_a (t) = pertes cumulées depuis le début de l'averse (mm)

α et β sont les paramètres du modèle, fonction des caractéristiques du BV. Le coefficient α exprime les pertes globales au début de l'averse (évapotranspiration et infiltration), alors que β croît avec le taux d'imperméabilisation.

Théoriquement, les coefficients α et β varient d'un BV à l'autre pour une même zone d'étude. D'où la nécessaire étude de calage sur un certain nombre de BV expérimentaux pour en déduire les valeurs moyennes applicables à l'ensemble des BV de la zone d'étude.

On peut citer, à titre indicatif, une étude de calage du modèle effectuée sur les réseaux du Val-de-Marne, qui a donné :

α = 0,60 et β = 0,118

La lame d'eau qui ruisselle $Q_e(t)$ est reliée à l'intensité de la pluie i(t) et au coefficient de perte C_p par l'expression :

$$Q_e(t) = C_{imp} * S * (1 - C_p) * i(t) * \frac{1}{360}$$

Q_e (t) : exprimé en m^3/s

C_{imp} : coefficient d'imperméabilisation

i(t) : intensité de la pluie en mm/h

S : surface du bassin versant en ha

3.2.3 **Modèle Holtan**

Les pertes au cours du temps par infiltration sont données par :

$$f(t) = F_c + A \left[1 - \frac{L(t)}{T}\right]^k$$

f(t) : vitesse d'infiltration dans le sol à l'instant t (mm/h)

L(t) : cumul des lames d'eau infiltrées jusqu'à l'instant t depuis le début de l'averse (mm)

F_c : vitesse d'infiltration de saturation (mm/h)

A : vitesse d'infiltration à sec (mm/h)

T : capacité de stockage potentiel du sol (mm)

K : paramètre du modèle pris égal à 0,7

Les coefficients Fc, A et T font partie des caractéristiques de chaque BV.

Pour les BV ruraux, avec un taux d'imperméabilisation inférieur à 20 %, on peut avancer les fourchettes de valeurs suivantes :

F_c = 2 à 5 mm/h

A = 10 à 50 mm/h

T = 10 à 100 mm

De bons calages ont été obtenus avec cette méthode au cours d'études récentes sur des bassins versants naturels de quelques milliers d'hectares.

Avec ce module, les pertes sont appliquées à la surface totale du bassin versant. La lame d'eau qui ruisselle est donnée par l'expression :

$$Q_e(t) = S * [i(t) - f(t)] * \frac{1}{360}$$

3.2.4 Méthode Soil Conservation Service modifiée

a) Principe de la méthode

Cette méthode, proposée à l'origine par le « Soil Conservation Service » n'est applicable que pour des bassins versants ruraux.

Le modèle de production de la pluie nette et du ruissellement adopté est illustré par le schéma page suivante :

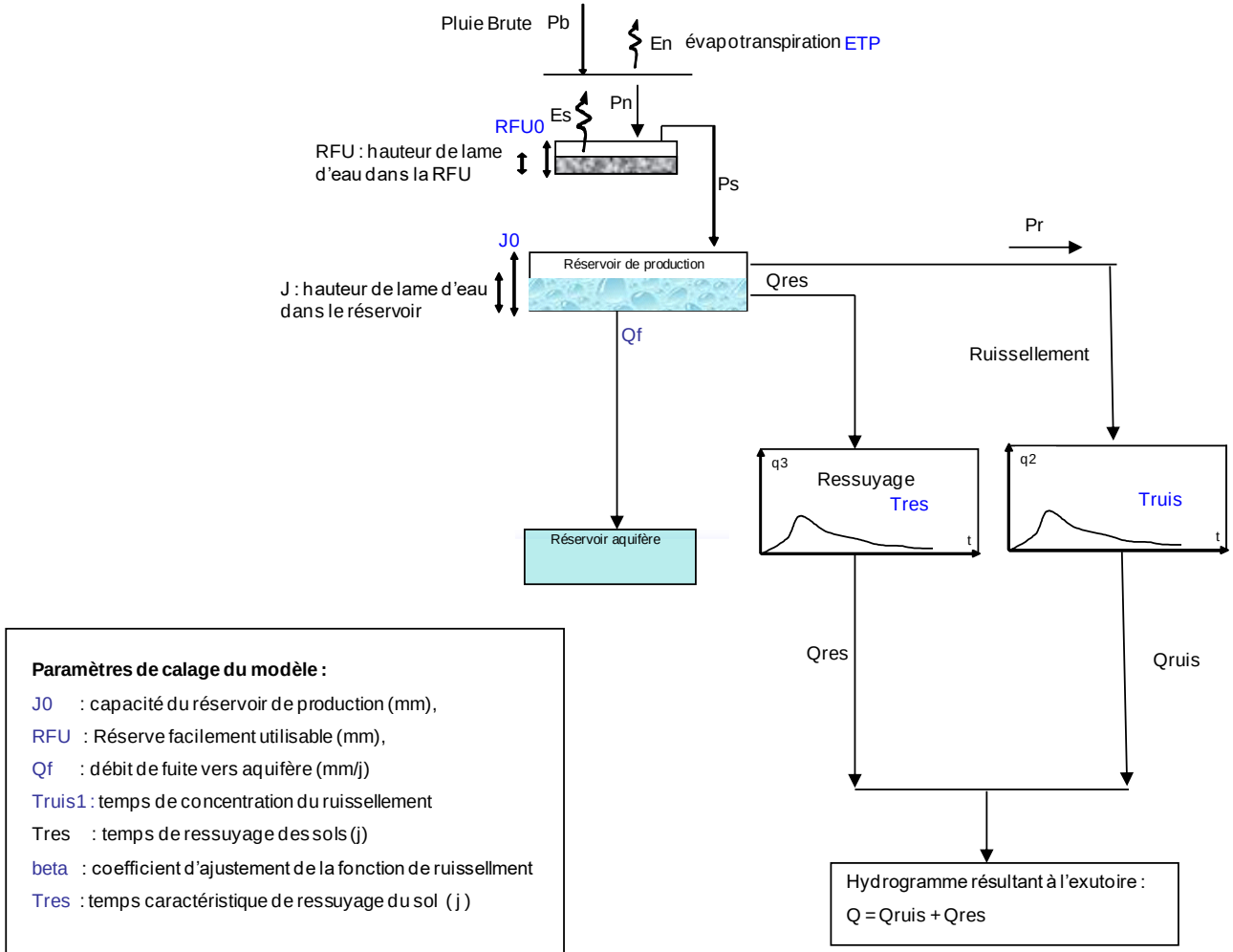


Figure 3-1 : Modèle conceptuel SCS modifié

Dans la formulation SCS la hauteur cumulée de lame d'eau ruisselée entre les instants 0 et t est donnée par :

$$\Pr cum(t) = \frac{(Pscum(t) - 0.2 \times J_0)^2}{Pscum(t) + 0.8 \times J_0}$$

Où J_0 est la hauteur d'interception potentielle en mm et Pscum(t) est la hauteur cumulée de lame d'eau précipitée dans la couche superficielle du sol.

Lorsque Pscum(t) < 0,2 J_0 on choisit Prcum(t) = 0 (pas de ruissellement)

Une formulation alternative consiste à exprimer le coefficient de ruissellement instantané C en fonction de la hauteur de lame d'eau J dans le sol. Après calcul et ajustement on obtient l'expression suivante :

$$C = 1.15 \times \left(\frac{J}{J_0} - 0.2 \right)^{0.7}$$

On peut montrer que l'équation ci-dessus donne des résultats très proches de la formulation SCS.

La variation de J entre 2 pas de temps est donnée par l'expression :

$$\frac{dJ}{dt} = i_s - i_{res} - C \times i_s$$

i_s est l'intensité de précipitation précipitée dans le sol au temps t,

i_{res} est un débit de ressuyage égal à :

$i_{res} = \frac{i_s}{T_{res}}$ T_{res} est un temps de ressuyage exprimé en jours.

Dans la méthode SCS originelle, i_{res} est mis à zéro. Ce paramètre a été introduit dans le cas d'une simulation de longue durée (plusieurs jours) dans laquelle le ressuyage de sols entre deux séquences pluvieuses peut être significatif.

Les paramètres à définir pour le calcul de la pluie nette sont :

- J0 : capacité du réservoir de production,
- RFU : réserve facilement utilisable,
- Tres : temps de ressuyage.

Le débit de fuite Qf0 est considéré nul.

La RFU ne participe pas directement au ruissellement : il est rempli par les précipitations brutes et se vide par évapo transpiration. L'ETP est modulée en fonction de la saison comme suit :

Jour (compté depuis le 01 janvier)	ETP (mm/j)
9	0.4
32	0.4
60	1.0
81	1.6
137	3.4
186	4.1
245	3.2
289	1.45
335	0.4
365	0.4

Tableau 3-1 : valeurs ETP considérées par défaut.

b) Remarque sur la méthode Soil Conservation Service

Le SCS propose une table de valeurs pour J_0, en fonction de la capacité d'infiltration du sol et du type de couvert végétal.

Cette méthode a été mise au point pour estimer le ruissellement total d'une pluie journalière de période de retour donnée. L'expérience montre qu'elle donne de bons résultats sur des bassins versants hydrologiques de grande étendue, avec des temps de réponse de l'ordre de la journée ou plus. Elle est néanmoins tout à fait utilisable sur des bassins versants de petite taille, à condition de disposer de mesures pluviométriques et hydrométriques pour caler les paramètres du modèle.

Les méthodes Holtan et SCS reflètent des conceptions différentes des hydrologues sur les mécanismes d'échange des flux d'eau dans le sol. En pratique ces deux méthodes donnent des résultats relativement voisins après calage des paramètres d'ajustement.

3.2.5 **Modèle GR4J**

Ce modèle a été mis au point par le CEMAGREF (aujourd'hui l'IRSTEA). Il été appliqué et calé sur de nombreux bassins versants de tailles et de caractéristiques très variées. Il repose sur le schéma conceptuel suivant :

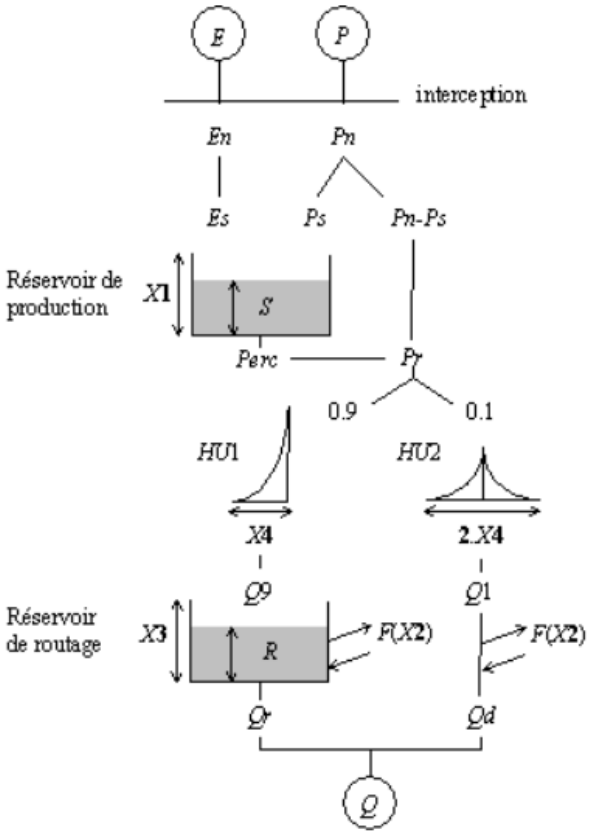


Figure 3-2 : modèle conceptuel GR4J :

Ce modèle nécessiter de caler 4 paramètres pour chaque bassin versant :

- ***X*1** : capacité du réservoir de production (mm),
- ***X*2** : coefficient d'échanges souterrains (mm/jour),
- ***X*3** : capacité à un jour du réservoir de routage (mm),
- ***X*4** : temps de base de l'hydrogramme unitaire *HU*1 (jours).

Il est difficile de déduire ces paramètres de considérations physiques sur les caractéristiques du bassin versant. Néanmoins l'IRSTEA met à disposition un utilitaire permettant un calage automatique de ces paramètres sur des données observées sur une année hydrologique, comprenant :

- Les données ETP,
- Les débits journaliers observée à l'exutoire du BV,
- Le lame de de précipitation journalière moyennée sur le bassin versant.

A noter que le modèle calcul directement la pluie nette et l'hydrogramme ruisselé à l'hydrogramme du BV : les deux étapes : production de la pluie nette et production du ruissellement sont agrégées.

3.2.6 Modèle HYDRA

a) Présentation

Les deux modèles initiaux « Hydra perméable » et « Hydra imperméable » sont refondus en un seul modèle avec des options permettant de choisir entre plusieurs lois. Ce modèle repose sur le schéma conceptuel suivant :

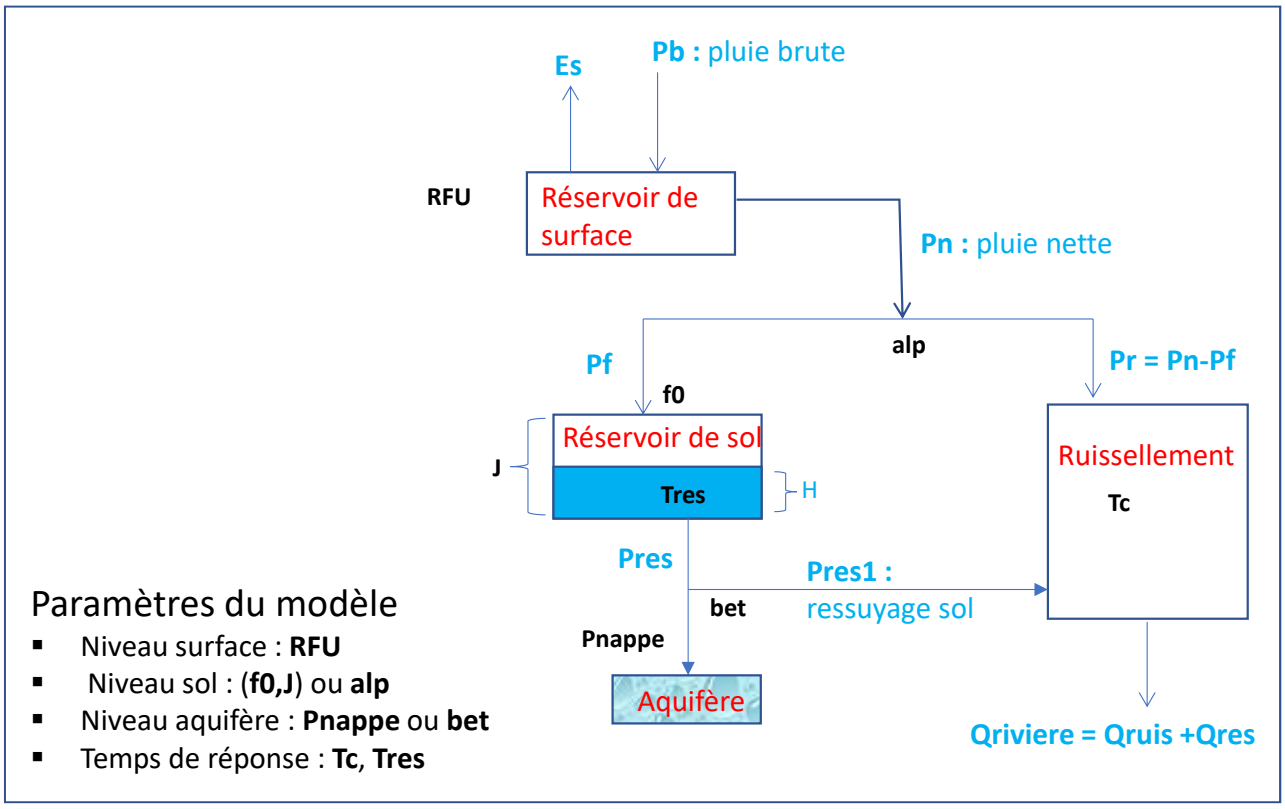


Figure 3-3 : modèle conceptuel HYDRA

Le processus décrit par le modèle Hydra est décomposé en quatre étages :

Etage 1 : Réservoir de surface :

Ce réservoir est caractérisé par le paramètre **RFU** (Réserve facilement Utilisable) : capacité du sol superficielle à retenir l'eau précipitée. Il modélise les échanges entre la pluie brute, les pertes par évapotranspiration et le sol intermédiaire.

La RFU est reliée au « *Curve Number* » : **CN** par la relation :

$$CN = \frac{1000}{10+\frac{RFU}{25.4}} \qquad RFU = 25.4\left(\frac{1000}{CN} - 10\right)$$

Où RFU est exprimé en mm.

Le paramètre CN est un paramètre compris entre 0 et 100 ; il varie selon l'occupation du sol, sa composition, sa texture et sa pente.

Le tableau ci-après précise les valeurs de référence sélectionnées en fonction de ces différents paramètres :

Utilisation du sol	Pente transversale du bassin versant (perpendiculaire au cours d'eau)	Condition hydrologique	Classe de sol			
			A	B	C	D
Culture intensive	<3%	Pauvre	63	74	80	82
		Bonne	60	70	78	81
	3-8%	Pauvre	65	76	84	88
		Bonne	63	75	83	87
	>8%	Pauvre	72	81	88	91
		Bonne	67	78	85	89
Culture extensive	<3%	Pauvre	39	61	74	80
		Bonne	25	40	70	78
	3-8%	Pauvre	49	69	79	84
		Bonne	39	61	74	80
	>8%	Pauvre	68	79	86	89
		Bonne	49	69	79	84
Boisé	<3%	Pauvre	25	55	70	77
		Bonne	22	53	65	74
	3-8%	Pauvre	41	63	75	81
		Bonne	25	55	70	77
	>8%	Pauvre	47	68	80	84
		Bonne	41	63	75	81
Résidentielle		Dense	73	83	88	90
		Peu dense	59	74	82	86

Conditions hydrologiques
Pauvre : Faible couvert végétal et conditions limitant l'infiltration
Bonne : Bon couvert végétal et conditions favorisant l'infiltration

Classes de sol
A : Graviers et sables grossiers (infiltration élevée); **B**: Sables moyens et fins (infiltration moyenne); **C** : Sables fins mal drainés, sols limoneux et argiles perméables (infiltration passable); **D** : Argiles lourdes et sols minces (infiltration faible)

Source : Laroche et Champagne (1989)

Tableau 3-2 : tableau des valeurs de CN en fonction des caractéristiques du sol.

La correspondance entre les paramètres CN et RFU est visualisée comme suit :

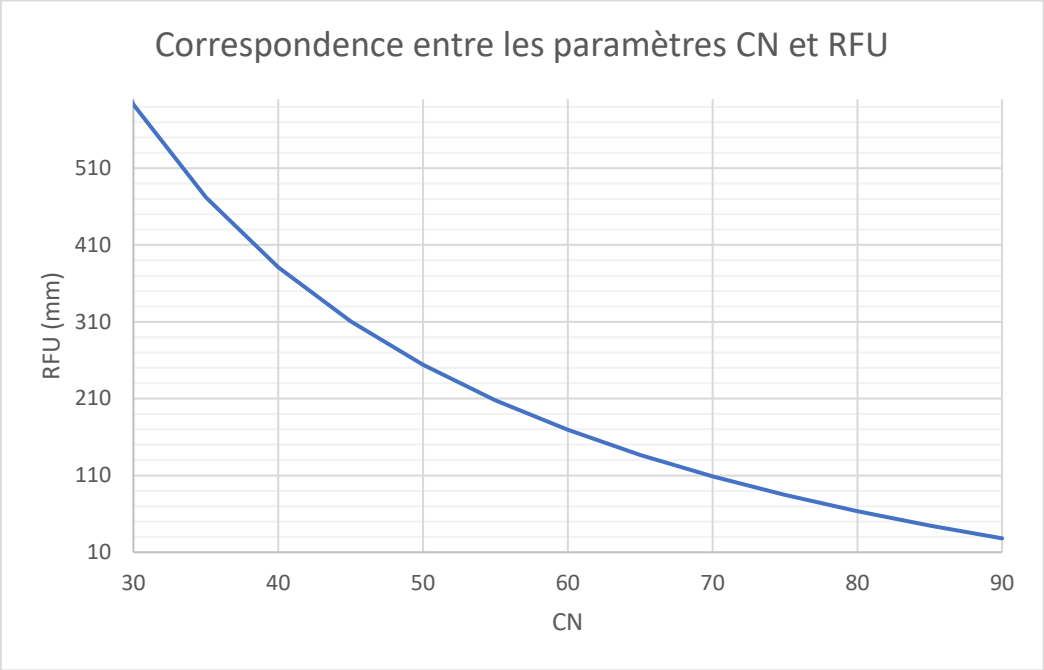


Figure 3-4 : relation entre CN et RFU

Le calcul de la pluie nette Pn est régi par la loi SCS présentée au §3.2.4.

Etage 2 : Réservoir de sol

La pluie nette est générée par un excès d'humidité dans la RFU. Une partie de cette lame d'eau ruisselle en surface, l'autre rejoint la couche de sol intermédiaire. Deux loi de partage mutuellement exclusives sont proposées :

- Le mode « Split » : la lame d'au ruisselée représente une fraction constante de la pluie nette : Pr = **alp** x Pn et Pf = (1.-**alp**) x Pn

- Le mode « Rate » : la lame d'eau rentrant dans le sol est gouvernée par l'équation : Pf =**f0** x (1. -H/**J**) et Pr = Pn -Pf

En pratique :
- le mode Split est sélectionné pour les sols à fort pouvoir d'infiltration.
- Le mode Rate convient pour les sols à fort pouvoir de ruissellement.

D'un point de vue physique le réservoir de sol est assimilable à la couche insaturée comprise entre le toit de la nappe aquifère et la couche superficielle occupée par la RFU.

Etape 3 : Ressuyage du sol et nappe Aquifère

L'eau accumulée dans le sol percole vers la rivière avec une loi de retard contrôlée par le paramètre **Tres.** Une partie de cette eau rejoint la nappe aquifère et représente une perte pour le cycle hydrologique annuel.

La loi de partage retenue est de type « split » : la lame d'eau Pres1 raccordée à la rivière est une fraction fixe de la lame d'eau relâchée par le réservoir de sol :

Pres1 = **Bet** x Pres et Pnappe = (1-**Bet)** x Pres1

La fraction rejoignant la nappe aquifère est contrainte en pratique par un débit d'infiltration maximum défini par le paramètre **Pnappe** (en mm/j), qui traduit la perméabilité verticale de la nappe aquifère : le débit capté par la nappe aquifère est limité par ce paramètre ; le débit excédentaire est évacué vers la rivière et donc perdu pour la nappe aquifère.

Ce paramètre ne joue un rôle que pour les précipitations majeures, susceptibles de générer des crues de nappe dans des sols perméables. Il n'est pas limitant pour les crues ordinaires.

Etape 4 : Apport dans le cours d'eau

La lame d'eau ruisselée Pr est transformée en débit ruisselé Qruis via la méthode de l'hydrogramme unitaire. Le paramètre contrôlant cette transformation est le temps de concentration Tc. De même la quantité Pres1 est transformée en débit de ressuyage Qres via une multiplication par la surface de bassin versant. Le débit d'apport à la rivière est égal à :

Qrivière =Qres +Qruis

b) Relations entre les processus modélisés par le modèle Hydra et un modèle hydro géologique détaillé

Le modèle présenté ci-dessus est un modèle global semis distribué, conçu pour reproduire à l'échelle annuelle le cycle de l'eau entre les précipitations et les débits des cours d'eau ; les processus dans la couche de sol intermédiaire sont globalisés : le calage du modèle sur un bassin versant permet de décrire le cycle hydrologique du cours d'eau à l'échelle d'une année hydrologique de septembre à septembre de l'année suivante. D'un point de vue hydrologique le débit capté par la nappe aquifère correspond à une perte car l'échelle de temps caractérisant les relations entre la nappe aquifère et le cours d'eau est pluri annuel.

Le modèle hydrologique modélise les échanges nappe-rivière à l'aide d'un modèle hydrodynamique maillé mono ou multicouches verticales.

Il est alimenté par le modèle hydrologique via le paramètre Pf (figure 2.3) sous forme d'une lame d'eau en mm/j par bassin versant.

Ce modèle régit les échanges détaillés entre mailles et entre couches via des lois dérivées de Darcy.

Si les deux modèles sont bien calés, ils devraient restituer les mêmes hydrogrammes globaux restitués vers le cours d'eau par ressuyage.

L'objectif premier du modèle hydrologique est la modélisation des échanges dans la nappe aquifère et ses fluctuations interannuelles de niveaux piézométriques en fonction des apports de pluie nette et des prélèvements par pompage.

Cette rapide présentation illustre les spécificités de chaque modèle, mais aussi les complémentarités entre les deux types de modèles. Elle souligne l'intérêt présenté par le modèle *hydra* pour alimenter un modèle hydrogéologique détaillé : ces deux approches sont fortement interdépendantes.

4 FONCTION DE PRODUCTION DU RUISSELLEMENT

Deux fonctions de transformations sont proposées :

- La méthode du réservoir linéaire, calée sur des sols en milieu urbain,
- La méthode de l'hydrogramme unitaire Socose s' appliquant préférentiellement à des bassins versants ruraux.

4.1 MÉTHODE DU RÉSERVOIR LINÉAIRE

4.1.1 Principe de la méthode

La transformation pluie-débit est basée sur le principe de l'analyse du système. Dans le cas du ruissellement, le système considéré est un « bassin versant » ; l'entrée du système est l'hyétogramme des pluies nettes et la sortie, l'hydrogramme du BV.

La méthode de résolution du système est celle du réservoir linéaire. Chaque BV est vu comme un **réservoir qui temporise** l'arrivée des pluies pour en restituer du débit tout en **conservant** le volume. En outre, cette temporisation s'effectue d'une manière **linéaire**.

4.1.2 Equations

Ces deux notions, temporisation linéaire et conservation, se traduisent par les équations suivantes :

- Temporisation linéaire : V(t) = K x Qs (t)
- Conservation du volume : $\frac{dV(t)}{dt} = Qe(t) - Qs(t)$

dans lesquelles :

V(t) = volume de stockage

Qe(t) = débit d'entrée déduit de la pluie nette i(t)

Qs(t) = débit de sortie, hydrogramme de BV

K = coefficient de linéarité de la temporisation, homogène au temps. On l'appelle en général le temps de réponse des BV (Lag Time) en minutes. Il est défini comme étant la durée comprise entre le centre de gravité de l'hyétogramme d'entrée et celui de l'hydrogramme de sortie.

Les intégrales des équations précédentes deviennent :

$$Qs(t) = Qo.\exp^{\left(\frac{-(t-to)}{K}\right)} + \frac{1}{k}\int^{t} Qe(u).\exp^{\left(\frac{-(t-u)}{K}\right)}.du$$

où :

Qo = débit d'entrée à l'instant t = 0

Qo peut être différent de zéro, dans le cas où les effets des pluies antérieures ne sont pas négligeables.

Sous sa forme discrétisée au pas de temps dt, l'équation ci-dessous s'adapte plus facilement à la programmation informatique. Elle s'écrit simplement dans le cas où Qo = 0 :

Qs (t + dt) = C1. Qe (t + dt) + C2. Qe (t) + C3. Qs (t)

Avec :

$$C1 = C2 = \frac{dt}{2K + dt} \qquad \text{et} \qquad C3 = \frac{2K - dt}{2K + dt}$$

4.1.3 Expressions numériques de K (temps de réponse des BV)

Dans la méthode du réservoir linéaire, le seul paramètre de calage explicite est le coefficient K. Ce calage concerne essentiellement la pointe de l'hydrogramme de sortie : temps et débit de pointe.

Plusieurs expressions de K existent dans la littérature et varient d'un cas étudié à l'autre. Dans tous les cas, ces expressions sont complètement différentes selon que le BV est du type « urbain » ou « rural ».

Expression 1 : Desbordes

$K = Ko.\ A^{r1}.\ I^{r2}.\ (1 + C)^{r3}.\ L^{r4}.\ D^{r5.}\ H^{r6}$

Dans laquelle :

Ko = 5,07	A = superficie du BV en (ha)
r1 = 0,18	I = pente équivalente du BV en (%)
r2 = - 0,36	C = coefficient de ruissellement (sans dim)
r3 = - 1,9	L = longueur équivalente du BV en (m)
r4 = 0,15	D = durée de la pluie intense en (mn)
r5 = 0,21	H = hauteur cumulée sur la durée D en (mm)
r6 = - 0,07	

Le domaine d'ajustement de la relation précédente est :

0,4 ha	< A	< 5000 ha
0,2	< C	< 1,0
110 m	< L	< 17 800 m
0,2 %	< I	< 14,7 %
5 mn	< D	< 180 mn
5 mn	< H	< 240 mn

Expression 2 : Desbordes

$K = 5,3\ .\ A^{0,3}\ .\ I^{-0,38}\ .\ C^{-\ 0,45}$

A = superficie du BV en (ha)

I = pente du BV en (%)

C = coefficient de ruissellement (sans dimension)

Les expressions 1 et 2 sont proposées par Desbordes, suite à l'étude de calage sur des mesures expérimentales. L'expression 1 représente une estimation affinée par rapport à l'expression 2, prenant en compte les paramètres (D, H). Desbordes recommande de sélectionner D = 15 min afin d'obtenir des débits de pointe sécuritaires et de rapprocher les résultats de ceux obtenus avec la méthode de calcul Caquot.

Expression 3 : Krajewski

$$K = 2{,}436 . A^{0{,}455} . C_{IMP}^{-0{,}57} . I^{-0{,}127}$$

Cette expression est proposée par JL Bertrand-Krajewski (2022) à partir d'une reprise des données de Desbordes et en utilisant une méthode d'optimisation permettant de ne pas privilégier les valeurs extrêmes.

Valeur de K imposée

Ce modèle permet d'imposer une valeur de K, dans le cas où on dispose de données de calage.

Commentaires

Note importante : Dans l'application Hydra, l'expression 1 est sélectionnée par défaut dans les modèles antérieurs.

4.1.4 Méthode d'ajustement du coefficient K au modèle Caquot

Cet ajustement n'est utile que quand on s'intéresse au problème de dimensionnement réglementaire des ouvrages plutôt que celui du diagnostic d'un réseau.

Rappel de la formule de Caquot

La méthode superficielle de Caquot est décrite dans « Instruction Technique relative à l'Assainissement des Agglomérations du 22 juin 1977 ».

Les fondements de la formule sont rappelés ci-après.

La formule de Caquot est tirée de la formule rationnelle donnant le débit de pointe Q_T correspondant à une intensité moyenne i (T, t_c), ajustée sur le temps de concentration du bassin versant :

$$Q_T = \frac{0{,}9\ C}{6} * i\ (T, tc) * A^{0{,}95} \qquad \text{en } m^3/s$$

A : surface (ha)

i : intensité de la pluie (mm/min)

C : coefficient de ruissellement

i (T, tc) est donné par la formule d'ajustement de Montana :

$i\ (T, tc) = a(T) * t_c^{b(T)}$

a(T), b(T) : coefficients de Montana, définis pour une région et une période de retour donnée

tc : temps de concentration en minutes

Le temps de concentration a été ajusté comme suit :

$tc = 0{,}5 . m^{-0{,}41} . A^{0{,}507} . Q_T^{-0{,}287}$

m : pente moyenne du BV (m/m)

A : surface en ha

En combinant les 3 expressions précédentes, on obtient :

$$Q_T = \frac{c}{6,6} * a * \left[0,5 * m^{-0,41} * A^{0,507} * Q_T^{-0,287}\right]^b$$

Soit en recombinant:

$Q_T = k^{1/u} . m^{v/u} . C^{1/u} . A^{w/u}$

où :

$$k = \frac{a . (0,5)^b}{6,6}$$

$u = 1 + 0,287 . b$

$v = - 0,41 . b$

$w = 0,95 + 0,507 . b$

Une correction doit être apportée au débit Q_T en fonction de la forme du bassin versant :

$$Q_T' = \gamma * Q_T \quad \text{avec} \quad \gamma = \left(\frac{4A}{L^2}\right)^{0,3}$$

où :

L = longueur du plus grand parcours hydraulique le long du BV en hectomètre

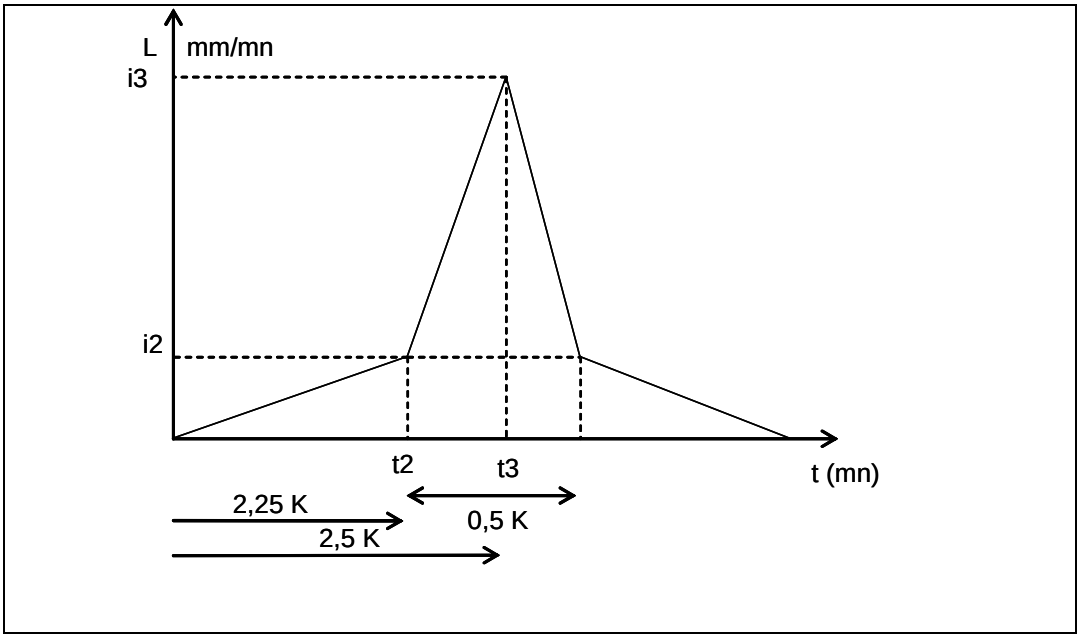
A = surface du BV en ha

Méthode d'ajustement retenue

On adopte la méthode proposée par Thibaut et Chocat (INSA Lyon). Cette méthode repose uniquement sur la connaissance des coefficients de Montana (a, b).

Première itération

- Le temps de réponse k est calculé par la formule de Desbordes,
- Si k > 10 min, on construit un hyétogramme de forme double triangle, défini comme suit :



Les paramètres t2, t3, i2, i3 sont définis comme suit :

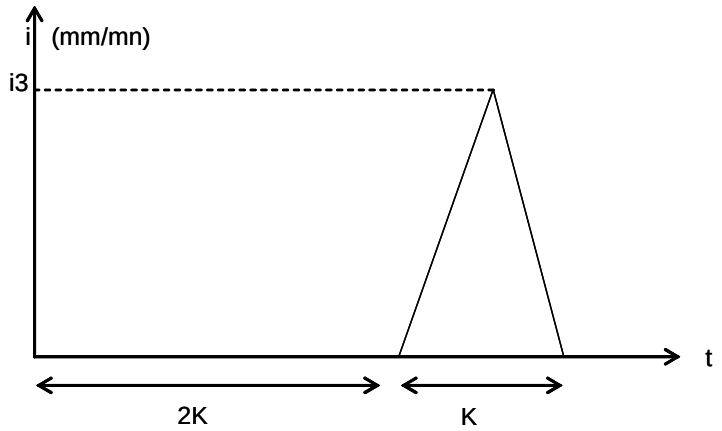
t2 = 2,25 K

t3 = 2,5 K

$$i2 = (0{,}25\ k)^b \left[\frac{1-(0{,}1)^{b+1}}{0{,}9\ (0{,}1)^b}\right] . 2a . 2^b \qquad \text{(mm/min)}$$

$$i3 = (0{,}25\ k)^b \left[\frac{(0{,}1)^b - 1}{0{,}9\ (0{,}1)^b}\right] . 2a . 2^b \qquad \text{(mm/min)}$$

On vérifie bien que la hauteur de précipitation correspondante est égale à :



$$H = \int_o^{5k} i\ .\ dt = (5K)\ .\ a\ .\ (5K)^b$$

si k < 10 min, on construit un hyétogramme de forme simple triangle, défini comme suit :

Avec $i3 = 2\ a(K)^b$

On vérifie bien que la hauteur de précipitation est égale à :

$$H = K \frac{is}{2} = K \,.\, a(K)^b$$

On calcule le débit maximum Qmax engendré par cet hydrogramme à l'aide de la méthode du réservoir linéaire.

Itérations suivantes :

On compare Qmax et Qcaq, Qcaq étant le débit maxi donné par la méthode Caquot.

Si (Qmax – Qcaq) < ε : le calcul itératif s'arrête

Si Qmax > Qcaq + ε : K est incrémenté de dk et le hyétogramme est recalculé

Si Qmax < Qcaq - ε : K est décrémenté de la valeur dk et le hyétogramme est recalculé

Evaluation de la méthode

La génération d'hydrogrammes à l'aide de cette méthode est relativement artificielle car elle revient à ajuster un hyétogramme différent pour chaque bassin versant, de façon à ce que le débit de pointe de l'hydrogramme résultant soit égal au débit donné par la méthode Caquot.

Cette méthode s'avère néanmoins très utile pour dimensionner des réseaux neufs, car elle est totalement cohérente avec la réglementation en vigueur.

Rappelons que la méthode Caquot est applicable pour des bassins versants élémentaires tels que :

C > 0,2

A < 200 ha

4.1.5 Estimation des paramètres morphologiques de chaque bassin versant

Quelle que soit la méthode utilisée, chaque bassin versant doit être caractérisé à l'aide des paramètres de base suivants :

S : surface totale du BV (en ha)

L : longueur du plus long cheminement parcouru par l'eau

m : pente moyenne le long du plus long cheminement

C_{imp} : coefficient d'imperméabilisation

La pente moyenne doit être calculée le long du parcours hydrauliquement le plus long, suivant l'expression :

$$m = \left[\frac{\sum Li}{\sum \frac{Li}{\sqrt{mi}}} \right]^2 \text{ et } L = \sum Li$$

Le coefficient d'imperméabilisation est obtenu par pondération des surfaces élémentaires relatives à chaque type d'urbanisation.

On peut s'inspirer des valeurs guides suivantes :

- Urbanisation dense, centre-ville sans espace vert : 0,8 à 0,9
- Zone industrielle : 0,7 à 0,8
- Zones d'habitats collectifs : 0,4 à 0,5
- Zones d'habitats individuels : 0,3 à 0,4
- Zones résiduelles : 0,2 à 0,30
- Zones rurales, jardins, parcs : 0,05

4.2 MÉTHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE SOCOSE

4.2.1 Formulation de base

Le principe de la théorie de l'hydrogramme unitaire consiste à transformer chaque élément de ruissellement potentiel en un hydrogramme élémentaire et à sommer les différents hydrogrammes pour obtenir l'hydrogramme de crue.

L'hydrogramme unitaire retenu est celui proposé dans la méthode SOCOSE : la fonction de transfert est définie comme suit :

$$h(t) = \frac{2.35}{D} \frac{\left(\frac{t}{D}\right)^4}{1 + \left(\frac{t}{D}^8\right)}$$

où :

D = temps de réponse du bassin versant en heures et t = temps en heures.

On vérifie que : $\int_0^\infty h dt = 1$

La fonction h(t) a l'allure suivante :

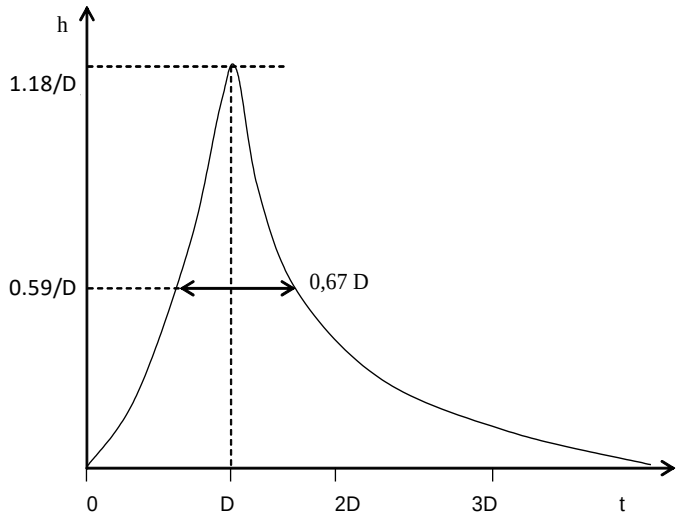


Figure 4-1 : hydrogramme unitaire de Socose

L'hydrogramme ruisselé à l'exutoire du bassin versant se calcule par convolution comme suit :

$Q_{out}(t) = \frac{1}{3.6} S \int_0^t h(\tau) i(t-\tau) d\tau$ (en m^3/s)

Où :

S : superficie du bassin versant en km^2

i(t) : hyétogramme de la pluie nette en (mm/h)

La méthode SOCOSE ayant été mise au point pour les bassins versants ruraux, la méthode de l'hydrogramme unitaire s'applique plutôt pour ce type de bassins versants.

L'estimation de D peut se faire de plusieurs façons :

- à partir des mesures existantes, par lecture du décalage entre le centre de gravité des hyétogrammes de la pluie et du limnigramme mesuré à l'exutoire du BV,
- par application de formules calées sur des BV naturels : Giandotti ou Passini par exemple, en prenant bien conscience des risques d'imprécision associés à ces formules.

4.2.2 Formulation améliorée

On introduit un paramètre de forme « Beta » qui contrôle l'aplatissement de la fonction de transfert, et donc le débit de pointe. La fonction de transfert est modifiée comme suit :

$$h(t) = \frac{1}{C_p} \frac{2.35}{D} \frac{\left(\frac{t}{D}\right)^{\beta}}{1 + \left(\frac{t}{D}\right)^{2\beta}}$$

Cp varie en fonction de D comme suit :

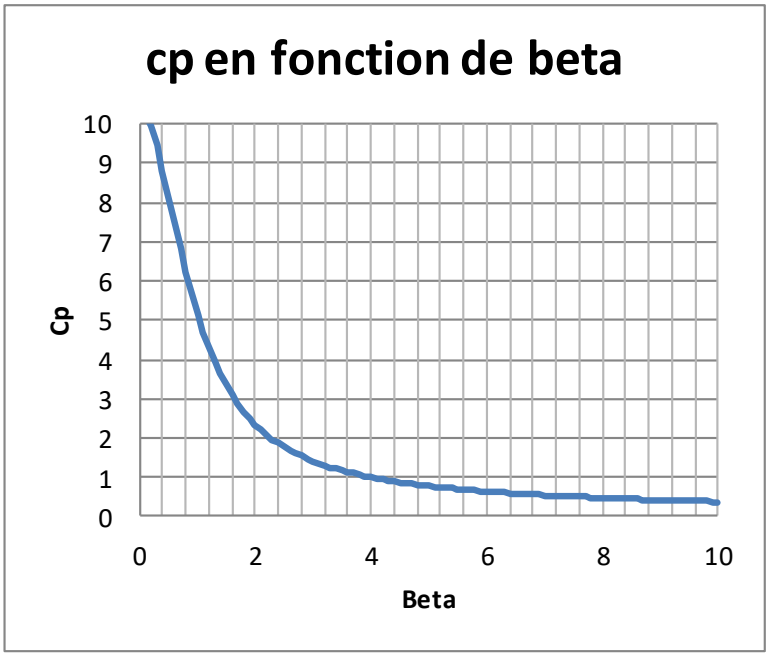


Figure 4-2 relation entre les coefficient Cp et Beta – hydrogramme Socose amélioré.

En pratique le programme autorisé un intervalle de variation de Cp compris entre 2. et 6.

4.2.3 Expressions numériques de Tc (temps de réponse des BV)

Les expressions suivantes sont proposées :

Temps de concentration - rural	Validity domain
Giandotti	S>4000 ha
Passini	4000ha <S<7000ha
Turraza	Pas d'information
Ventura	S>1000ha
Kirpich	4ha<S<80ha 3%<pente<10% sol argileux
Cemagref	Petits bassins ruraux
Mockus	4ha<S<1000ha pente<1% sols limoneux/argileux
User defined	

Estimation du temps de concentration en milieu rural

Formule de Giandotti

$$Tc = 60 \times \frac{0{,}4\sqrt{S} + 0{,}0015L}{0{,}8\sqrt{P \times L}}$$

Tc : en min
S : Surface en Ha
L : Plus grande longueur hydraulique en m
P : Pente en m/m

Formule de Passini

$$Tc = 0{,}14 \times \frac{(S \times L)^{1/3}}{\sqrt{P}}$$

Tc : en min
S : Surface en Ha
L : Plus grande longueur hydraulique en m
P : Pente en m/m

Formule de Turraza

$$Tc = 65{,}1 \times \sqrt{S}$$

Tc : en min
S : Surface en km²

Formule de Kirpich

$$Tc = 0{,}0195 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0{,}77}$$

Tc : en min
L : Plus grande longueur hydraulique en m
P : Pente en m/m

Formule de Ventura

$$Tc = 7{,}62 \times \left(\frac{S}{P} \right)^{0{,}5}$$

Tc : en min
S : Surface en km²
P : Pente en m/m

Formule CEMAGREF (pour petits BV ruraux à tps de réponse rapide)

$$\ln(D_r) = 0{,}375 . \ln(S) + 3{,}729$$

avec S : Superficie en km²
D_r : Durée caractéristique de crue en mn

Tableau 4-1 : lois disponibles pour le calcul du temps de concentration Tc.

Formule de Mockus :

La méthode de Mockus est une formule qui permet de calculer le temps de concentration adapté aux bassins versants de superficie variant entre 4 et 1000 ha avec une pente longitudinale inférieure à 1% et avec des sols limoneux ou argileux.

La formule est la suivante :

$$T_c = 60 \frac{L^{0,8} \times \left[\frac{1000}{NC} - 9 \right]^{1,67}}{2083 \times (100 \times S)^{0,5}}$$

Nc=CN : Curve Number

Avec : Tc : temps de concentration en ~~heures~~, mn

L : longueur maximale du parcours de l'eau dans le bassin versant en mètres,

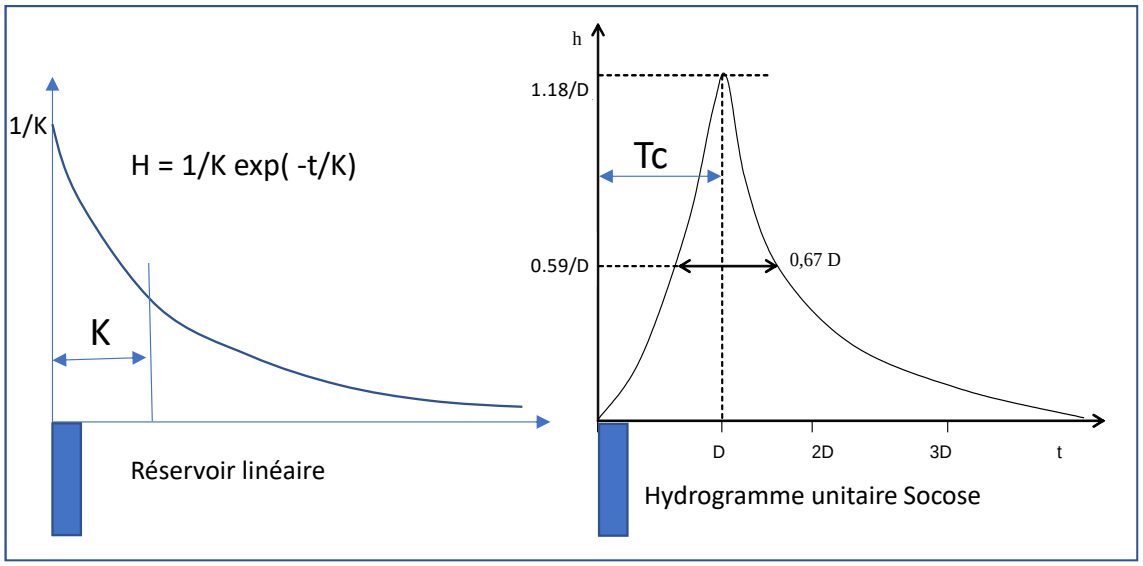
NC : numéro de courbe (pas d'unité), il prend en compte les caractéristiques géomorphologiques du bassin versant et est déterminé selon le tableau suivant,

S : pente longitudinale moyenne du bassin versant.

CN =1000/(10+RFU/25.4))

4.3 RELATION ENTRE K ET TC

Les deux hydrogramme unitaires sont reproduits ci-dessous :



Le paramètre K représente le temps séparant le centre de gravité du hyétogramme du centre de gravité de l'hydrogramme généré.

Le temps de concentration Tc représente le temps séparant la pointe du hyétogramme du débit de pointe. Physiquement Le temps de concentration est défini comme le temps nécessaire à une particule d'eau pour parcourir le plus long chemin hydraulique depuis la limite du bassin jusqu'à l'exutoire.

4.4 IMPOSITION D'UN DÉBIT LIMITÉ A L'EXUTOIRE D'UN BV ÉLÉMENTAIRE

Lorsque ce débit est défini, l'hydrogramme ruisselé est écrêté à cette valeur : cette fonctionnalité permet de simuler les apports de ruissellement de certaines ZAC soumises à des règles de limitation des rejets pluviaux dans le réseau communal ou départemental situé en aval.

5 ROUTAGE HYDRAULIQUE LE LONG DES COLLECTEURS

5.1 FORMULATION DE L'ONDE CINEMATIQUE

Le routage de chaque hydrogramme entre l'exutoire du BV élémentaire et le point d'injection dans le réseau principal est décrit par la théorie de l'onde cinématique, dans le cas d'un réseau urbain et structuré par des collecteurs.

Sous forme discrétisée, la variation de débit au point aval P est reliée à la variation de débit au point amont A par la relation :

$$\Delta Q_P = \left(\frac{2.c.\theta.dt - dx}{2.c.\theta.dt + dx} \right) \Delta QA - \left[\frac{2.c.dt.(Q_P - Q_A)}{2.c.dt + dx} \right]$$

avec :

dt : pas de temps

c : célérité de l'onde

dx : longueur du tronçon élémentaire, choisi égal à 300 m

θ : paramètre d'intégration numérique fixé à 0,55 dans le code

Moyennant quelques hypothèses, la célérité c (m/s) est approximée pour la relation

$c = 40\ m^{½}\ x\ S^{1/3}$

Où :

m : est la pente moyenne du collecteur en m/m

S : est la section à pleine charge en m^2

Dans le cas de tronçons hétérogènes de longueur Li, les paramètres d'entrée doivent être calculés comme suit :

$$m = \left[\frac{L}{\sum \frac{Li}{\sqrt{m_i}}} \right]^2 \qquad L = \sum L_i \qquad S = \left[\frac{L}{\sum \frac{Li}{\sqrt[3]{Si}}} \right]^3$$

5.2 RESERVOIR TAMPON AU POINT D'INJECTION

Il peut être intéressant dans certains cas d'introduire un réservoir fictif en série dans le collecteur du réseau principal au point d'injection du réseau secondaire lorsque la capacité du réseau principal ne permet pas d'absorber les apports en provenance des bassins versants. En pratique, dans ce cas, le débit d'apport est influencé par les conditions d'écoulement et de mise en charge dans le collecteur principal, ce que permet de simuler le réservoir qui joue alors un rôle tampon.

La valeur de la surface d'un réservoir fictif est typiquement de l'ordre de 100 à 500 m^2.

5.3 PRISE EN COMPTE DES MISES EN CHARGE ET DES DEBORDEMENTS

Dans la formulation de l'onde cinématique il n'existe pas d'influence aval. Les phénomènes de mise en charge ne peuvent donc qu'être évalués approximativement.

Ce phénomène est approximé comme suit dans Hydra :

Cas 1 : débit amont inférieur au débit capable

On utilise dans ce cas la formulation précédente de l'onde cinématique

Cas 2 : débit amont supérieur au débit capable

On suppose un niveau d'eau aval calé sur l'extrados de la voute :

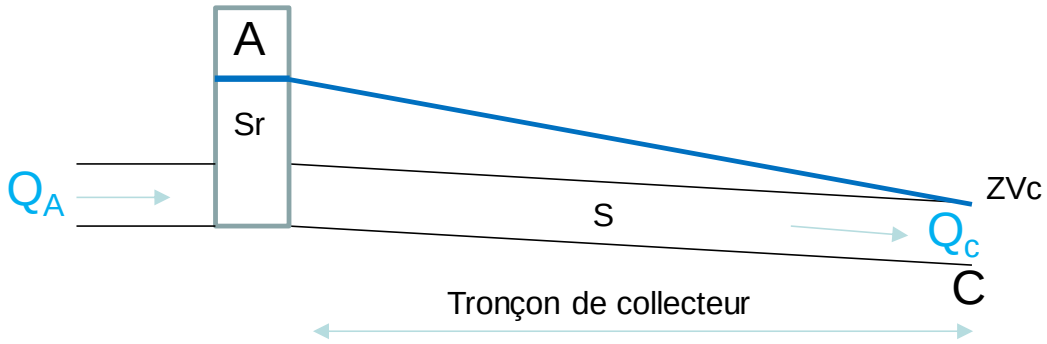


Figure 5-1 : traitement de la mise en charge d'un collecteur avec l'algorithme de routage

L'équation contrôlant le niveau d'eau au point A est écrite sous la forme :

$$Sr\frac{dZa}{dt} = Qa - Qc \quad avec\ Qc = KSR^{\frac{2}{3}}\sqrt{\frac{(Za_ZVc}{L}}$$

Lorsque Za atteint la cote TN il y a débordement : on ajoute alors un terme de déversement dans le membre de droite de l'équation ci-dessus.

Cette formulation est évidemment imparfaite dans le cas d'une mise en charge généralisée le long d'un tronçon de grande longueur, car dans ce cas la cote d'eau au point aval d'un tronçon sera supérieure à la cote de voute : on minimise alors les risques de débordement.

Il faut donc garder à l'esprit les approximations faites dans les calculs hydrologiques en cas de dépassement du débit capable : les volumes de débordement calculés sont entachés d'imprécision et fournissent au mieux des ordres de grandeur de ce qui passe dans la réalité.

6 LES OUVRAGES DE DERIVATION ET DE STOCKAGE

HYDRA propose plusieurs possibilités pour modéliser l'action d'un ouvrage de contrôle sur le réseau secondaire.

6.1 DERIVATION DEBIT-DEBIT

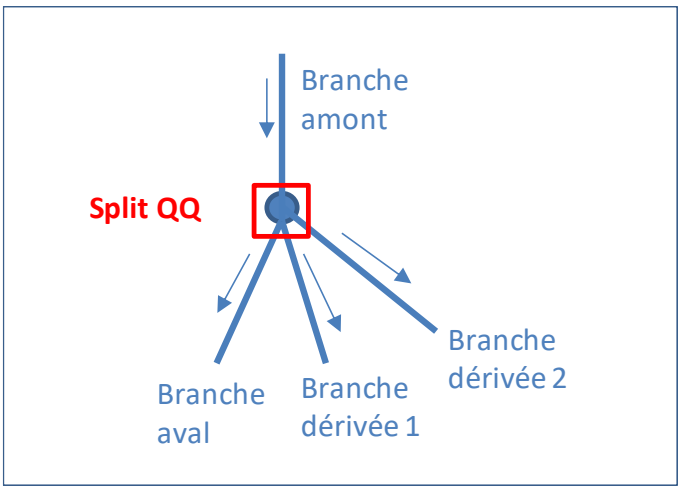


Figure 6-1 : schéma de principe – loi de dérivation Q-Q

Le débit amont est partagé une branche aval et une ou deux branche dérivée suivant des lois tabulées de la forme :

Qav = f_1(Qam)

Qder1 =f_2(Qam)

Qder2 = f_3(Qam)

Tout en respectant : QAm = QAv +Qder1 +Qder2

6.2 DERIVATION COTE-DEBIT

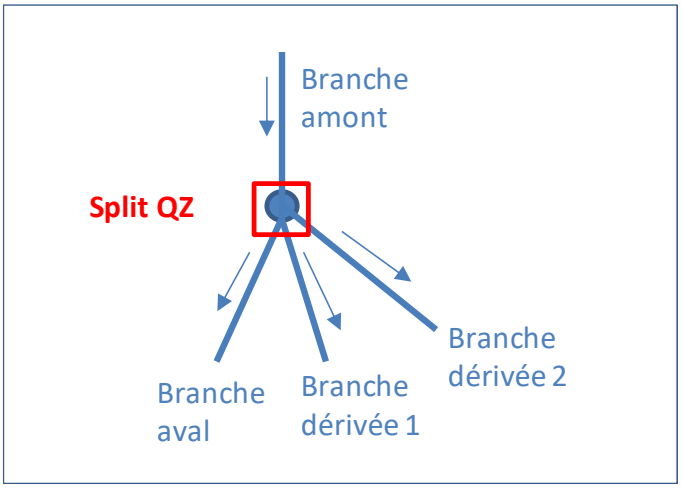
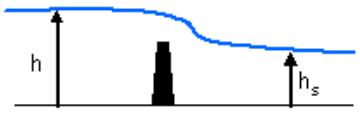


Figure 6-2 : schéma de principe – loi de dérivation Q-Z

Chaque branche aval est contrôlée par un ouvrage associé à une loi de la forme Q=f(z).

Les lois disponibles sont définies ci-après :

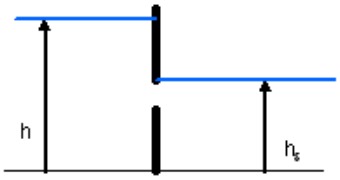
1) Seuil : supposé fonctionner en régime dénoyé (pas d'influence aval)



$$Q_D = \frac{2}{3}\mu_s \sqrt{2g} L (h - h_s)^{3/2}$$

avec μ_s = coefficient de seuil
L = largeur du seuil

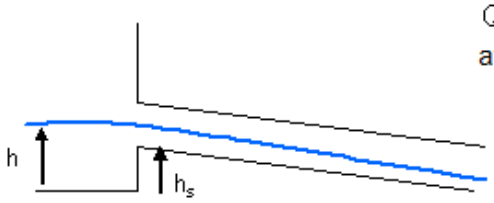
2) Orifice : supposé fonctionner en régime dénoyé (pas d'influence aval)



$$Q_D = S \mu_0 \sqrt{2g} (h - h_s)^{2/3}$$

avec μO = coefficient d'orifice
S = section de passage

3) Strickler :



$$Q_D = K S R^{2/3} \sqrt{m}$$

avec K= coefficient de Strickler de la collecteur aval
S = section mouillée
R = rayon hydraulique
m = pente de la collecteur aval

4) Loi Q(z) définie paramétriquement : $Q_D = f(z)$ déterminée par l'utilisateur.

Figure 6-3 : lois d'ouvrage disponibles avec la loi de dérivation Q-Z

Une courbe de débitance est tracée pour chaque loi, on en déduit une loi Qav = f(Qam) pour chaque franche aval ou dérivée :

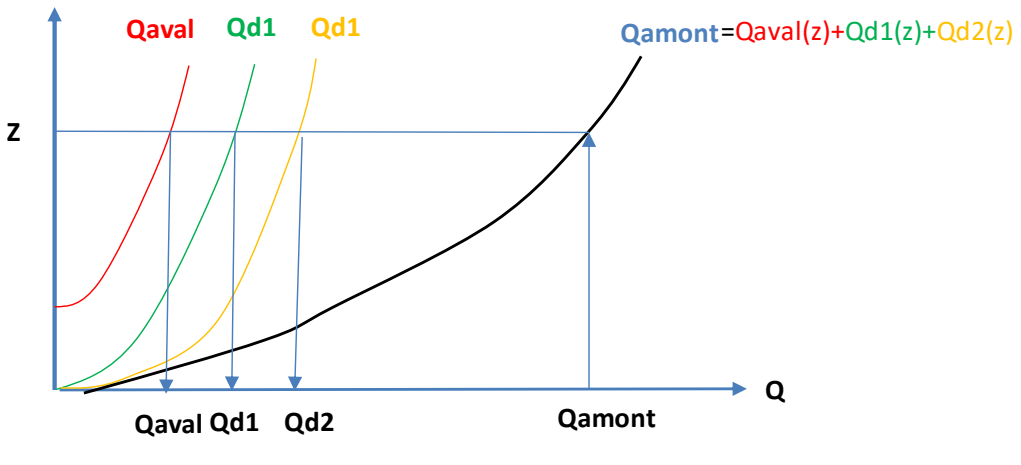


Figure 6-4 : principe de calcul des relations Q-Q avec la loi Q-Z.

6.3 RESERVOIR AVEC DEBIT DE VIDANGE CONSTANT :

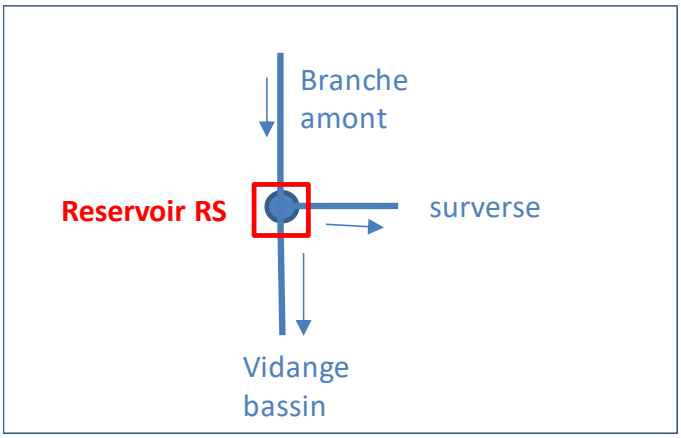


Figure 6-5 : schéma de principe – réservoir RS

Le bassin est défini par une courbe de remplissage S(z) et par un débit de vidange qf.

Le fonctionnement du bassin est régi par l'équation de continuité :

$$S\frac{dz}{dt} = q_{am} - q_f - q_d$$

Le débit de surverse q_d est sollicité lorsque le niveau d'eau atteints le sommet du bassin.

6.4 RESERVOIR AVEC DEBIT DE VIDANGE VARIABLE EN FONCTION DE LA COTE DE REMPLISSAGE DU BASSIN

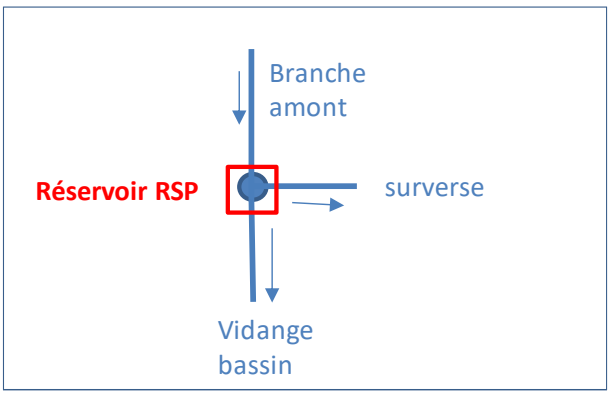


Figure 6-6 : schéma de principe – réservoir RSP

L'équation de bilan est la même que dans le cas précédent, mais les débits qf et qd varient en fonction du niveau z selon des lois tabulées :

$S\ dz/dt = Q_{amont}(t) - Q_f(z) - Q_s(z)$

7 CONSEILS PRATIQUES

7.1 ESTIMATION DU DEBIT DE POINTE A L'EXUTOIRE D'UN BASSIN VERSANT

Les différentes méthodes disponibles pour le calcul du débit de pointe de période de retour T sont récapitulées ci-après.

7.1.1 Cas d'un bassin versant urbain

- La méthode la plus pertinente est la méthode de Caquot.
- Pour les bassins versants pour lesquels le temps de concentration tc est connu, on peut utiliser la formule rationnelle :

$$Q = \frac{1}{6} * C * I * A \qquad \text{en } m^3/s$$

avec : $I = a * t_C^{\ b}$ en mm/mn

(a, b) : coefficient de Montana

t_c : temps de concentration en minutes

7.1.2 Cas des bassins versants ruraux ou naturels

- Méthode 1 : formule rationnelle

  Le temps de concentration peut être estimé à l'aide d'une des formules proposées dans cette note.

  Le coefficient de ruissellement C est généralement borné par la valeur de 0,2.

  Cette approche est assez imprécise et doit être corroborée par d'autres méthodes du fait de l'imprécision sur l'évaluation du coefficient C.

- Méthode 2 : formule régionale

  La plus connue est la méthode Crupédix du ministère de l'Agriculture :

$$Q_{10} = R.S^{0.8}\left(\frac{P}{10}\right)^2 \text{ où :}$$

  S : superficie en hm^2

  P : pluie journalière de fréquence décennale (mm)

  R : coefficient régional

  Le débit Q_T où T est une période de retour supérieure à 10 ans peut être déduit de Q_{10} en appliquant la méthode du Gradex, à partir des statistiques de pluies sur une longue période.

- Autres méthodes

  Les autres méthodes disponibles sortent du champ de l'hydrologie urbaine et ne seront pas abordées ici.

7.2 DIMENSIONNEMENT DE RÉSEAUX NEUFS POUR UNE PÉRIODE DE RETOUR DONNÉE

1.1.1 Choix de la pluie

- Utiliser l'option « Pluie Caquot » parmi les catégories de pluies offertes.
- Vérifier les dimensionnements obtenus en sélectionnant une pluie synthétique (ST ou DT) homogène et en faisant varier la durée de la précipitation intense.

Cette vérification est indispensable dans le cas de réseaux comportant des bassins de retenue car le dimensionnement de ces derniers n'est pas nécessairement conditionné par les pluies donnant un débit de pointe maximum d'apport dans le bassin, mais aussi par la hauteur totale de précipitation.

1.1.2 Choix des méthodes de transformation

Avec la pluie Caquot, le programme sélectionne lui-même les options suivantes :

- Fonction de production de la pluie nette : coefficient de ruissellement constant, égal au coefficient d'imperméabilisation,
- Fonction de production du ruissellement : méthode du réservoir linéaire. Le programme ajuste le coefficient K pour obtenir Qmax = Qcaquot.

Avec les pluies de type PPST et PPDT (simple et double triangles):

- Fonction de production de la pluie nette : sélectionner pour tous les BV : coefficient de ruissellement = coefficient d'imperméabilisation.
- Fonction de production du ruissellement. Sélectionner la méthode du réservoir linéaire avec K - Desbordes.

7.3 ETUDE CAPACITAIRE D'UN RÉSEAU EXISTANT

7.3.1 Choix de la pluie

Sélectionner des pluies synthétiques (PPST, PPDT) en faisant varier la durée de précipitation intense, correspondant toutes à une période de retour donnée.

7.3.2 Choix des méthodes de transformation

- Fonction de production de la pluie nette : sélectionner pour tous les BV : Cr = Cimp
- Fonction de production du ruissellement : sélectionner la méthode du réservoir linéaire avec K – Desbordes

7.4 CALAGE DES LOIS DE PRODUCTION PLUIE-DEBIT A L'AVAL D'UN BASSIN VERSANT

La méthode de calage des différent paramètres de production décrits aux chapitres 3 et 4 nécessite un développement spécifique. La note NT67 présente les outils d'aide au calage disponibles pour la formulation Hydra.