



Schéma directeur des eaux pluviales

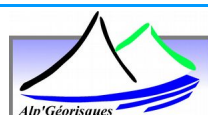
Commune de
MONTCARRA



ALP'GEORISQUES - Z.I. - 52, rue du Moirond -
Bâtiment Magbel - 38420 DOMENE - FRANCE
Tél. : 04-76-77-92-00 Fax : 04-76-77-55-90
sarl au capital de 18 300 €
Siret : 380 934 216 00025 - Code A.P.E. 7112B
N° TVA Intracommunautaire : FR 70 380 934 216
Email : contact@alpgeorisques.com
Site Internet : <http://www.alpgeorisques.com/>

Maître d'ouvrage : Commune de MONTCARRA

Réalisation : Alp'Géorisques



Référence provisoire

Version

1.0

Date

Septembre 2016

Édition

06/01/2017

Identification du document

Projet	Schéma directeur des eaux pluviales de la commune de Montcarra		
Titre			
Document	Rapport_SDEP_Montcarra_V1.0.odt		
Référence			
Proposition n°	D1602063	Référence commande	
Maître d'ouvrage	Commune de Montcarra	361 Grande Rue 38890 Montcarra	
Maître d'œuvre ou AMO	-	Adresse	

Modifications

Version	Date	Description	Auteur	Vérifié par
1.0	06/01/2017	Première version de l'étude	CR	JPR

Diffusion

Chargé d'études	Camille Raucoules	04 76 77 52 25	camille.raucoules@alpgeorisques.com
Diffusion	Papier	✓	
	Numérique	✓	

Archivage

N° d'archivage (référence)	
Titre	Schéma directeur des eaux pluviales de la commune de Montcarra
Département	Isère
Commune(s) concernée(s)	Montcarra
Cours d'eau concerné(s)	
Thème	Hydraulique
Mots-clefs	Eaux pluviales, Schéma directeur

SOMMAIRE

I. ZONAGE PLUVIAL : CONTEXTE RÉGLEMENTAIRE.....	2
I.1. Les textes.....	2
I.2. Contenu du document.....	3
II. PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE.....	4
III. ÉTAT DE CONNAISSANCE.....	6
III.1. Occupation du territoire.....	6
III.2. Le milieu naturel.....	6
III.3. Le réseau hydrographique.....	6
III.4. Risques naturels.....	7
IV. RÉSEAUX D'EAUX PLUVIALES ACTUELS.....	8
V. ÉTUDE HYDROLOGIQUE.....	9
V.1. Événement de référence.....	9
V.2. Données pluviométriques.....	9
V.3. Estimation des débits.....	11
VI. ÉTUDE HYDRAULIQUE.....	18
VI.1. Estimation capacité actuelle.....	18
VI.2. Description du fonctionnement du réseau.....	20
VI.3. Diagnostic pour l'événement de référence.....	22
VI.4. Diagnostic pour un événement centennal.....	23
VI.5. Possibilité de raccordement supplémentaire.....	24
VII. ZONAGE ET RÈGLEMENT ASSOCIÉ.....	26
VII.1. Principes généraux des schémas directeurs des eaux pluviales.....	26
VII.2. Application au cas de Montcarra – Zonage.....	28
VIII. PROPOSITIONS D'AMÉNAGEMENT.....	30
IX. ANNEXES.....	33

Schéma directeur des eaux pluviales de la commune de Montcarra

Préambule

Dans le cadre de l'élaboration de son Plan Local d'Urbanisme (PLU), la commune de MONTCARRA doit se doter d'un Schéma Directeur des Eaux Pluviales (SDEP). Elle a missionné la société Alp'Géorisques pour étudier les écoulements sur les zones urbanisées de la commune et définir un zonage adapté pour la gestion des eaux pluviales.

Une analyse de la zone d'étude et des éléments hydrologique a permis, dans un premier temps, de définir l'événement de référence et d'estimer les débits produits. Dans un second temps, un diagnostic du réseau a été établi. Il permet de vérifier la capacité des collecteurs à prendre en charge les écoulements de l'événement de référence et, en cas d'insuffisance, de proposer des solutions d'aménagements.

Le cas des zones à urbaniser (telles que définies par le PLU), a été vu séparément, afin d'étudier les conséquences d'un éventuel raccordement au réseau existant.

Les conclusions de l'étude ont permis de définir un zonage adapté de gestion des eaux pluviales sur les secteurs urbanisés de la commune ainsi que le règlement associé.

I. Zonage pluvial : contexte réglementaire

I.1. Les textes

I.1.1. Le Code général des Collectivités Territoriales (CGCT)

Le zonage d'assainissement est défini dans l'article L2224-10 du CGCT.

« Les communes ou leurs établissements publics de coopération délimitent, après enquête publique réalisée conformément au chapitre III du titre II du livre Ier du code de l'environnement :

1° Les zones d'assainissement collectif [...] ;

2° Les zones relevant de l'assainissement non collectif [...] ;

3° Les zones où des mesures doivent être prises pour limiter l'imperméabilisation des sols et pour assurer la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux pluviales et de ruissellement ;

4° Les zones où il est nécessaire de prévoir des installations pour assurer la collecte, le stockage éventuel et, en tant que de besoin, le traitement des eaux pluviales et de ruissellement lorsque la pollution qu'elles apportent au milieu aquatique risque de nuire gravement à l'efficacité des dispositifs d'assainissement. »

I.1.2. Le Code de l'Environnement (loi sur l'Eau)

Les articles L.211-1 et suivant du Code de l'Environnement fixent le principe d'une gestion équilibrée de la ressource en eau, visant notamment à lutter contre les inondations.

Les rejets importants d'eaux pluviales sont soumis au dépôt d'un dossier au titre des rubriques 2.1.2.0 (pour les déversoirs d'orage) et 2.1.5.0 de la nomenclature de l'art. R.214-1. Ce dernier définit des seuils d'autorisation (A) ou de déclaration (D) :

« Rejet d'eaux pluviales dans les eaux douces superficielles ou sur le sol ou dans le sous-sol, la surface totale du projet, augmentée de la surface correspondant à la partie du bassin naturel dont les écoulements sont interceptés par le projet, étant :

1° Supérieure ou égale à 20 ha (A) ;

2° Supérieure à 1 ha mais inférieure à 20 ha (D). »

I.1.3. Norme et documents techniques

L'instruction technique de 1977 (IT 77) donne des éléments techniques pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations. Il s'agit d'un document de référence dans le domaine.

La norme européenne NF EN 752 permet de préciser les principes de base pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement pluvial, et vient donc, sur certains points, en complément de l'IT 77.

Remarque : il est précisé que les communes peuvent mettre en place une taxe sur la gestion des eaux pluviales dont les dispositions sont précisées dans le décret n°2011-815 du 6 juillet 2011. Ceci peut permettre de faciliter l'intervention des communes sur le réseau pluvial.

1.2. Contenu du document

Le zonage pluvial est un outil réglementaire définissant des prescriptions cohérentes à l'échelle du territoire d'étude. Les documents présentés ci-dessus permettent d'encadrer sa réalisation.

Il est soumis à enquête publique afin d'informer la population et de recueillir les éventuelles suggestions. Dans le cadre de l'élaboration d'un PLU (cas présent), il est possible de soumettre les deux démarches à une enquête publique conjointe. Une fois approuvé par l'assemblée délibérante compétante (Conseil Municipal), le zonage pluvial est alors opposable au tiers (art. L2224-10 du CGCT).

Le présent dossier constitue le plan de gestion des eaux pluviales de la commune de MONTCARRA. Il est composé des pièces suivantes :

- Le présent rapport, exposant les principales caractéristiques du contexte communal qui ont permis l'établissement du schéma directeur des eaux pluviales ainsi que la justification du zonage pluvial. En fin de rapport est présenté le règlement d'assainissement des eaux pluviales.
- Un plan de zonage des eaux pluviales du territoire au 1 / 5000.

II. Présentation de la zone d'étude

La commune de MONTCARRA se situe dans le département de l'Isère, à environ dix kilomètres au nord-est de BOURGOIN-JALLIEU. Elle est limitrophe avec les communes de SAINT-JEAN DE SOUDAIN, ROCHETOIRIN, RUY, SAINT-SAVIN, SAINT-CHEF et VIGNIEU. Elle est administrativement rattachée au canton de LA TOUR-DU-PIN et fait partie de la Communauté de communes des Balmes Dauphinoises.

L'alimentation en eau potable et l'assainissement sur la commune sont de la compétence du Syndicat Intercommunal des Eaux de la Région de Dolomieu-Montcarra. Le réseau d'eaux pluviales est de la compétence de la commune de MONTCARRA.

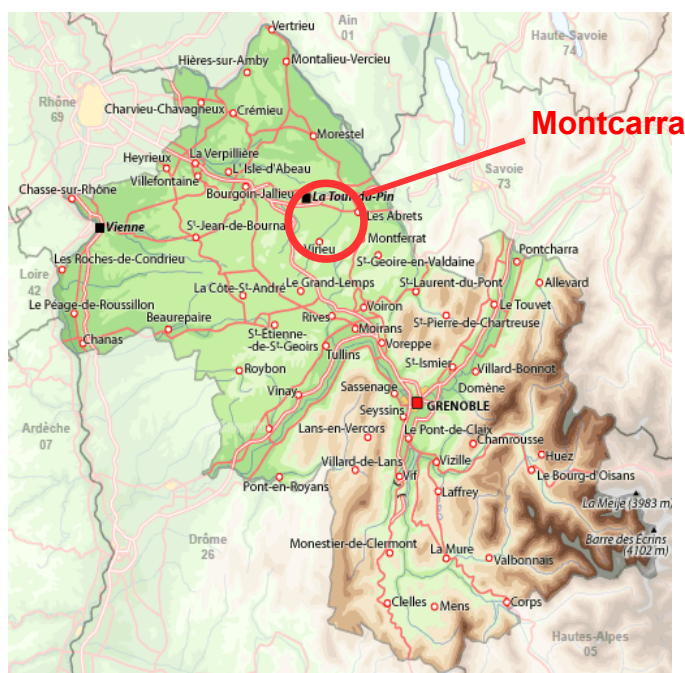


Figure II.1: Localisation de la commune de MONTCARRA

Le schéma directeur de gestion des eaux pluviales concerne les zones définies comme urbanisées (UA – UB – UE) ou à urbaniser (1AU) par le PLU. Seules ces zones ont donc été étudiées. Lorsque qu'un bassin d'alimentation est présent en amont, il a été pris en compte pour l'étude des écoulements mais n'est pas intégré dans le zonage final. Une carte présentant les zones étudiées est présentée en Figure II.2 et en annexe IV.

Remarque : le PLU étant actuellement en cours d'élaboration, les zones UA, UB, UE et 1AU utilisées sont celles telles que définies dans la version de septembre 2016.

Les zones étudiées se situent au nord de la commune, et concernent les lieux-dits suivants :

- Mont Fleurier ;
- Le Village ;
- Loyatey ;
- Gros Buisson ;
- Hameau de Fuissieux.

Dans ces zones, un réseau d'eaux usées est déjà en place, ainsi qu'un réseau d'eaux pluviales sur certaines portions.



Figure II.2: Zones définies par le PLU comme urbanisées ou à urbaniser, correspondant aux zones étudiées dans la présente étude

III. État de connaissance

Alp'Géorisques, a réalisé la carte des aléas de la commune de MONTCARRA en juin 2016. Dans le cadre de cette étude, une description détaillée du contexte géologique et du milieu naturel a été réalisée. Ce rapport reprend les éléments concernant les zones étudiées.

III.1. Occupation du territoire

La commune comptait 503 habitants en 2013. La population se concentre essentiellement dans le bourg de MONTCARRA, situé au nord du territoire et ainsi qu'aux hameaux du BIDAUD, des LIOBARDS et dans le hameau de FUYSSIEUX à l'est et de FALIZAN au sud.

La RD54, axe principal de communication divisant le territoire d'Est en Ouest, permet de relier le bourg de MONTCARRA à ROCHETOIRIN au sud et à SAINT-CHEF au nord. D'autres routes départementales, communales ainsi que des chemins, organisés en étoile autour du bourg, permettent de rejoindre les différents hameaux de la commune et les communes limitrophes.

III.2. Le milieu naturel

Le territoire de la commune est composé d'une vallée principale d'axe est-ouest, entourée de coteaux et collines. La vallée est parcourue par le ruisseau de Saint-Savin et par son affluent le ruisseau de l'Etang. Celui-ci passe par l'étang de Fuyssieux à l'est pour alimenter l'étang de Gôle au cœur de la commune. Le flanc nord de la vallée est composé de coteaux aux pentes relativement douces, accueillant notamment le bourg de MONTCARRA.

Le point bas de la commune se situe en limite nord-ouest, au passage du ruisseau de Saint-Savin, à une altitude de 309 mètres. Le fond de vallée est composée de terrains alluvionnaires en pente très douce voire horizontaux, pour la plupart cultivés.

III.3. Le réseau hydrographique

Un plan du réseau hydrographique sur le territoire communal est disponible en annexe IX.

L'ensemble du territoire de la commune est rattaché au bassin versant de la Bourbre par le biais du ruisseau de Saint-Savin, qui rejoint le réseau hydrographique de la plaine du Catelan (affluent de la Bourbre). Le ruisseau de Saint-Savin draine un bassin versant de 25,5 km² à l'amont du pont du Bidaud. Au centre de la commune confluent différents petits cours d'eau alimentant le ruisseau de Saint-Savin.

- Le ruisseau de l'Etang, qui est chenalisé jusqu'à la station de pompage, où il entre alors dans une canalisation souterraine pour ressortir une centaine de mètres à l'amont de l'étang de Fuyssieux. Lors de fortes pluies, les écoulements de surface du Ruisseau de l'Etang suivent un cheminement préférentiel contournant le captage puis suivant la ligne de plus grande pente jusqu'à l'Etang de Gôle, au centre de la commune.
- Le ruisseau d'Enfer, qui pénètre dans la commune par le sud et rejoint le ruisseau de Saint-Savin, juste en aval de la digue.
- Le ruisseau de Mercurier, qui entre sur la commune au sud-ouest et rejoint le ruisseau de Saint-Savin au niveau du lieu-dit LE BIDAUD.

D'autres petits ruisseaux, mineurs, s'ajoutent au réseau hydrographique. Seul un petit cours d'eau présente un intérêt dans le cadre de l'étude actuelle, il rejoint le ruisseau de Saint-Savin, au nord-

ouest de la commune. Il prend sa source dans une combe au nord du bourg, et descendant sur environ cinq-cent mètres entre les collines de MONT-FLEURIER et de LA GARENNE, avant de rejoindre le ruisseau de Saint-Savin au niveau du lieu-dit LE BIDAUD.

III.4. Risques naturels

La carte des aléas établie par Alp'Géorisques a permis d'étudier les risques naturels sur le territoire communal.

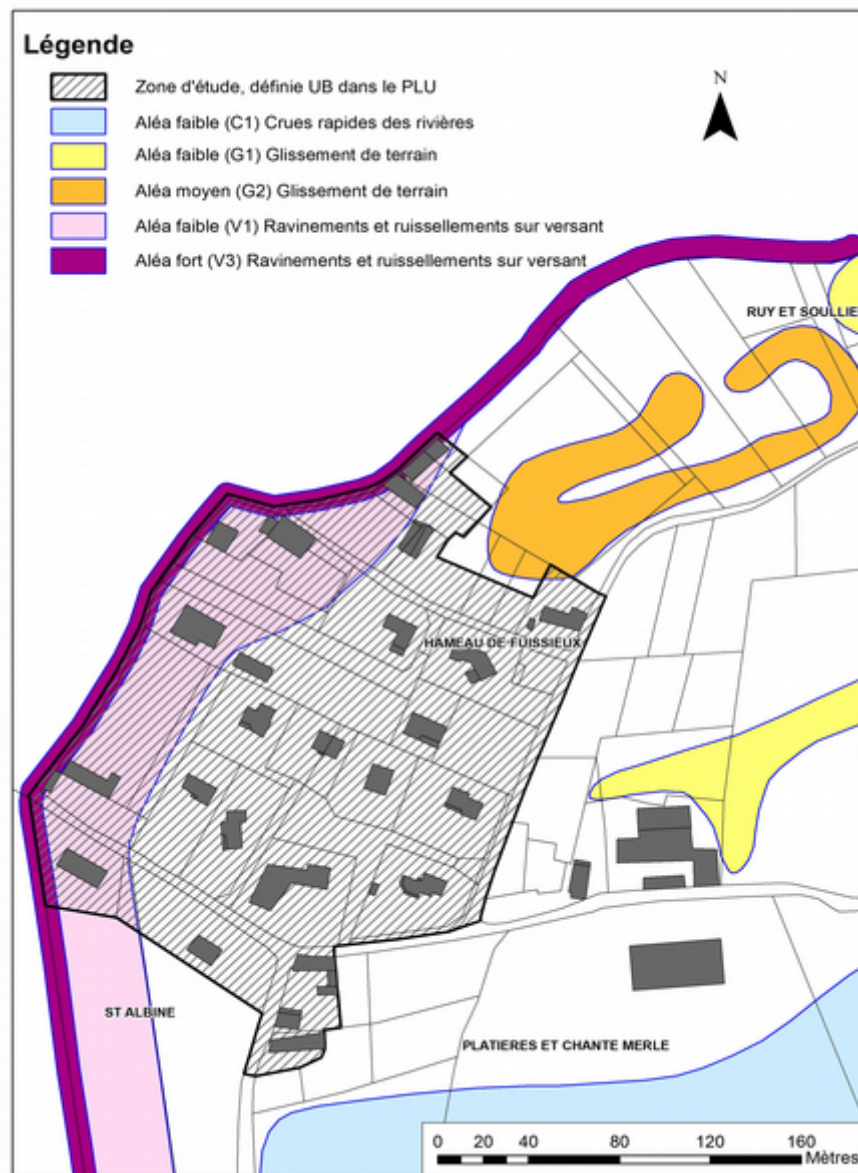


Figure III.1: Zone de Fuissieux classée partiellement en V1

Sur l'ensemble des zones étudiées, seule une partie est touchée par l'aléa. Il s'agit du hameau de Fuissieux qui est touché par de l'aléa faible (V1) de ravinelements et ruissellements sur versant. Les autres zones étudiées ne sont touchées par aucun aléa.

IV. Réseaux d'eaux pluviales actuels

Une description du fonctionnement hydraulique du réseau est présentée dans le paragraphe VI.2. Un plan général est présenté en annexe III (il est basé sur les données récoltées auprès du Syndicat des Eaux de Dolomieu-Montcarra et complété avec des visites de terrain).

Le linéaire total du réseau d'assainissement est d'environ 8,8 km dont 1,9 km de réseau unitaire, 6,2 km de réseau d'eaux usées et 0,7 km de réseau d'eaux pluviales (sans prise en compte des quelques aménagements réalisés à l'été 2016).

La commune de MONTCARRA possède actuellement plusieurs portions de réseaux séparatif, notamment depuis la réalisation des travaux au niveau de Grande Rue. L'essentiel du réseau eaux pluviales est concentré au niveau du lieu-dit LE VILLAGE. Le reste des zones urbanisées est soit doté d'un réseau unitaire, soit dépourvu de réseau d'évacuation des eaux pluviales.

L'ensemble des eaux usées et pluviales est drainé vers le point bas de la commune, le ruisseau de Saint-Savin, par deux moyens :

- pour les eaux prises en charge par le réseau, une partie est directement dirigée vers le lagunage, en gravitaire, au niveau du lieu-dit GRAND-PRÉ, en rive droite du ruisseau de Saint-Savin. Les écoulements pris en charge sur la portion Est de la commune sont aussi dirigés vers le lagunage mais lors d'épisodes pluvieux intenses, un déversoir d'orage permet de décharger le trop-plein juste à l'aval de l'étang de Gôle (DO1), dans le ruisseau de Saint-Savin ;
- les eaux non prises en charge par le réseau, s'infiltrant ou ruissellent vers le réseau hydrographique qui converge vers le ruisseau de Saint-Savin, notamment via la combe au nord-ouest de la commune, entre LA GARENNE et MONT-FLEURIER.

Plusieurs puits perdus (collectif sous voirie ou individuel chez les habitants) sont présents sur la commune et permettent de prendre en charge localement les eaux pluviales. Aucune information n'est disponible sur le dimensionnement de ces ouvrages, ni sur leur efficacité.

Deux déversoirs d'orage sont présents sur le réseau unitaire : un à l'entrée du lagunage (DO2) et un à l'aval de l'étang de Gôle (DO1).

Le DO2 a été rehaussé (lame déversante) récemment puisqu'il fonctionnait à « l'envers » : lorsque le niveau du ruisseau était trop haut, l'eau du ruisseau pénétrait dans le réseau au niveau du déversoir.

De plus, l'étude réalisée dans le cadre du schéma directeur d'assainissement des eaux usées a démontré que les flux déversés dans le milieu récepteur (ruisseau de Saint-Savin) avait un impact trop important sur la qualité de celui-ci par temps de pluie. La présente étude propose des aménagements pour pallier ce désagrément. Ils sont présentés en fin de rapport.

V. Étude hydrologique

V.1. Événement de référence

La norme européenne NF EN 752 (révisée en mars 2008) concerne les réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments. Elle permet de préciser les principes de base pour le dimensionnement hydraulique, la conception, l'entretien des réseaux, etc. Elle indique notamment des fréquences de débordement admissibles pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement pluvial (voir tableau V.1).

Les aménagements et la réglementation proposée doivent permettre de limiter les désordres et de respecter au minimum les périodes d'insuffisances définies par la norme NF EN 752.

Tableau V.1: Fréquences de calcul recommandées à utiliser sur la base de critère de débordement (d'après NF EN 752, AFNOR)

Lieu d'installation	Fréquence de calcul des inondations
	Période de retour (1 en « n » années)
Zones rurales	1 en 10 ans
Zones résidentielles	1 en 20 ans
Centre-ville / zones industrielles / commerciales	1 en 30 ans
Métro / passages souterrains	1 en 50 ans

Remarque : la norme ne raisonne pas en termes de période de retour de la pluie mais en termes de période de retour/fréquence du phénomène d'inondation. Il s'agit donc plutôt de période de retour de débit. Cependant, nous ferons l'hypothèse, communément utilisée en hydrologie, que la période de retour du débit est identique à la période de retour de la pluie dont il est issu.

Dans le cas de la présente étude, les zones peuvent être qualifiées de zones résidentielles compte tenu de la densité de population et de l'absence de pôle d'activité. La période de retour à considérer est donc vicennale (T20).

Cependant, nous étudierons aussi le cas d'un événement centennal. Les réseaux n'étant pas dimensionnés pour traiter un tel événement, ils peuvent être saturés et des débordements peuvent être observés. Il s'agit donc de vérifier que le trop-plein du réseau n'entraîne pas une aggravation des inondations sur des zones à enjeux. Le cas échéant, des solutions d'aménagements (déviation des écoulements par exemple) seront proposées.

V.2. Données pluviométriques

La commune de MONTCARRA ne disposant pas de poste météorologique sur son territoire, les données pluviométriques utilisées dans la présente étude sont celles de la station de Saint-Étienne-de-Saint-Geoirs.

Remarque : Il existe des stations sur des communes plus proches (Bourgoin-Jallieu notamment) mais les données pluviométriques disponibles sont journalières et donc non exploitables de manière satisfaisante pour estimer les périodes de retour des événements pluvieux courts.

Le choix de la durée de la pluie considérée peut être arbitraire. Il existe une infinité de

hyétogrammes (répartition de la pluie dans le temps) possibles qui fournit un même débit. A priori, aucun élément ne permet de choisir plutôt telles ou telles caractéristiques. Cependant, dans le cadre de la présente étude, on s'intéresse à des courts épisodes pluvieux (entre 6 minutes et quelques heures).

Ici les bassins versants urbains sont de très faibles superficies (cf V.3.1), de l'ordre de quelques hectares. Aux vues des propriétés des bassins versants, les temps de concentration seront de quelques minutes (voir détail au paragraphe V.3.3.1.b).

Météo France fournit des coefficients de Montana selon la période de retour pour des courts événements pluvieux. Ils sont présentés dans le Tableau V.2. Ce sont ces coefficients qui sont utilisés dans la suite de l'étude.

Tableau V.2: Caractéristiques de la station pluviométrique utilisée (pour des pluies de durée de 6 minutes à 1 heure)

Station	Code station	Période de mesures considérée
SAINT-ÉTIENNE-DE-SAINT-GEOIRS	38384001	1971-2005
Coefficients de Montana	a	b
P 20	5,133	0,508
P 100	5,257	0,427

L'intensité de la pluie est estimée grâce à la formule de Montana qui fait intervenir les coefficients donnés ci-dessus en fonction de la période de retour et de la durée de la pluie choisie.

La formule de Montana utilisée est la suivante :

$$h = a \times t^{1-b}$$

Avec : h : hauteur de pluie tombée (mm)

a, b : coefficient de Montana

t : durée de la pluie (min)

Les hauteurs de pluie obtenues en fonction de différentes durées de pluies pour des événements vicennaux ou centennaux, sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau V.3: Hauteurs d'eau tombées pour des événements de période de retour 20 et 100 ans et d'une durée de t (en minutes)

Période de retour	Hauteurs d'eau (mm)			
	$t = 6 \text{ min}$	$t = 10 \text{ min}$	$t = 20 \text{ min}$	$t = 30 \text{ min}$
Vicennale	12,4	15,9	22,4	27,4
Centennale	14,7	19,7	29,3	36,9

V.3. Estimation des débits

V.3.1. Définition des sous-bassins versants

Les zones urbanisées de la commune de MONTCARRA sont situées principalement sur le haut des reliefs ou à flanc de colline. Les bassins versants auxquels elles appartiennent sont généralement de faible superficie et il y a peu de ruissellement en provenance de zone naturelle à prendre en charge. Pour les zones concernées par l'étude, on peut définir deux classes de bassins versants : les bassins naturels et les bassins urbanisés.

V.3.1.1. Bassins versants naturels

Cette catégorie correspond aux bassins versants dont la majorité de la superficie est occupée par des cultures, prairies et forêts. Les zones étudiées sur ces bassins, sont situées à l'aval et sont faiblement urbanisées, sans présence d'un réseau d'eaux pluviales. Les bassins versants de cette catégorie sont les suivants :

- BV1 – Bassin versant de Fuissieux
 - BV1a – Bassin Est
 - BV1b – Bassin Ouest
- BV2 – Bassin versant de Gros Buisson
- BV3 – Bassin versant de Loyatey
- BV4 – Bassin versant Saint-Chef
 - BV4a – Partie Est
 - BV4b – Partie Ouest

Une carte de localisation est présentée en page suivante en Figure V.1.

V.3.1.2. Bassins versants urbanisés

Cette catégorie correspond aux bassins versants dont la majorité de la superficie est occupée par une zone urbanisée qui possède un réseau de collecte des eaux pluviales. La délimitation des bassins a donc été effectuée en fonction des collecteurs. Étant donné la configuration topographique de ces zones (situées sur le haut des reliefs), il a été globalement possible d'effectuer un découpage des sous bassins en fonction des parcelles. Les bassins versants de cette catégorie sont les suivants :

- BV5 – Bassin versant Le village Est
- BV5a – Bassin versant Rue des Liobards
- BV5b – Bassin versant Ouest Loyatey
- BV6 – Bassin versant Le village Ouest
- BV7 – Bassin versant Mont Fleurier Nord
 - BV7a – Partie Amont
 - BV7b – Partie Aval
- BV8 – Bassin versant La Garenne
- BV9 – Bassin versant Mont Fleurier Sud
 - BV9a – Sud Village
 - BV9b – Rue de la Forge
 - BV9c – Syndicat
- BV10 – Bassin versant Amont Mont Fleurier

Une carte de localisation est présentée en Figure V.2.

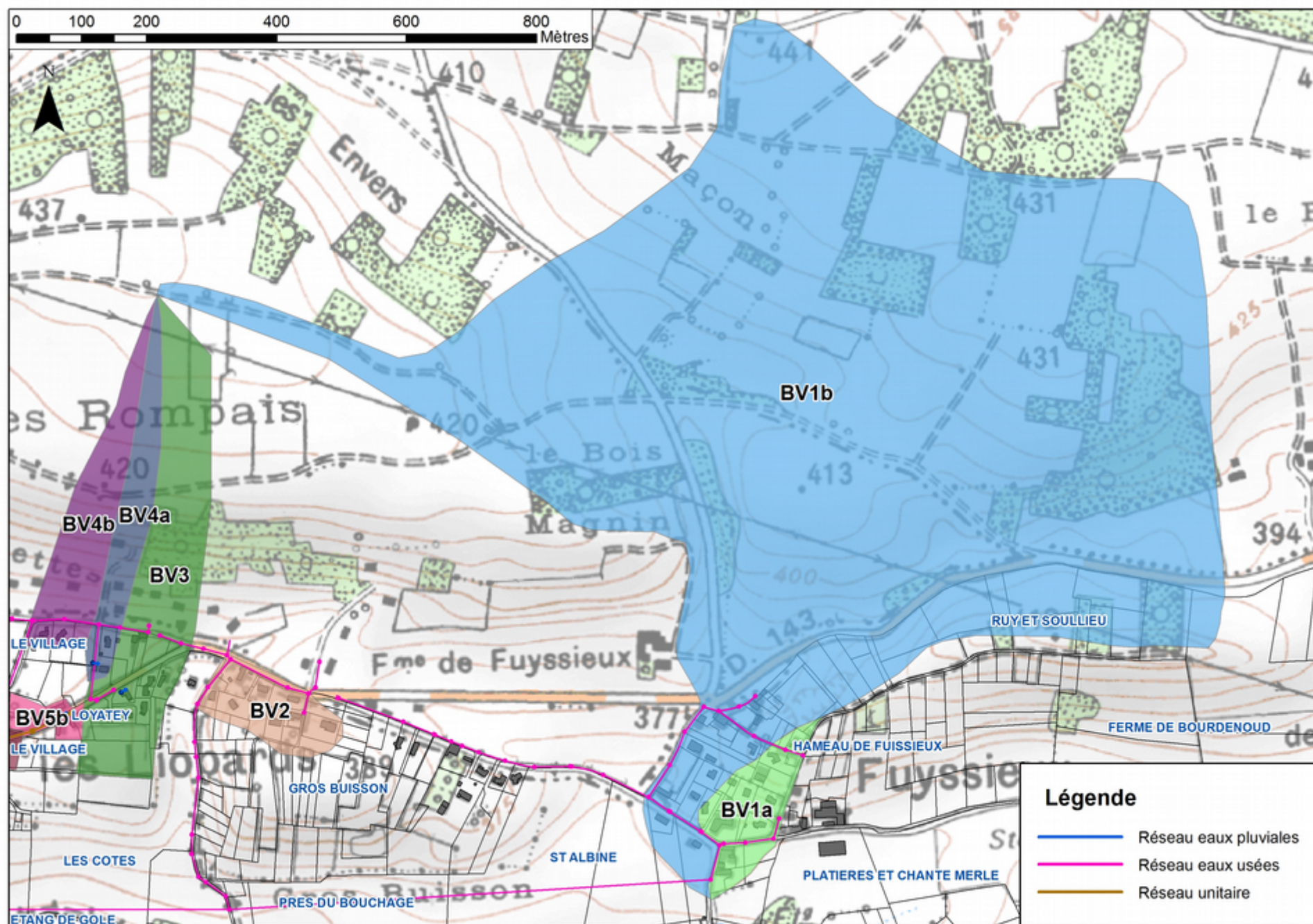


Figure V.1: Bassins versants 1a à 4b – Bassins versants naturels

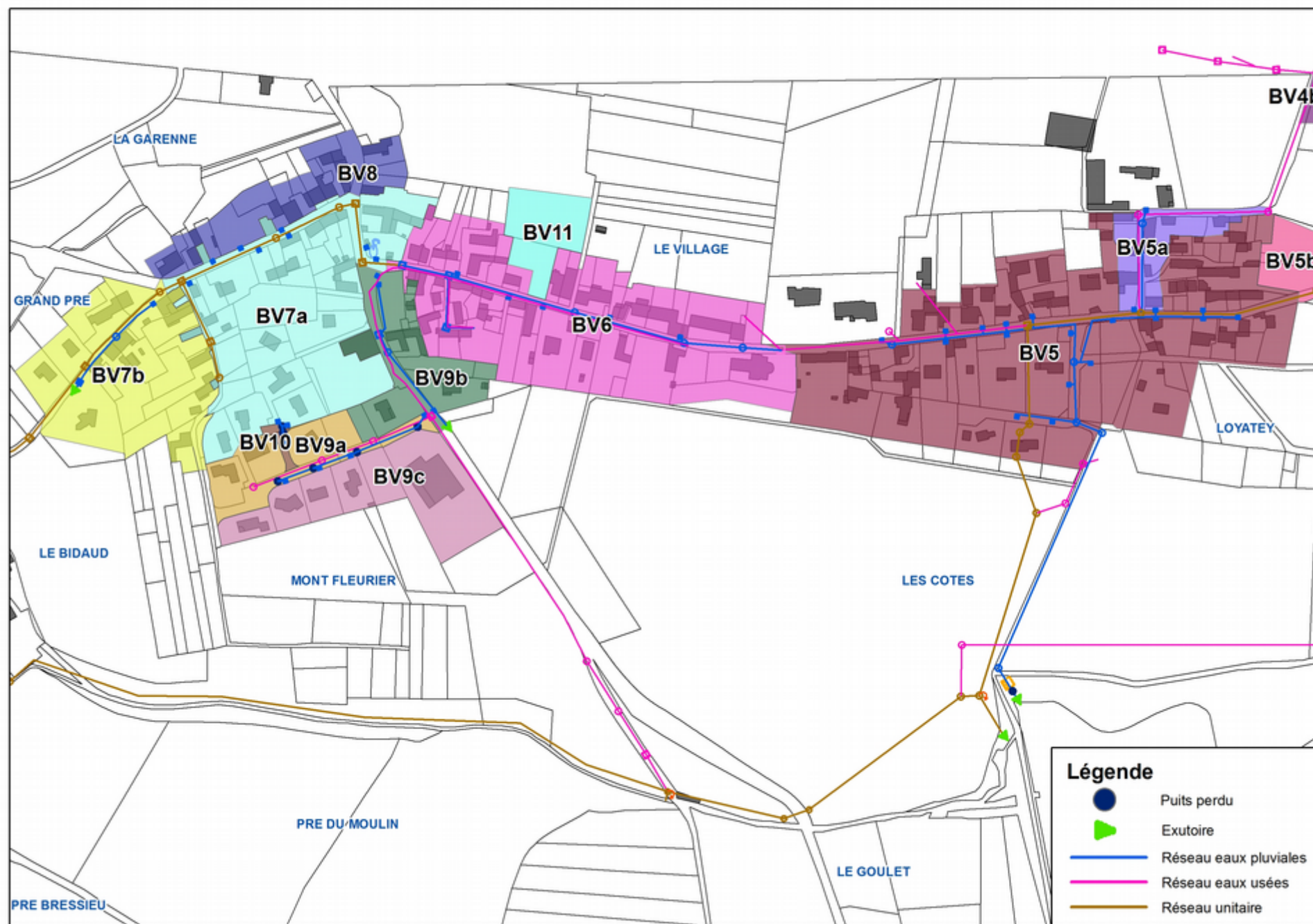


Figure V.2: Bassins versants 5 à 11 – Bassins versants urbains

V.3.2. Cas de la zone à urbaniser

Étant située sur les hauteurs des reliefs, cette zone fait l'objet d'un bassin versant spécifique. Il s'agit d'une zone de prairie de faible superficie. Les écoulements naturels vont en direction de l'étang qui se déverse ensuite dans la combe entre LA GARENNE et MONT-FLEURIER. Cependant, en cas d'urbanisation future, il est possible que les écoulements des zones imperméabilisées soient pris en charge par le réseau de collecte des eaux pluviales actuellement en place, au niveau de la Grande rue.

Le débit produit par cette zone dans la situation actuelle et après aménagement doit être estimé. Le débit d'une zone après urbanisation ne doit pas dépasser le débit de la même zone avant l'urbanisation. Le cas échéant, des solutions techniques limitant l'impact de l'aménagement de cette zone seront proposés.

Le bassin versant de la zone à urbaniser correspond au BV11, présenté dans la Figure V.2.

V.3.3. Méthode de calcul

Il est important de choisir la méthode de calcul la plus adaptée à chaque bassin versant. En effet, selon les caractéristiques du bassin versant (taux d'urbanisation principalement), les méthodes calculatoires sont différentes de par les coefficients utilisés. Nous avons donc adopté une méthodologie différente entre les bassins versants de type naturel et ceux de type urbanisé.

V.3.3.1. Bassins versants de type naturel

a. Généralité

La méthode calculatoire utilisée ici est la méthode rationnelle. Elle permet d'obtenir simplement une estimation du débit instantané de crue, approché par excès, d'un petit bassin versant (0 à 20 km²). Cette méthode est une méthode pseudo-déterministe fondée sur la détermination d'un coefficient de ruissellement instantané dépendant de la géologie, de la couverture végétale, de la forme et de la pente du bassin. Une description complète de la méthode rationnelle est disponible en annexe V.

b. Calcul du temps de concentration

Le temps de concentration T_c représente le temps mis par une particule pour atteindre l'exutoire depuis le point le plus éloigné de celui-ci. C'est donc le temps que met une particule d'eau pour parcourir le plus long trajet hydraulique.

Il est nécessaire de calculer le temps de concentration dans le cas des bassins versants naturels afin de connaître le temps de pluie qui sera la pluie défavorable pour l'estimation des débits.

Le temps de concentration a été calculé par moyenne entre différentes formules numérique (Van Te Chow, Ventura, etc., présentées en annexe VI).

Le Tableau V.4 récapitule les temps de concentration estimés par bassin versant et donc la durée de pluie à considérer pour le calcul du débit (choix entre les différentes durées t présentées au paragraphe V.2).

Tableau V.4: Temps de concentration pour les bassins versants naturels et temps *t* de pluie retenue

BV	Surface (ha)	L (km)	Hmax (m)	Hmin (m)	Pente (m/m)	Tc (min)	t pluie retenu (min)
1a	2,2	0,35	390	360	0,09	5	6
1b	86,6	1,3	441	360	0,06	26	30
2	2	0,24	389	370	0,08	5	6
3	7,3	0,7	435	375	0,09	9	10
4a	2,3	0,58	435	375	0,1	6	6
4b	3,2	0,55	435	375	0,11	6	6
11	0,4	0,08	364	356	0,1	3	6

V.3.3.2. Bassins versants de type urbanisé

a. Généralité

Dans le cas des bassins versants urbanisés, les superficies de chacun des sous-bassins versants qui les composent sont très petites (quelques centaines de mètres carrés).

Les méthodes classiques d'estimation des débits (méthode de Caquot, méthode rationnelle) ne sont pas applicables à de très petits bassins versants, notamment pour les raisons suivantes :

- les bassins expérimentaux sur lesquels sont basés ces formules sont beaucoup plus grands (plusieurs hectares) que ceux considérés (sous bassins versants équivalents à une parcelle, soit moins d'un dixième d'hectare) ;
- les formules reposent sur l'estimation du temps de concentration qui a été également calée pour des bassins versants plus grands. Aucune formule ne permet d'estimer correctement le temps de concentration pour des bassins versants très petits (à l'échelle de la parcelle) ;
- la durée des précipitations à considérer est égale au temps de concentration. Quand bien même l'estimation du temps de concentration serait juste, la durée serait inférieure à 6 minutes. Hors, les données fournies par Météo-France ne permettent pas d'estimer les périodes de retour inférieures à 6 minutes. Une utilisation abusive des coefficients de Montana en dehors de leur plage de validité pourrait conduire à surestimer considérablement les précipitations.

Ainsi, pour estimer les débits produits par lot ou par tronçon de voirie il a été considéré que l'ensemble des précipitations qui ruissellent, arrive instantanément au point de calcul considéré. Cette hypothèse conduit à surestimer les débits car elle néglige les effets liés au transfert des écoulements vers l'exutoire (représentés dans les méthodes classiques par une fonction de transfert).

b. Calcul de la pluie nette

La pluie nette correspond à la partie des précipitations qui ruisselle effectivement c'est à dire qu'elle n'est ni évaporée, ni transpirée (évaporation par les feuilles), ni infiltrée. La pluie nette a été calculée de la manière suivante :

- Pour les zones imperméables (toitures, routes, etc.), la pluie nette a été considérée égale à la pluie brute (pluie totale) ;
- Pour les jardins, la pluie nette a été calculée d'après la fonction du SCS (Annexe VII), pour un Curve Number de 80. Dans le cas considéré (pluie vicennale de 6 minutes égale à 12,4 mm), aucun ruissellement n'est produit par les jardins.

c. Calcul du débit à partir de la pluie nette

Ainsi, le calcul du débit revient à la formule suivante, uniquement calculé pour les **zones imperméables, collectées par le réseau** :

$$Q_{20} = \frac{S \times P_{20} \times 10^{-3}}{\text{Durée} \times 60}$$

Avec : Q_{20} : débit vicennal en (l/s)

S : superficie imperméabilisée du bassin versant en m²

P_{20} : pluie vicennale en mm (ici d'une durée de 6 min)

Durée : durée en min (ici, 6 minutes)

V.3.4. Résultats

Les caractéristiques des bassins versants ont été recensés et ont permis de définir les principaux paramètres des formules. Les résultats des calculs pour les débits Q20 et Q100 sont synthétisés dans le Tableau V.5.

Les coefficients de ruissellement ont été calculés en fonction de l'occupation du sol (prise en compte de la perméabilité des sols), l'influence de la topographie, etc. À chaque zone définie, on associe une aire et un coefficient, puis un coefficient moyen est calculé pour le bassin versant (voir détail en annexe V).

Tableau V.5: Débits produits par bassin versant de l'étude

Bassin Versant	Type	Méthode de calcul	Superficie (ha)	Q20 (l/s)	Q100 (l/s)
1a	Naturel	Rationnelle	2,2	30	30
1b	Naturel	Rationnelle	86,7	2000	2600
2	Semi-Naturel	Rationnelle	2	50	60
3	Semi-Naturel	Rationnelle	6,8	110	140
4a	Naturel	Rationnelle	2,3	40	50
4b	Naturel	Rationnelle	3,2	60	70
5	Urbanisé	Avec pluie nette	4,4	300	360
5a	Urbanisé	Avec pluie nette	0,4	40	40
5b	Urbanisé	Avec pluie nette	0,6	40	50
6	Urbanisé	Avec pluie nette	2,8	330	390
7a	Urbanisé	Avec pluie nette	2,3	160	190
7b	Urbanisé	Avec pluie nette	1,6	50	60
8	Urbanisé	Avec pluie nette	0,7	40	90
9a	Urbanisé	Avec pluie nette	0,5	60	70
9b	Urbanisé	Avec pluie nette	0,7	120	140
9c	Urbanisé	Avec pluie nette	0,9	60	70
10	Urbanisé	Avec pluie nette	0,03	10	10
11	Naturel	Rationnelle	0,4	2	5

Au niveau des zones urbanisées, deux bassins versants collectés par le réseau sont dits en série (une configuration de bassin en série se produit lorsque l'exutoire du bassin versant amont (BVam) est le bassin versant aval (BVav). Le collecteur à l'aval doit donc être capable de prendre en charge l'intégralité du débit. Cette configuration a lieu entre les bassins versants BV6 et BV7a (au niveau du regard 76).

On trouve aussi le cas de deux bassins versants en parallèle (BV5a et BV5b, ils ont le même exutoire) qui se retrouvent au croisement de la RD 143 et de la Rue des Liobards (Regard 99).

Les débits équivalents ont donc été calculés (Tableau V.6). On se place dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire qu'on ne tient pas compte du décalage des débits dans le temps. Ainsi, l'exutoire prend en charge la somme totale des deux débits.

Tableau V.6: Débit équivalent produit aux exutoires des bassins associés

Bassin Versant	Superficie équivalente (ha)	Q20 (l/s)	Q100 (l/s)
6+7a	5,7	500	590
5a + 5b	1	80	90

VI. Étude hydraulique

L'objectif de l'étude hydraulique est d'estimer la capacité du réseau et de la comparer aux débits théoriques estimés pour l'événement de référence (Q20).

VI.1. Estimation capacité actuelle

Pour calculer la capacité des collecteurs, la formule de Manning-Strickler a été utilisée :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S$$

Avec : Q : débit de pointe

K : coefficient de frottement de Manning-Strickler

R_h : rayon hydraulique du collecteur (m)

I : pente du collecteur (m/m)

S : section du collecteur (m²)

La capacité des différents collecteurs a ainsi pu être estimée en exploitant cette formule. Un coefficient de sécurité de 20 % a été appliqué afin de prendre en compte les effets de fermeture et d'autoaération. Ainsi, le Tableau VI.1 présentent les résultats obtenus, avec le débit théorique et le débit corrigé retenu.

Remarques :

- *la pente des collecteurs n'est pas connue (pas de mesure réalisée à notre connaissance). Grâce aux données disponibles (levé du fil d'eau ou du radier au niveau des regards), la pente a pu être calculée sur certaines portions. Cependant, pour le reste du réseau, la pente utilisée dans le calcul n'est qu'une estimation. La capacité des collecteurs ainsi calculée doit donc être considérée avec précaution ;*
- *les conduites ne sont pas toujours en très bon état et ne permettent donc pas un transit optimum de l'eau. En effet, des inspections télévisées du réseau d'eaux usées ont été réalisées en septembre 2015 par l'entreprise VISI 38. Elles montrent que certaines portions du réseau ne sont pas en bon état : présence de racelles, ensemble complexe de racines, dépôts de matériau dur ou compacté, infiltration d'eau, etc. Les capacités estimées peuvent donc être localement surestimées.*

Un plan du réseau actuel est présenté en annexe III.

Tableau VI.1: Estimation de la capacité des canalisations du réseau

Tronçon	Amont	Aval	Matériaux	Diamètre (mm)	Coefficient de Manning	Rayon hydraulique (m)	Pente (%)	Capacité équivalente (l/s)	Capacité retenue (l/s)
T1	R87.1	R87*	Amiante-Ciment	200	91	0,05	5,1	90	70
T2	R87	R86	Amiante-Ciment	200	91	0,05	7,1	100	80
T3	R86	R85	Amiante-Ciment	300	91	0,08	6,0	280	220
T4	R85	R84	Amiante-Ciment	300	91	0,08	3,5	210	170
T5	R84.1	R84	Amiante-Ciment	300	91	0,08	0,2	50	40
T6	R84	R83	Amiante-Ciment	300	91	0,08	4,0	230	180
T7	R83	R82	Amiante-Ciment	400	91	0,08	5,3	570	460
T8	R82	R81	Amiante-Ciment	400	91	0,10	4,8	540	430
T9	R81	R80	Amiante-Ciment	300	91	0,10	3,3	210	170
T10	R80	R79	Amiante-Ciment	300	91	0,08	4,7	250	200
T11	R79	R76	Amiante-Ciment	300	91	0,08	5,7	270	220
T12	R76	R75	Amiante-Ciment	300	91	0,08	5,0	260	210
T13	R75	R74	Amiante-Ciment	300	91	0,08	6,7	300	240
T14	R74	R74.1	Béton	300	90	0,08	6,4	290	230
T15	R78	R77	Amiante-Ciment	300	91	0,08	10,2	370	300
T16	R77	R76	Amiante-Ciment	300	91	0,08	0,9	110	90
T17	P1	P2	PVC	200	120	0,05	2,6	80	70
T18	P3	R89	Amiante-Ciment	300	91	0,08	4,7	250	200
T19	P5	P6	PVC	400	120	0,10	7,7	900	720
T20	P6	P7	PVC	400	120	0,10	11,8	1120	890
T21	P8	P9	Béton	200	91	0,05	6,7	100	80
T22	P10	R99	Béton	300	91	0,08	0,6	90	70
T23	R98	R99	Amiante-Ciment	300	91	0,08	2	160	130
T24	R99	R100	Amiante-Ciment	300	91	0,08	2,5	180	140
T25	R100	R101	Amiante-Ciment	400	91	0,10	4	490	390
T25bis	R100	R101	Béton	300	90	0,08	10	360	290
T26	R101	R102	PVC	300	120	0,08	9,6	470	370
T27	R102	R103	PVC	300	120	0,08	10	480	380

* R87 correspond au regard numéro 87. Le reste des regards est nommé de la même manière.

VI.2. Description du fonctionnement du réseau

Le village de MONTCARRA est situé sur le sommet d'une colline, et la route départementale sous laquelle est enterré le réseau délimite les bassins versants. Les écoulements sont donc naturellement séparés à ce niveau.

Le point haut de la Grande Rue se situe au niveau de l'église. Les eaux collectées par le réseau sont ainsi séparées au regard R87.1 entre la partie du réseau « ouest » (BV6) et la partie « est » (BV5).

VI.2.1. BV6

Les eaux pluviales sont collectées sur la chaussée et sont dirigées vers les tronçons T1 à T6. L'ensemble de ces tronçons correspond à l'ancien réseau d'eaux usées unitaire. Lors des travaux de l'été 2016, cette portion a été mise en séparatif, une nouvelle canalisation pour les eaux usées uniquement a été placée en parallèle.

Les eaux pluviales des maisons situées le long de la rue sont raccordées aux tronçons T1 à T6. Pour celles qui sont trop éloignées, et situées en contre-bas de la route, les eaux pluviales sont traitées à la parcelle, notamment par infiltration sur les versants de la colline, en direction du réseau hydrographique (ruisseau de Saint-Savin ou combe au nord).

VI.2.2. BV7a

Le réseau n'est plus en séparatif sur ce bassin versant. Les eaux du BV6 collectées par le réseau sont prises en charge par les tronçons T7 et T8. À ceci s'ajoute les eaux de la chaussée et les eaux usées des habitations du BV7a. Les tronçons T9 à T12 drainent l'ensemble de ces eaux sous la RD 143, du regard R81 au regard R76. Quelques habitations déversent leurs eaux de toitures sur les caniveaux en bord de route et sont donc évacuées par le réseau.

Mise à part ces quelques habitations dont l'eau pluviale est prise en charge par le réseau, le reste des eaux pluviales produit sur ce bassin versant est directement restituée au milieu naturel (infiltration naturelle à la parcelle, écoulement de surface à l'aval).

VI.2.3. BV7b

Ce bassin versant se situe dans le prolongement des BV6 et BV7a. Les tronçons T12 à T14 drainent l'ensemble des eaux collectées jusqu'ici en direction du lagunage.

En revanche, une canalisation (T13bis) permet de prendre en charge les eaux de chaussées ainsi que les eaux de toiture en provenance de quelques habitations. Cette canalisation débouche ensuite vers un fossé en bordure de la route qui descend jusqu'au lieu-dit Le BIDAUD et rejoint le cours d'eau de la combe entre la GARENNE et MONT FLEURIER.

VI.2.4. BV9a

Ce petit bassin versant draine uniquement le ruissellement produit sur la chaussée du nouveau lotissement situé rue de la Forge. Sur ce bassin, le réseau est constitué de 3 avaloirs qui sont reliés entre eux par un unique tronçon en PVC (T17). Chaque avaloir est relié à un puits perdu qui permet d'infiltrer les eaux dans les sous-sols. Relier les puits perdus entre eux permet de rediriger les eaux vers le puits suivant en cas de saturation du puits à l'amont.

Ce réseau est déconnecté du réseau général de MONTCARRA.

VI.2.5. BV10

Tout comme le cas du BV9a, ce bassin versant draine uniquement le ruissellement de chaussée, sur une toute petite portion. 3 grilles permettent de récupérer l'eau et de l'infiltrer ensuite dans le sous-sol par le biais de 2 puits perdus.

Ce réseau est déconnecté du réseau général de Montcarra.

VI.2.6. BV9b

Ce bassin versant draine les eaux du sud du VILLAGE et des habitations le long de la RD143. À ce niveau, le réseau est en séparatif. Les travaux de l'été 2016 ont permis de raccorder presque toutes les maisons au tronçon T18.

Les eaux pluviales sont ensuite rejetées dans le fossé bordant la RD143 qui dirige ensuite les eaux vers le ruisseau de Saint-Savin dans la plaine.

VI.2.7. BV9c

Les habitations situées en contre-bas de la rue de la Forge ainsi que le bâtiment du syndicat des eaux constituent ce bassin versant. Les eaux sont naturellement dirigées vers l'aval et le milieu naturel (soit en écoulement diffus soit par le biais de fossé reprenant les eaux de toiture pour le cas du bâtiment du syndicat).

VI.2.8. BV8

Ce bassin versant dirige les eaux vers la combe entre les collines de la GARENNE et de MONT-FLEURIER. Les eaux de toiture et de chaussée ne sont prises en charge par aucun réseau et se dirigent vers le fond de la combe, où un petit cours d'eau draine ensuite les eaux en direction de ruisseau de Saint-Savin.

VI.2.9. BV11

Ce bassin correspond à la zone 1AU définie dans le PLU. Ce bassin ne draine que très peu d'eau et est constitué uniquement de prairie. N'étant pas urbanisé, aucun réseau n'est en place et les eaux de pluies sont infiltrées dans le sol et s'écoulent vers le fond de combe au nord.

VI.2.10. BV5a

Le réseau en place sur ce bassin draine les eaux de toitures et de chaussée des habitations bordant la rue des Liobards. Les écoulements sont captés par le réseau grâce à des raccordements et des grilles en bord de rue. L'exutoire du réseau sur ce bassin se trouve au niveau du regard R99, qui rejoint la portion en unitaire de la RD143.

VI.2.11. BV5b

Situé à l'amont du réseau général, le réseau sur ce petit bassin versant recueille les eaux de chaussée et pluviales des quelques habitations situées à l'ouest du lieu-dit du LOYATEY. Le réseau est en unitaire et est rejoint à l'aval par le BV5a.

Le reste des tronçons à l'aval (T23 à T27) ne collecte que les eaux usées des habitations et dirige les eaux vers le lagunage en longeant le ruisseau de Saint-Savin.

VI.2.12. BV5

Sur ce bassin versant collecte, le réseau collecte les eaux pluviales issues des toitures des habitations situées en bord de route ainsi que les écoulements de voiries. Le réseau est en séparatif. La portion en pluviale dirige les eaux vers l'aval de l'étang de Gôle et se déverse dans le ruisseau de Saint-Savin.

Les habitations qui ne sont pas reliées au réseau traitent l'eau pluviale à la parcelle en laissant les écoulements s'infiltrer et s'écouler naturellement vers le réseau hydraulique situé en bas de versant.

VI.2.13. BV1 à 4b

L'amont de ces bassins versants a été qualifié de naturel ou semi-naturel dans le cadre de cette étude. Aucun réseau d'eaux pluviales n'est présent sur ces bassins. Tous les écoulements produits sont traités à la parcelle par infiltration et écoulement vers l'aval des versants. La présence de deux puits perdus est connue, sur deux parcelles : une dans le BV3 et une dans le BV4a.

Les ruissellements de voirie sont pris en charge par des fossés.

VI.3. Diagnostic pour l'événement de référence

La capacité estimée des collecteurs est comparée au débit de référence (période de retour 20 ans) produit par les bassins versants interceptés. Le tableau suivant récapitule les tronçons à l'aval des bassins versants étudiés.

Tableau VI.2: Comparaison capacité et débit de référence à prendre en charge

Tronçon	BV intercepté	Capacité collecteur (l/s)	Q20 BV intercepté (l/s)	Capacité suffisante
T7	BV6	460	330	OUI
T8	BV6	430	330	OUI
T9	BV6	170	330	NON
T13	BV6 + 7a	240	500	NON
T14	BV6 + 7a	230	500	NON
T18	BV9b	200	120	OUI
T19	BV5	720	300	OUI
T20	BV5	890	300	OUI
T21	BV7b	80	50	OUI
T22	BV5a	70	40	OUI
T23	BV5b	130	40	OUI
T24	BV5a + 5b	140	90	OUI
T25	BV5a + 5b	390	90	OUI

VI.3.1. Tronçon 9 et suivant

Le tronçon T9 prend en charge les écoulements issus du BV6, après le virage entre le RD54 et la Rue des Fontaines. Sur les tronçons en amont, le diamètre de canalisation est de 400 mm, ce qui permet de faire transiter tout le débit intercepté. En revanche, à partir du T9, le diamètre passe à 300 mm, ce qui diminue fortement la capacité de la canalisation.

Sur cette portion, la pente exacte n'est pas connue ; elle a donc été estimée. Cependant, même en faisant varier la pente dans une large fourchette d'incertitude, la capacité de la conduite n'est pas suffisante. À ceci s'ajoute les informations récoltées par les inspections visuelles réalisées par VISI 38 en septembre 2015. La conduite à ce niveau n'est pas en très bon état (présence de racicelles, complexes racinaires, etc.), ce qui diminue d'autant plus la capacité de la conduite.

Les tronçons suivants, jusqu'au regard R76 à l'aval du BV7a sont dans la même configuration. Le débit de pointe ne peut pas être drainé par le réseau.

VI.3.2. Tronçons 13 et 14

Ces deux tronçons viennent dans le prolongement des tronçons 9-10-11-12 et sont de capacité supérieure (environ 240 l/s au lieu de 170 l/s au niveau de T9, voir Tableau VI.1). Cependant ils ne sont pas suffisants pour faire transiter le débit produit par le BV6 et le BV7a (500 l/s).

VI.3.3. Reste du réseau

Au vu du diagnostic précédent, le reste du réseau est correctement dimensionné pour prendre en charge les débits produits par les bassins versants interceptés.

VI.3.4. Bassin versant naturel

Les débits produits sur ces bassins sont assez faibles, d'autant que les écoulements ne sont pas concentrés. Il n'y a donc pas d'axe préférentiel qui devra capter l'intégralité du débit estimé. L'infiltration et le ruissellement de surface sur les zones naturelles semblent être les meilleures options.

Seul le bassin versant BV1b produit un débit significatif (environ 2 m³/s pour un événement vicennal, voir au paragraphe V.3.4). De plus la configuration topographique concentre les écoulements sur le Chemin de Fuissieux, qui longe le hameau en descendant la colline. Les écoulements ici pourraient provoquer des désordres au niveau des habitations. Pour une proposition d'aménagement, se référer au paragraphe VIII.

VI.4. Diagnostic pour un événement centennal

Le débit centennal calculé dans le paragraphe V.3.4 est comparé à la capacité des collecteurs. Le résultat est présenté dans le Tableau VI.3.

On retrouve les mêmes points noirs hydrauliques que dans le cas de l'étude avec le débit de référence, à savoir les tronçons limitant sont :

- T9 à T12 interceptant le BV6 ;
- T13 à T14 interceptant BV6 + BV7a.

Le reste du réseau fonctionne correctement dans le cas d'un événement centennal.

Tableau VI.3: Comparaison capacité et débit centennal

Collecteur	BV intercepté	Capacité collecteur(l/s)	Q100 BV intercepté (l/s)	Capacité suffisante
T7	BV6	460	390	OUI
T8	BV6	430	390	OUI
T9	BV6	170	390	NON
T13	BV6 + 7a	240	590	NON
T14	BV6 + 7a	230	590	NON
T18	BV9b	200	140	OUI
T19	BV5	720	360	OUI
T20	BV5	890	360	OUI
T21	BV7b	80	60	OUI
T22	BV5a	70	40	OUI
T23	BV5b	130	50	OUI
T24	BV5a + 5b	140	90	OUI
T25	BV5a + 5b	390	90	OUI

VI.5. Possibilité de raccordement supplémentaire

Les perspectives d'urbanisation, en situation future, engendrent une augmentation des surfaces imperméabilisées et par la même une augmentation des volumes et débits ruisselés. De ce fait, toute nouvelle zone d'urbanisation devra compenser les volumes et débits supplémentaires qu'elle génère par rapport à une situation actuelle non imperméabilisée.

En cas de difficultés de gestion des eaux à la parcelle (impossibilité d'infiltration ou de récupération), le rejet s'effectuera à débit régulé de préférence vers le milieu naturel ou, si cela n'est pas possible, dans un réseau séparatif d'eaux pluviales.

Les rejets vers les réseaux unitaires sont à proscrire. Dans des conditions particulières et sous réserve d'accord des services compétents, ils pourront être choisis en dernier recours. En outre, la séparation des réseaux « eaux pluviales » et « eaux usées » dans l'emprise de l'unité foncière reste obligatoire.

Les règles de rejet sont exprimées par un débit de fuite à garantir jusqu'à une occurrence d'événement pluvieux donnée.

Les débits de fuite sont exprimés en litre / seconde / ha cadastré.

Cas de la zone 1AU

Un débit de ruissellement en situation actuelle non aménagée, sur une parcelle type de 1 ha, a été calculé : il s'agit du débit spécifique en l/s/ha cadastré. En se basant sur l'analyse hydrologique, le débit produit sur la zone AU, d'une superficie de 0,4 ha, en l'état actuel et pour une pluie vicennale est de 2 l/s. Ainsi **le débit de fuite autorisé sur cette zone sera de 5 l/s/ha** pour un événement vicennale.

Ce débit spécifique servira de base pour le calcul des débits maximum rejetés pour chaque nouvelle zone urbanisée. La limitation de ce débit de rejet imposera, au minimum, la mise en place de système de rétention (réservoir sous chaussée par exemple) et un débit de fuite égal au maximum au débit spécifique, éventuellement à l'échelle de chaque parcelle, pour le tamponnement des eaux de ruissellement induites.

Pour le cas spécifique de la zone à urbaniser, plusieurs solutions théoriques pour le traitement des écoulements sont possibles :

- les diriger vers le réseau de collecte présent Grande Rue, sous réserve que la configuration des aménagements le permette (si canalisation de raccordement en contre-pente, raccordement impossible) ;
- les diriger vers l'étang au nord-ouest. Dans ce cas, il est important de veiller à ne pas rejeter plus que le débit « naturel » pendant la durée, afin que le débit de pointe ne dépasse pas le débit naturel (et ainsi ne pas perturber le fonctionnement hydraulique initial de la zone). Ainsi, il sera nécessaire de mettre en place un bassin de stockage (avec comme débit de fuite 5 l/s, tel que calculé dans le paragraphe V.3.4 pour un événement centennal) ;
- les prendre en charge à la parcelle par un système de puits d'infiltration, sous réserve que la perméabilité et la stabilité des sols le permettent (sondage et essai de perméabilité à réaliser lors de l'étude d'aménagement de la zone).

Étant donné la localisation de cette zone et le fait, qu'en l'état actuel, le réseau ne peut accepter plus de rejet (tronçon T9 et suivants de capacité insuffisante), il est préférable qu'en cas d'urbanisation, le raccordement au réseau d'eau pluvial ne soit pas envisagé. Il sera plus opportun de mettre en place un traitement des écoulements à la parcelle.

De manière générale, les dispositifs de stockage mis en place devront intégrer une surverse en cas de saturation et que les écoulements issus de la surverse devront être dirigés vers des zones non vulnérables.

Cas des zones urbanisées

Il en est de même pour le reste des zones du secteur urbanisé. La mise en place de traitement à la parcelle (avec débit de fuite) sera préférable tant que des travaux de mise en séparatif sur l'intégralité du réseau ne sont pas réalisés. Ces éléments sont repris dans la partie zonage – règlement.

VII. Zonage et règlement associé

VII.1. Principes généraux des schémas directeurs des eaux pluviales

VII.1.1. Éléments concernés par le règlement

Les projets soumis à la mise en place des règles de gestion des eaux pluviales explicitées ci-après sont :

- Les constructions neuves ;
- Les constructions existantes : extensions de plus de 20 m² ;
- Les reconstructions.

Cas de constructions neuves : la surface imperméabilisée à compenser sera prise égale à la surface d'emprise maximale au sol des constructions augmentée des équipements internes à la parcelle : voies d'accès, terrasses, parking, abri jardin, piscine couverte, etc.

Cas des extensions : dans le cas d'une extension d'une construction existante, seule l'extension liée au projet est prise en compte dans le calcul de la surface imperméabilisée à compenser, sans rattrapage de la solution pré-existante.

Si l'extension est inférieure à 20 m² de surface au sol, les règles suivantes ne s'appliquent pas et aucune rétention des eaux pluviales n'est alors imposée sur l'unité foncière.

VII.1.2. Stratégie à privilégier

Au regard des capacités du réseau eaux pluviales, il convient de mettre en œuvre une stratégie efficace pour la gestion des eaux pluviales dans les projets d'urbanisation.

La démarche réglementaire à imposer est la suivante :

1. La séparation des réseaux « eaux pluviales » et « eaux usées » dans l'emprise de l'unité foncière est obligatoire quel que soit le point de rejet envisagé.
2. L'aménageur doit privilégier l'infiltration sur la parcelle des eaux pluviales et ne prévoir aucun rejet sur le domaine public lorsque cela est possible.
Les conditions de faisabilité de l'infiltration à la parcelle sont présentées au paragraphe VII.1.3.
3. Dans le cas où l'aménageur se trouve face à une impossibilité d'infiltrer (à justifier par tout document demandé par les services compétents en matière d'eaux pluviales) notamment si l'impossibilité manifeste (non aptitude des sols – niveau haut de nappe incompatible) est démontrée par l'aménageur (étude de sols à minima) et validée par les services compétents en matière d'eaux pluviales, il sera alors laissé la possibilité de rejeter les eaux pluviales à **débit régulé** dans un milieu naturel superficiel (fossé, cours d'eau, etc.) en respectant les prescriptions techniques et l'autorisation de rejet de l'autorité compétente.
4. Dans le cas où l'aménageur se trouve face à une impossibilité d'infiltrer et de rejeter dans le milieu naturel, il devra le justifier par tout document demandé par les services compétents en matière d'eaux pluviales. Il sera alors toléré un rejet à **débit régulé** vers le réseau public d'assainissement des eaux pluviales sous réserve que celui-ci dispose d'une capacité résiduelle suffisante.

Les conditions de rejets dans les eaux superficielles (milieu naturel, fossés et réseaux) sont présentées dans les paragraphes suivants.

En parallèle, il convient d'inciter à la maîtrise de l'imperméabilisation des surfaces :

1. L'emploi de matériaux perméables (ex : pavés à joints enherbés ou poreux, gravillons concassés, etc.) permet de minimiser les volumes de ruissellement produits et ainsi de limiter le dimensionnement des infrastructures pluviales à prévoir pour le même gain final.
2. L'intégration des techniques alternatives dès la conception du projet permet d'optimiser le mode de gestion et, là encore, de limiter le dimensionnement des infrastructures pluviales.

Enfin, la récupération des eaux pluviales peut être valorisée.

Cette méthode à deux effets positifs : réduction des volumes de ruissellement et économie de la ressource en eau potable.

La réglementation (arrêté du 21 août 2008) autorise la récupération des eaux de toitures pour l'arrosage, le lavage des sols, l'évacuation des excréments. D'autres utilisations peuvent être faites en cas d'installation d'un dispositif de traitement adapté (ex : lavage du linge selon le type d'établissement).

Toutefois, des précautions doivent être prises dans la mise en œuvre de ces dispositifs : sanitaires (exigences sanitaires réglementaires), non interaction avec les ressources eau potable, protection, entretien, etc.

En conséquence, la gestion à la parcelle doit être privilégiée, dans la politique engagée de gestion des eaux pluviales. Ce scénario est préconisé par les instances de l'eau (Agence de l'Eau, Conseil Général) et présente les avantages de mutualiser les efforts et les risques résiduels : l'objectif est de maîtriser le ruissellement dès la source dans une perspective de désordres diffus non ou peu dommageables, plutôt que concentrer les débits vers l'aval proche ou plus éloigné, pour des désordres circonscrits spatialement mais plus dommageables.

VII.1.3. Cas de l'infiltration

L'infiltration des eaux de ruissellement est la solution à privilégier sauf sur les zones où elle est exclue pour des enjeux environnementaux (qualité des aquifères), géologiques (stabilité des sols) ou pour une impossibilité avérée (perméabilité du sol insuffisante).

La faisabilité de l'infiltration doit être établie au regard des principes suivants :

1. La perméabilité des sols
 - a) Sol très peu perméable à imperméable ($k^1 \leq 10^{-7}$ m/s) : l'infiltration n'est pas envisageable,
 - b) Sol peu perméable à perméable (k compris entre 10^{-7} et 10^{-4} m/s) : l'infiltration des eaux pluviales peut être réalisée,
 - c) Sol perméable à très perméable ($k > 10^{-4}$ m/s) : l'infiltration des eaux pluviales est possible mais nécessite des précautions pour maîtriser les transferts de polluants.
2. Pente du terrain

Les dispositifs d'infiltration sont à proscrire dans les zones présentant des pentes fortes (10 % et plus), sauf si une étude justifie de l'absence d'impact sur l'aval.
3. Présence d'une nappe

Pour assurer leur bon fonctionnement, les dispositifs d'infiltration sont à proscrire si une hauteur minimale de 1 m entre le fond du dispositif d'infiltration et le niveau maximal de la nappe n'est pas respectée.

1 k est le coefficient de perméabilité du sol

4. Risque géotechnique

Les dispositifs d'infiltration sont à proscrire dans une zone de prévention liée aux risques de glissement de terrain.

Au cours de l'élaboration des projets, une étude de perméabilité :

1. Est conseillée dans le cadre de la mise en œuvre de dispositif d'infiltration des eaux pluviales, afin de confirmer la capacité des sols à l'infiltration ;
2. Est obligatoire dans le cadre d'une demande de raccordement des eaux pluviales au réseau eaux pluviales.

La solution d'infiltration est à privilégier, car elle permet de ne pas augmenter les débits générés par temps de pluie.

En conséquence, la collectivité doit préférer l'infiltration si elle s'avère réalisable et peut se réserver le droit de refuser un rejet dans ses infrastructures de collecte si elle estime que le pétitionnaire dispose d'autres solutions pour la gestion de ses eaux pluviales générées par son projet. Le pétitionnaire devra alors transmettre tous les éléments demandés par la collectivité lui permettant d'émettre un avis.

VII.2. Application au cas de Montcarra – Zonage

Une carte du zonage du schéma directeur des eaux pluviales est donnée en annexe I.

Le zonage d'assainissement des eaux pluviales définit les secteurs où il convient de traiter l'imperméabilisation en mettant en place des dispositifs de rétention et/ou de traitement des eaux pluviales.

Dans le zonage de la commune de MONTCARRA, trois zones ont été définies :

- **les zones agricoles ou naturelles ;**
- **les zones urbanisées ou à urbaniser en gestion collective**
- **les zones urbanisées ou à urbaniser en gestion semi-collective ou par infiltration**

Remarques :

- *De manière générale, une attention particulière sera portée à l'entretien du réseau, tant au niveau des fossés et canalisations que sur les entrées du réseau (grille, avaloirs) pour éviter tout risque de colmatage et ainsi perturber le fonctionnement normal du système.*
- *Tout système de gestion des eaux pluviales doit rester accessible.*
- *Les dispositifs doivent être implantés à une certaine distance par rapport aux bâtiments (dans la mesure du possible), à toute limite séparative de voisinage et de tout arbre ou végétal développant un système racinaire important.*
- *Il ne faut pas couvrir les systèmes d'un revêtement étanche.*

VII.2.1. Zone I : Gestion individuelle ou semi-collective par infiltration

Les dispositifs à mettre en œuvre privilégient l'infiltration et le stockage/infiltration.

En fonction de l'occupation des sols envisagée, deux cas de figures sont envisageables :

- pour les constructions individuelles au sens strict (habitat individuel isolé ou diffus), il faut privilégier des techniques d'infiltration en surface (tranchées d'infiltration, noues). À défaut, des puits d'infiltration pourront être réalisés. Les surverses seront dirigées vers le réseau hydrographique le cas échéant.
- pour les lotissements, il convient d'associer les dispositifs individuels (puits et tranchées de stockage-infiltration) et des dispositifs semi-collectifs destinés au traitement des eaux collectées par la voirie et des surverses des dispositifs individuels. Ces dispositifs pourront être soit du type stockage-infiltration (puits perdus), soit du type bassin de retenue. Les surverses seront dirigées vers le réseau hydrographique le cas échéant.

VII.2.2. Zone II : Gestion collective

Cette zone correspond aux zones urbaines du centre bourg. Les secteurs concernés par ce zonage sont limités aux habitations bordant les voiries pour lesquelles un réseau de collecte des eaux pluviales traditionnel existe déjà. Deux objectifs doivent être poursuivis dans cette zone :

- ➔ la gestion des eaux pluviales pour les projets futurs (création de nouvelles zones bâties, reconstruction ou reconversion d'îlots urbains, etc.) ;
- ➔ l'amélioration de la gestion des eaux pluviales dans les zones bâties en cas d'insuffisance du réseau.

Les dispositifs individuels et/ou semi-collectifs doivent être mis en œuvre chaque fois que cela est possible, mais ils ne sauraient constituer le facteur principal de gestion des eaux pluviales. Des travaux d'amélioration du réseau semblent indispensable au regard du diagnostic établi précédemment. Les propositions d'aménagements sont présentées au paragraphe VIII.

Deux grands types de dispositifs peuvent être mis en œuvre dans la zone II :

- un système de puits d'infiltration si des sondages valident la bonne perméabilité du sol ;
- un raccordement au réseau d'eau pluviale qui doit être passé en séparatif sur l'ensemble de la commune.

VII.2.3. Zone III : Zone agricole ou naturelle

Cette zone correspond aux zones agricoles ou naturelles en périphérie des zones urbaines telles que définies dans le PLU. Aucun dispositif particulier ne peut être préconisé de manière systématique. Néanmoins l'application de principes et de règles d'usage des sols est souhaitable afin d'éviter une dégradation de la situation en aval.

La préservation des espaces boisés doit être une priorité. De même, le maintien de tous les éléments végétaux ou topographiques qui limitent le ruissellement (haies, taillis, chemin d'exploitations, etc.) doit être assuré. La forêt sur les coteaux et dans les combes doit notamment être conservée.

Une concertation avec les exploitants agricoles peut favoriser des cultures et des modes d'exploitation limitant le ruissellement, comme :

- maintien de bande enherbées de 4 à 5 mètres en bordure de parcelles agricoles, en fond de talwegs et en aval direct des coteaux ;
- travail des terres dans le sens des courbes de niveaux.

VIII. Propositions d'aménagement

Les propositions d'aménagements présentées ici se veulent être des solutions pour pallier les lacunes du réseau actuel, tel qu'il a été diagnostiqué. Elles ne sont en aucun cas obligatoires mais sont fortement conseillées. Certains éléments ont déjà été évoqués dans le schéma directeur d'assainissement des eaux usées (SDA), réalisé en 2014 par le Groupe Merlin.

Les principaux axes d'amélioration préconisés sont les suivants :

- mise en œuvre de techniques individuelles ou semi-collectives de maîtrise des eaux pluviales le plus en amont possible ;
- mise en œuvre à une échelle plus large de technique collectives de maîtrise des eaux pluviales ;
- gestion passive des risques résiduels.

L'étude réalisée permet ainsi de proposer des aménagements ayant deux objectifs :

- résoudre les principaux dysfonctionnements connus :
 - maîtrise quantitative des eaux de ruissellement ;
 - réduction des mises en charge de réseaux et suppression des zones de débordement ;
- réduire les impacts quantitatifs sur le milieu naturel :
 - suppression des déversoirs d'orage
 - séparation des eaux usées et des eaux pluviales

Aménagement n°1 : mise en séparatif du réseau à l'amont du DO1

Des travaux ont été réalisés sur le réseau d'assainissement au cours de l'année 2016. Ils ont permis de passer en séparatif la tête du réseau au niveau de la Grande rue. Cependant, comme vu dans la présente étude, au croisement avec la route départementale 54, le réseau passe en unitaire et il est de capacité insuffisante.

Une solution d'aménagement consisterait à poser une canalisation en parallèle de l'existante sur tout l'aval du réseau afin d'assurer la séparation des écoulements. Les dimensions minimales pour collecter l'intégralité de l'eau pluvial à ce niveau seraient une canalisation de 400 mm de diamètre. Dans le cas de la réalisation de cet aménagement, une mesure plus précise de la pente permettra d'ajuster au mieux les caractéristiques du nouveau tronçon à mettre en place.

Un avantage non négligeable de cet aménagement est la suppression du déversoir d'orage (DO1) à l'aval. Les eaux usées pourraient donc transiter jusqu'au lagunage sans encombrer ce dernier de volumes supplémentaires liés au ruissellement. Les eaux pluviales seraient dirigées directement vers le ruisseau de Saint-Savin, en parallèle du réseau d'eau usées. Afin de ne pas aggraver la situation en cas d'événement intense, il sera sûrement nécessaire de créer une zone de stockage afin d'écarter le débit avant rejet dans le milieu naturel. En s'affranchissant du déversoir d'orage et du risque de pollution qu'il induit, cet aménagement est largement bénéfique.

Aménagement n°2 : mise en séparatif du réseau à l'amont du DO2

Il est en de même pour la portion du réseau qui se situe en amont du DO2. Tout le réseau n'est pas encore en séparatif, notamment la tête de réseau sur la RD143 ainsi que le réseau d'eau pluvial rue des Liobards qui se jette dans le réseau unitaire. Il s'agit donc de passer l'ensemble du réseau à ce niveau en séparatif en posant les canalisations nécessaires et en raccordant correctement les tronçons. Comme pour le cas précédent, cet aménagement permettrait de supprimer le déversoir d'orage et ainsi de s'affranchir des problèmes de pollution.

Aménagement n°3 : mise en place d'un fossé drainant les écoulements au hameau de Fuissieux (Figure VIII.1)

La présente étude a montré qu'un débit non négligeable pouvait impacter une partie du hameau de Fuissieux. La carte des aléas réalisée sur la commune montre bien qu'un risque de ruissellement existe à ce niveau.

Une solution d'aménagement serait la mise en place d'un simple fossé le long de la route qui permette de prendre en charge les écoulements le long de la zone urbanisée et qui rejetterait l'ensemble des eaux interceptées à l'aval, dans la zone naturelle avant le ruisseau de Saint-Savin. Cette solution nécessite cependant la maîtrise foncière de cette zone pour y rejeter les eaux pluviales.

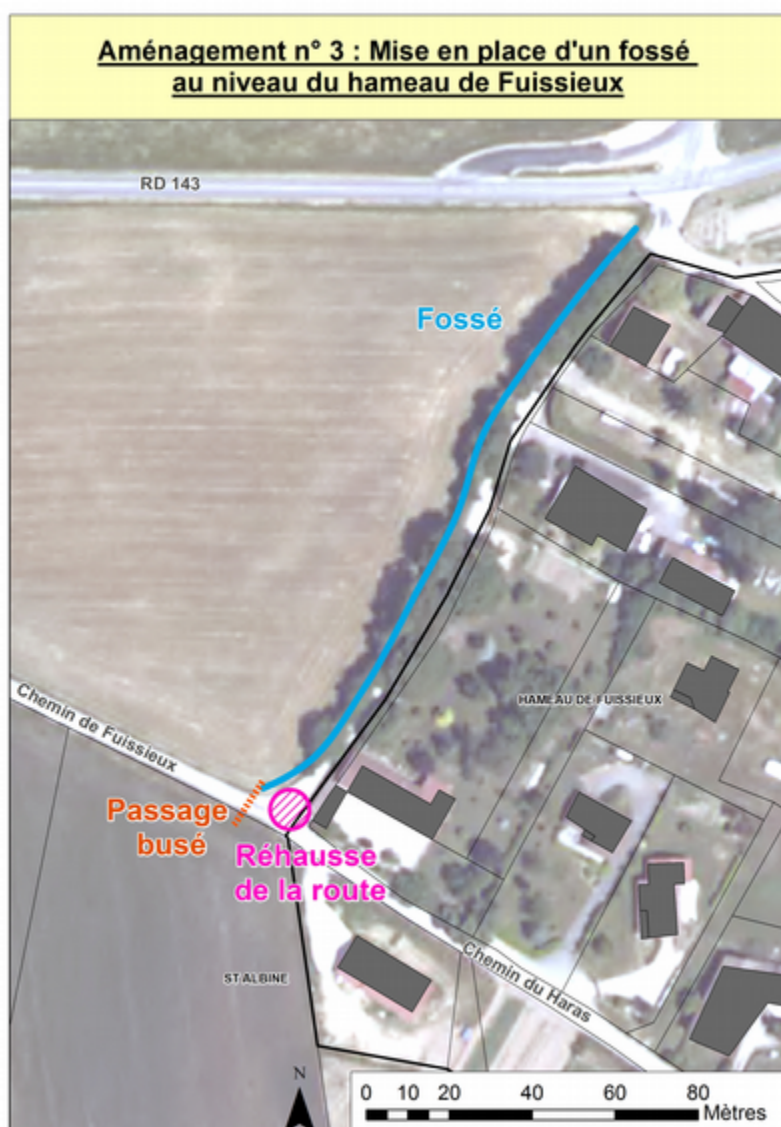


Figure VIII.1: Proposition pour l'aménagement n°3

Dans le cas de la mise en place de cet aménagement, il faudra s'assurer que les écoulements ne soient pas dirigés vers les quelques habitations à proximité, au niveau du Chemin du Haras. Pour cela, le fossé doit être implanté à droite de la route, chemin de Fuissieux (dans le sens de la pente descendante). De plus, le franchissement du croisement avec le chemin du Haras doit être correctement réalisé pour éviter toute dérive des écoulements vers les habitations (surélévation de la route au centre et mise en place d'une buse suffisante).

Récapitulatif :

- ➔ Mise en séparatif de l'intégralité du réseau de collecte des eaux sur la commune dans le but :
 - d'obtenir un réseau de capacité suffisante pour la prise en charge des eaux pluviales ;
 - de s'affranchir des déversoirs d'orages et d'optimiser la qualité des rejets ;
 - de soulager le lagunage.
- ➔ Mise en place d'un fossé de prise en charge des ruissellements naturels dans le but de :
 - protéger les habitations du hameau de Fuissieux contre les divagations des eaux de ruissellements.

IX. Annexes

ANNEXE I : Plan du zonage

ANNEXE II : Solutions envisageables

ANNEXE III : Plan du réseau actuel (Plan général – Partie Est – Partie Ouest)

ANNEXE IV : Carte de la zone d'étude

ANNEXE V : Méthode rationnelle

ANNEXE VI : Forme de calcul du temps de concentration

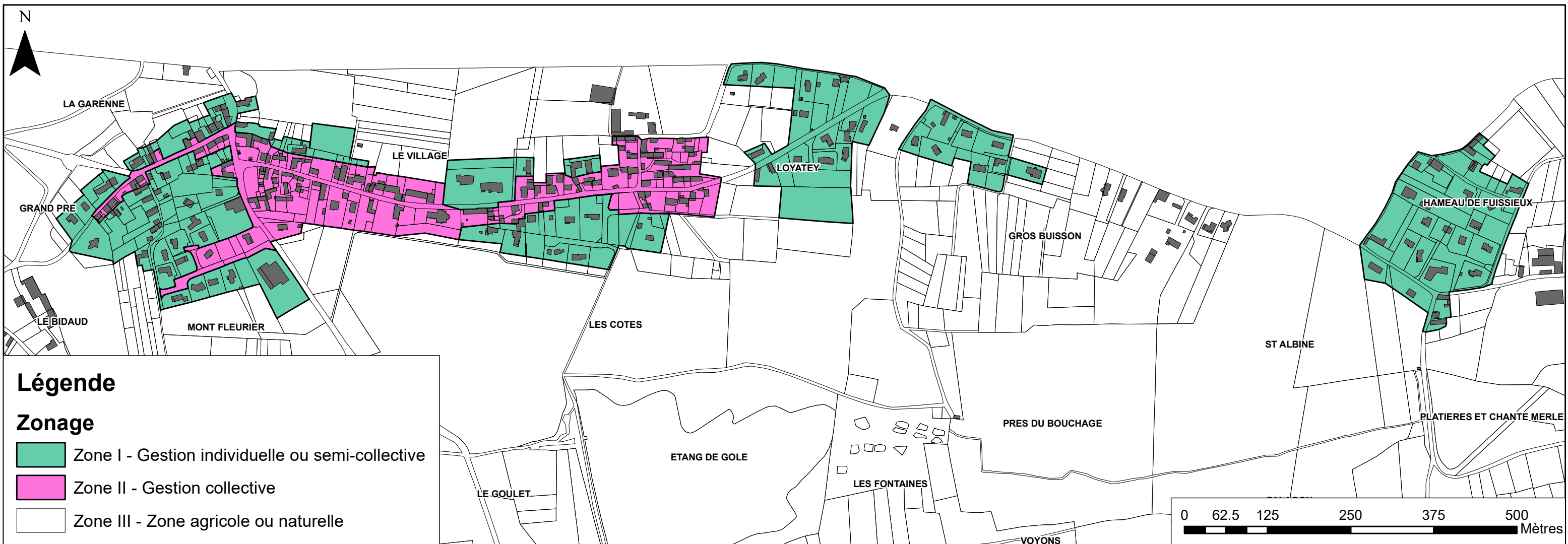
ANNEXE VII : Méthode du SCS

ANNEXE VIII : Coefficient CN (Curve Number)

ANNEXE IX : Réseau hydrographique

ANNEXE I

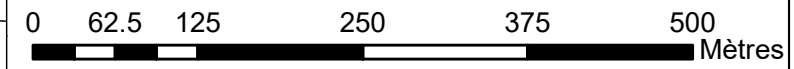
PLAN DU ZONAGE



Légende

Zonage

-  Zone I - Gestion individuelle ou semi-collective
-  Zone II - Gestion collective
-  Zone III - Zone agricole ou naturelle



ANNEXE II

SOLUTIONS ENVISAGEABLES

Solutions envisageables

1 Gestion quantitative des eaux pluviales

Les bassins de régulation structurants

Ces ouvrages se conçoivent à l'échelle d'opérations d'habitat collectif ou pavillonnaire à partir d'une dizaine de lots, d'une ZAC ou d'une opération de restructuration de l'habitat.

La prise en compte des besoins de régulation des eaux dès les premières phases de réflexion facilite généralement leur mise en œuvre dans de bonnes conditions : un bassin de rétention peut s'intégrer dans des espaces verts par ailleurs imposés, ou dans des aires de jeux.

La rétention et l'infiltration à la parcelle

Les bassins sont dans certains cas consommateurs de place et parfois incompatibles avec l'équilibre financier des opérations essentiellement lorsqu'elles sont de petites tailles.

L'emploi d'autres techniques permet éventuellement de réduire les caractéristiques des aménagements à mettre en place à l'aval (volumes de bassins de rétention notamment), voire de les supprimer.

Il s'agit de techniques dites alternatives. Elles se divisent en deux catégories :

→ Les solutions à la parcelle, réalisées chez les riverains :

- a) Le stockage en citerne : le stockage des eaux de toiture en citerne permet la réutilisation des eaux à des fins d'arrosage des espaces verts. Ce type de dispositif entre dans une logique globale d'économie de consommation d'eau potable.
- b) Les puits d'absorption : creux ou remplis de matériaux drainants, ils sont particulièrement adaptés pour les habitations individuelles.
- c) Les toits stockant et toitures végétalisées : les eaux de pluie sont provisoirement stockées en toiture et restituées à débit limité dans le réseau. Cette technique n'est applicable que dans certains cas de projets architecturaux.

→ Les solutions à réaliser au niveau de la voirie :

- a) Les tranchées drainantes : les eaux de ruissellement sont drainées à vitesse réduite au travers d'un matériau poreux.
- b) Les fossés et noues : les eaux de ruissellement sont régulées par infiltration dans le sol ou par ralentissement des écoulements. Des fossés larges et peu profonds avec régulation des débits à l'exutoire donnent de bons résultats dans les secteurs peu pentus. Les noues sont très valorisantes pour les espaces verts.
- c) Les chaussées à structure réservoir et pavés enherbés : les débits de pointe sont écrêtés par stockage temporaire de la pluie dans le corps de chaussée et évitent ainsi de mobiliser une emprise foncière supplémentaire pour le traitement des eaux de pluie.

2 *Gestion qualitative des eaux pluviales*

Il est nécessaire d'imposer la mise en œuvre de dispositifs de traitement des eaux pluviales notamment à l'aval des surfaces destinées à la circulation, au stationnement, au nettoyage ou à des activités potentiellement sources de dépôts de pollutions.

La lutte contre les différents polluants transportés par les eaux pluviales vers les eaux de surface peut s'effectuer de deux façons :

Actions curatives : en favorisant la décantation des eaux pluviales dans des bassins.

L'efficacité de ces bassins repose sur la mise en œuvre d'une longueur suffisante permettant aux matières en suspension de se déposer au fond du bassin au cours de la traversée. Une grande partie des pollutions véhiculées par ces effluents, fixées sur les MES, sont alors décantées.

Les rendements épuratoires annoncés par les constructeurs sont de l'ordre de 65 à 70% pour les paramètres MES, DCO, DBO5 et hydrocarbures. Ils sont plus faibles, proche de 30 à 40 %, pour l'azote et le phosphore.

Il apparaît que, dans certains cas, la mise en œuvre de ces bassins extensifs soit impossible compte tenu de la trop faible emprise disponible en amont immédiat des rejets pluviaux (secteurs fortement urbanisés).

D'autres solutions plus compactes existent alors (décanteur particulaire ou lamellaire enterré) mais leur coût de mise en œuvre est beaucoup plus important. Leur principe repose sur la multiplication des surfaces de séparation eau-particules à l'aide d'une structure lamellaire. A rendement équivalent, ces ouvrages sont donc plus compacts (volume 4 à 5 fois inférieur à celui d'un décanteur classique). Préfabriqués, ils peuvent être enterrés et leur entretien est relativement aisé.

Avant la mise en place de tels procédés, il convient d'estimer la pollution à intercepter pour choisir le système le plus adapté. La commune de MONTCARRA étant principalement occupée par des habitations et relativement peu concernée par le passage de poids lourds de manière régulière, les sources de pollution sont limitées.

Actions préventives : en piégeant la pollution à la source. Il peut être envisagé :

- ➔ La mise en place de déshuileur-débourbeur sur les aires de stationnement.
- ➔ L'élaboration d'une stratégie de nettoyage des rues pour éviter l'accumulation de polluants.
- ➔ Dans les secteurs d'urbanisation nouvelle, l'utilisation de différentes techniques alternatives (structures réservoirs, toits stockant, etc.) pour remplacer les réseaux enterrés traditionnels.

Parmi ces dispositifs, les noues (fossés enherbés larges et peu profonds) en particulier, favorisent la dépollution en augmentant la décantation des matières polluantes en suspension.

ANNEXE III

PLAN DU RÉSEAU ACTUEL

-

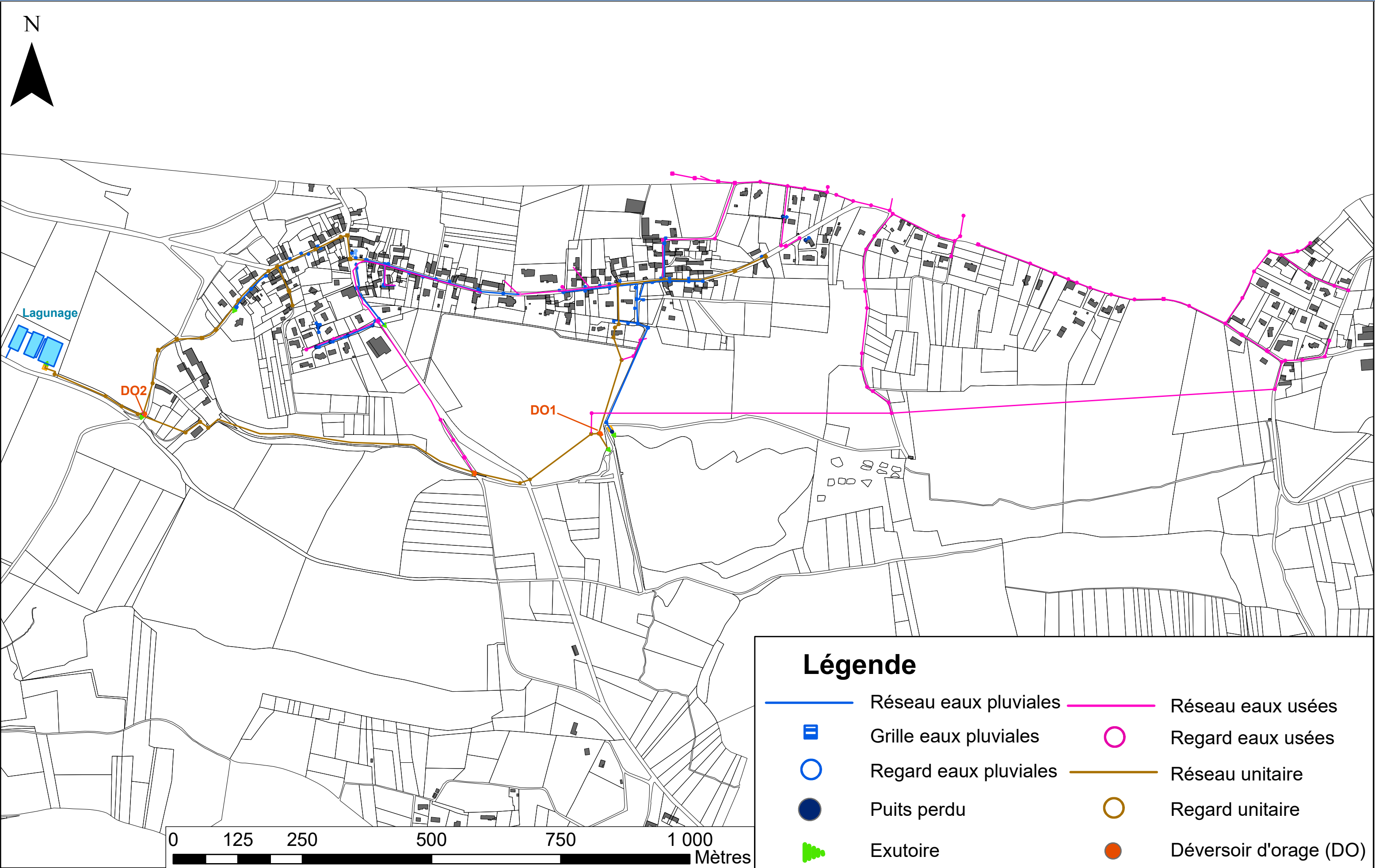
PLAN GÉNÉRAL

PARTIE EST

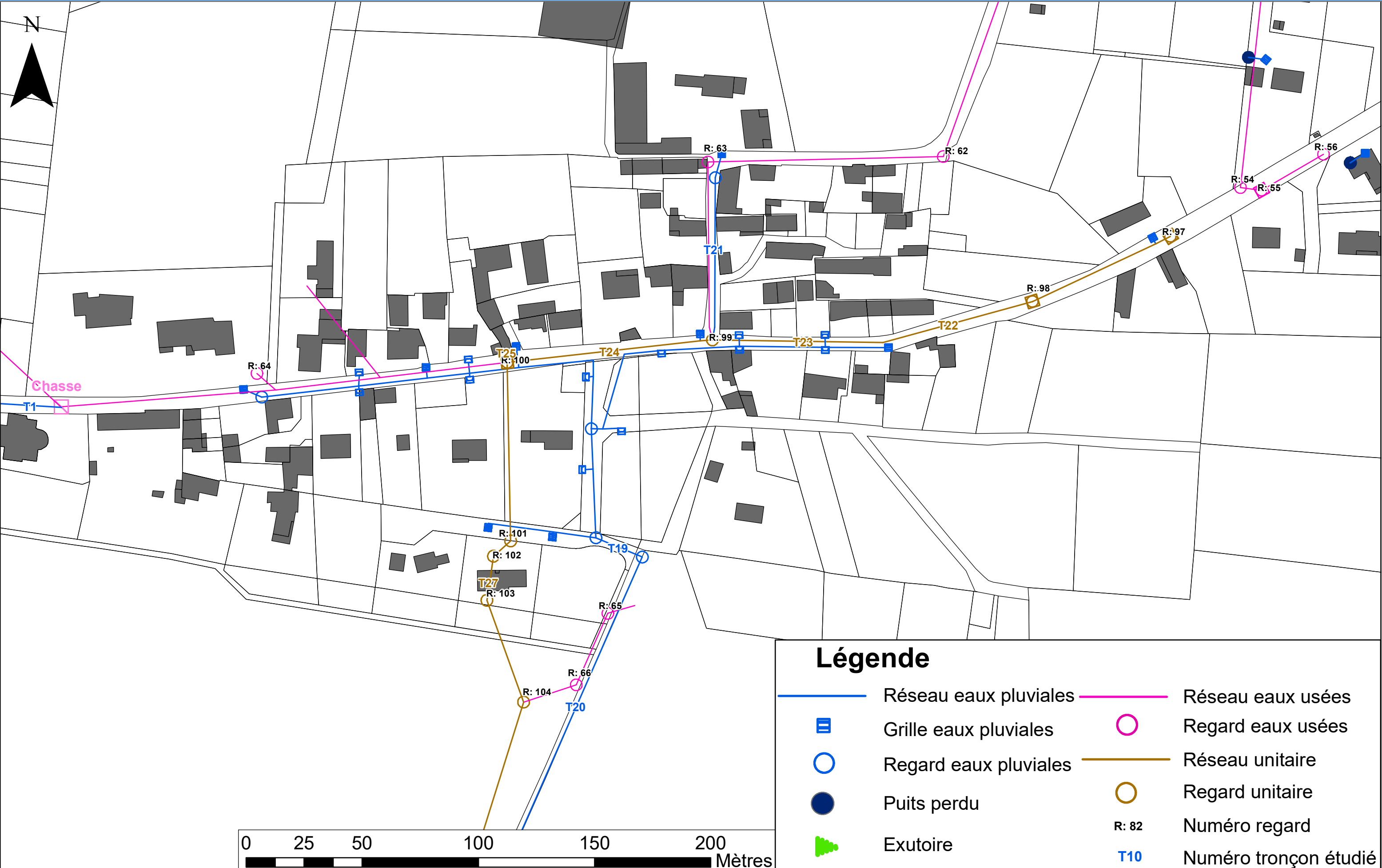
PARTIE OUEST

-

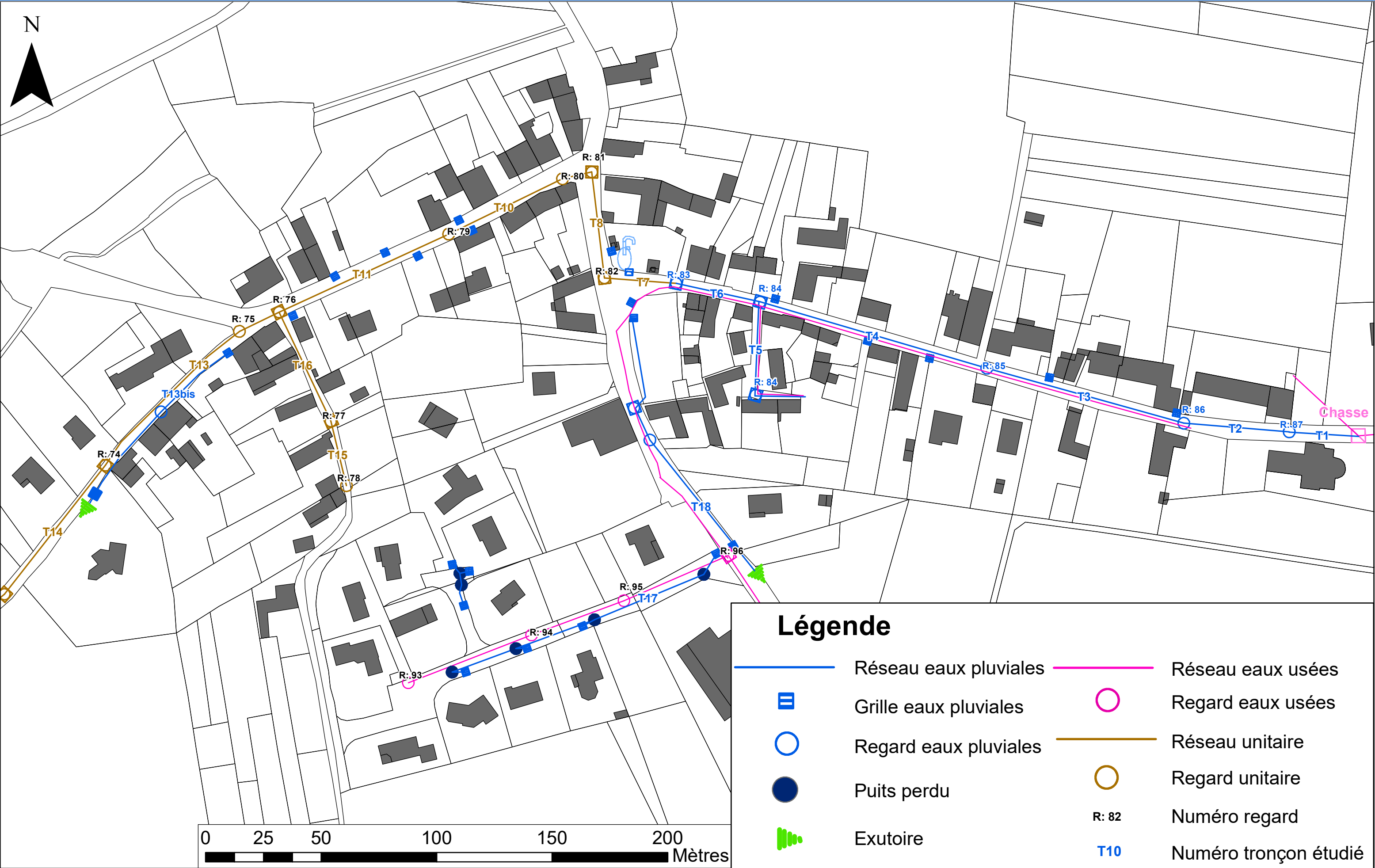
Plan général du réseau actuel séparatif et unitaire



Plan du réseau actuel séparatif et unitaire - Partie Est



Plan du réseau actuel séparatif et unitaire - Partie Ouest



ANNEXE IV

CARTE DE LA ZONE D'ÉTUDE



ANNEXE V

MÉTHODE RATIONNELLE

La méthode RATIONNELLE

Méthode d'estimation du débit de crue sur un petit bassin versant non jaugé à partir des précipitations et des caractéristiques du bassin versant

Présentation

La méthode dite RATIONNELLE permet d'obtenir simplement une estimation du débit instantané de crue, approché par excès, d'un petit bassin versant (**0 à 20 km²**). Cette méthode est une méthode **pseudo-déterministe** fondée sur la détermination d'un coefficient de ruissellement instantané dépendant de la couverture végétale, de la forme et de la pente du bassin.

Elle suppose que l'intensité de la pluie (calculée d'après les données de METEO FRANCE) soit uniforme sur le bassin versant pendant toute la durée de la pluie. Le débit maximal de ruissellement est atteint lorsque tout le bassin versant participe à l'écoulement, c'est à dire lorsque la durée est égale au temps de concentration du bassin versant.

Formule

La formule rationnelle est la suivante :

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot i \cdot A$$

Q : Débit instantané de crue (m³/s)
C : Coefficient de ruissellement instantané
i : Intensité (efficace) de la pluie de durée égale au temps de concentration du bassin (mm/h)
A : Superficie du bassin versant (km²)

ou

$$Q = 2,78 \cdot C \cdot i \cdot A$$

Q : Débit instantané de crue (l/s)
C : Coefficient de ruissellement instantané
i : Intensité de la pluie de durée égale au temps de concentration du bassin (mm/h)
A : Superficie du bassin versant (ha)

Coefficient de ruissellement instantané

Ce coefficient doit être déterminé en fonction des observations effectuées sur le bassin versant. Il englobe de nombreux paramètres tels que la perméabilité des sols, l'influence de la topographie et de l'urbanisation du bassin, etc. Il dépend également de l'état de saturation des sols (capacité de stockage du système hydraulique).

Si l'occupation du sol varie sensiblement dans le bassin versant considéré, on peut évaluer un coefficient de ruissellement instantané à partir de la relation suivante :

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

C₁, C₂,...C_n étant les coefficients de ruissellements estimés pour les surfaces élémentaires A₁, A₂,...A_n

Couverture végétale	Morphologie	Pente (%)	Terrain avec sable grossier	Terrain argileux ou limoneux	Terrain argileux compact
Bois	Presque plat	0-5	0,10	0,30	0,40
	Ondulé	5-10	0,25	0,35	0,50
	Montagneux	10-30	0,30	0,50	0,60
Pâturages	Presque plat	0-5	0,10	0,30	0,40
	Ondulé	5-10	0,15	0,36	0,55
	Montagneux	10-30	0,22	0,42	0,60
Cultures	Presque plat	0-5	0,30	0,50	0,60
	Ondulé	5-10	0,40	0,60	0,70
	Montagneux	10-30	0,52	0,72	0,82

Tableau 1 : Exemple de valeurs du coefficient de ruissellement selon les recommandations du Ministère des Transport pour l'assainissement routier, à titre informatif.

Intensité de la pluie

L'intensité de la pluie est exprimée en fonction de sa durée soit par la formule dite de MONTANA soit par une loi hyperbolique. On considère ici l'intensité pour **une durée de la pluie égale au temps de concentration du bassin versant** et pour **une période de retour considérée**.

Formule de MONTANA : $i = at^{-b}$

a et b sont des coefficients caractéristiques de la région et de la période de retour considérée ;
t est la durée de l'averse (min) ;
i est l'intensité de la pluie (mm/h).

Loi hyperbolique : $i = \frac{\alpha}{\beta + t}$

α et β sont des coefficients caractéristiques de la région et de la période de retour considérée ;
t est la durée de l'averse (min) ;
i est l'intensité de la pluie (mm/h).

Le **temps de concentration** du bassin versant **tc est égal** à la somme du temps de ruissellement sur la surface du sol **tc1** + temps de propagation des débits q_i dans les différents éléments du réseau hydrographique **tc2**.

Il peut être estimé selon de multiples méthodes.

- Dans le cas de grands bassins versants, $tc1 \ll tc2$.
- Dans le cas de petits bassins versants, ce temps tc peut être évalué à partir des vitesses d'écoulement V_n de l'eau sur des portions à pente constante de longueurs L_n dans le bassin versant. Cette évaluation se fait selon la formule suivante :

$$tc = \frac{1}{60} \left(\frac{L_1}{V_1} + \frac{L_2}{V_2} + \dots + \frac{L_n}{V_n} \right)$$

On peut évaluer les vitesses V_n à partir du tableau 2 page suivante ou de la figure 1 page 4.

Pente (%)	Vitesses d'écoulement (m/s)		
	<i>Pâturages (partie supérieure du bassin)</i>	<i>Bois (partie supérieure du bassin)</i>	<i>Impluvium naturel mal défini</i>
0-3	0,45	0,30	0,30
4-7	0,90	0,60	0,90
8-11	1,30	0,90	1,50
12-15	1,30	1,05	2,40

Tableau 2 : Exemple de valeurs de vitesse de ruissellement selon les recommandations du Ministère des Transport pour l'assainissement routier.

Mais, de toutes façons, les valeurs de t_c obtenues ne sont qu'un ordre de grandeur et varient pour un même bassin, suivant son état de saturation entre autres.

Du fait de son caractère pseudo-déterministe, la méthode rationnelle ne permet pas de définir un intervalle de confiance pour les résultats obtenus.

Limites de la méthode

- La décomposition du bassin en aires élémentaires isochrones est approximative.
- Le coefficient de ruissellement est supposé constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.
- Cette méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement (qui a pour effet d'étendre T).

ANNEXE VI

FORMULE DE CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION

Calcul du temps de concentration

Le temps de concentration est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci. Ce temps dépend du bassin versant, de la topographie du lit, ainsi que de l'occupation du sol. Ce dernier paramètre peut fortement influencer le ruissellement et par conséquent le temps de concentration des eaux.

Notons cependant que ce temps de concentration du bassin versant n'est qu'un ordre de grandeur, et « qu'une précision de 50% est presque utopique » (cf. « Technique des barrages en aménagement rural »).

L'estimation du temps de concentration (T_c) d'un bassin versant peut se faire selon deux types de méthodes :

1 La méthode théorique

T_c = temps de ruissellement sur la surface du sol + temps de propagation des débits dans les différents éléments du réseau hydrographique

T_c est ainsi évalué à partir des vitesses d'écoulement V_n de l'eau sur des portions à pente constante de longueurs L_n dans le bassin versant :

$$T_c = \frac{L_1}{V_1} + \frac{L_2}{V_2} + \dots + \frac{L_n}{V_n}$$

On applique ensuite au résultat un coefficient multiplicateur supérieure à 1 pour tenir compte du fait que la vitesse n'est pas maximale pendant tout le déroulement de l'épisode. Des ajustements de T_c effectués par HYDROLAC sur des bassins versants jaugés aboutissent fréquemment à une valeur de l'ordre de 1,5 pour ce coefficient.

Tableau 1: Exemple de valeurs de vitesse de ruissellement selon les recommandations du Ministère des Transport pour l'assainissement routier

	Vitesses d'écoulement (m/s)		
Pente (%)	Pâturages (partie supérieure du bassin)	Bois (partie supérieure du bassin)	Impluvium naturel mal défini
0-3	0,45	0,30	0,30
4-7	0,90	0,60	0,90
8-11	1,30	0,90	1,50
12-15	1,30	1,05	2,40

2 Les formules calculatoires

2.1 La formule de VAN TE CHOW

Cette formule s'applique surtout dans le cas de bassins versants où la formation des crues est dominée par le ruissellement et en l'absence de phénomènes de rétention significatifs.

$$T_c = 0,95 \times \left(\frac{L_1^3}{\Delta z} \right)^{0,385}$$

avec T_c : temps de concentration en heure

L : longueur du plus long parcours de l'eau en km

Δz : dénivelé correspondant en m

De nombreux essais réalisés par HYDROLAC montrent que le temps de concentration estimé par la méthode théorique est compris entre 1,5 et 2,5 fois le temps de concentration estimé par Van te chow.

2.2 La formule de Ventura

Il s'agit d'une méthode statistique fondée sur l'étude d'hydrogrammes et de hyétogrammes.

$$T_c = 0,1272 \times \sqrt{\frac{S}{I}}$$

avec T_c : temps de concentration en heure

S : superficie du bassin versant en km²

I : pente moyenne du bassin versant en m/m

2.3 La formule de TURAZZA

$$T_c = 60 \times 0,108 \times \sqrt{\left(\frac{SL^{(1/3)}}{\sqrt{p}} \right)}$$

avec T_c : temps de concentration en heure

S : surface du bassin versant en km²

L : longueur du plus long talweg en km

p : pente moyenne du talweg en m/m

2.4 La formule de KIRPICH

$$T_c = 32,5 \cdot 10^{-5} \times L^{0,77} \times I^{-0,385}$$

avec T_c : temps de concentration en heure

L : longueur du plus long talweg en m

I : pente moyenne du bassin versant en m/m

ANNEXE VII

MÉTHODE DU SCS

La méthode du SOIL CONSERVATION SERVICE (S.C.S.)

Méthode d'estimation du débit de crue décennale ou centennale sur un petit bassin versant non jaugé à partir des précipitations et des caractéristiques du bassin versant

Présentation

Cette méthode permet d'obtenir simplement une estimation du débit instantané de crue de **fréquence décennale ou centennale** suivant les valeurs prises en compte dans la formule. Cette méthode est une **méthode pseudo-déterministe** fondée sur la transformation pluie-débit.

Approche générale

- 1) On suppose que la pluie suit, **pour une fréquence donnée**, une **loi de Montana** de la forme :

$$P = a.t^{1-b} \quad \text{ou} \quad I = a.t^{-b}$$

avec :

P (mm) la hauteur de pluie de durée t, en principe moyenne sur le bassin, en pratique locale, supposée représentative du bassin ;

I (mm/h) l'intensité moyenne de cette pluie ;

a et b les paramètres de la formule de Montana, pour une fréquence donnée ;

t (h) la durée de la pluie, limitée à **tc** (temps caractéristique du bassin) dans les calculs suivants, où l'on a utilisé un pas de temps égal à $tc/8$.

On notera l'allure artificielle du hyétogramme défini par cette loi de Montana :

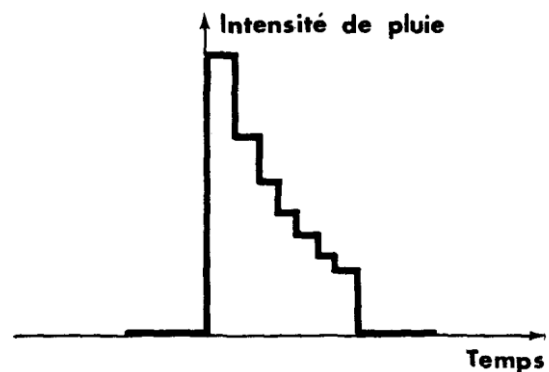


Figure II.51. - Hyétogramme de la méthode du S.C.S.

- 2) On estime le ruissellement entraîné par la pluie à chaque pas de temps en utilisant la formule :

$$R = \frac{(P - S_0)^2}{P - S_0 + S_i} \quad S_i = \frac{25400 - (254 \times CN)}{CN} \quad S_0 = 0.2 \times S_i$$

avec :

R : ruissellement en mm.

P : précipitation totale en mm.

S_i : perte par infiltration, évaporation, etc., paramètre homogène à une hauteur d'infiltration, en mm.

S_0 : capacité de stockage initiale du sol en mm.

CN : *Curve Number* - numéro de la courbe de référence caractéristique du type de sol (varie de 25 à 95 environ, fonction de la perméabilité et de l'occupation du sol - cf table).

Le paramètre Si peut également être estimé directement à partir du tableau suivant :

Tableau II.54. – Méthode du S.C.S. : tableau pour la détermination de S_i

Nature (1)	Mode culture			Permanence couvert			Perméabilité du sol			
	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Jachères	x					x	20	7	4	3
Plantes sarclées	x					x	32	14	6	4
	x			x			46	19	9	5
		x				x	38	17	10	6
		x		x			52	25	12	8
			x			x	48	27	16	12
			x	x			60	35	19	14
Céréales	x					x	52	23	10	6
	x			x			58	25	11	7
		x				x	58	27	12	9
		x		x			64	30	14	10
			x			x	64	32	19	12
			x	x			70	37	19	14
Légumineuses ou prairies temporaires	x					x	49	21	9	5
	x			x			74	32	14	9
		x				x	54	25	11	9
		x		x			86	40	19	11
			x			x	58	30	15	11
			x	x			100	46	23	15
Pâtures ou terres de parcours	x					x	42	17	8	5
	x				x		115	40	17	10
	x			x			175	64	27	15
		x				x	125	45	14	6
		x			x		310	70	25	11
		x		x			490	210	37	17
Prairies permanentes	x			x			255	74	35	19
Forêts (boqueteaux)						x	135	49	21	11
					x		200	67	30	17
				x			310	85	37	21
Cours de ferme							70	27	12	7
Routes en terre							32	12	7	5
Routes empierrées							27	10	5	4

Ces valeurs se lisent dans l'une des colonnes (8) (sols perméables) à (11) (sols imperméables) pour les configurations d'occupation du sol notées d'une croix dans les colonnes (2) à (7).

Pour utiliser ce tableau, il faut donc caractériser le bassin étudié des points de vue :

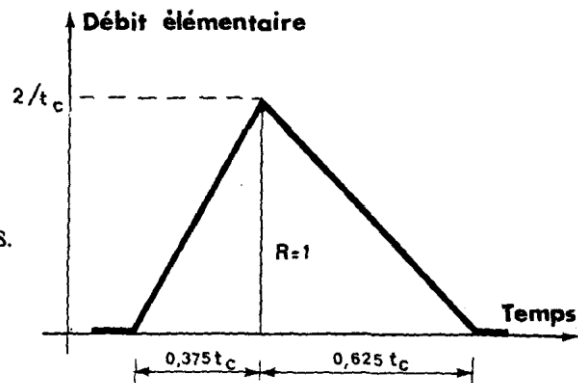
- nature du couvert végétal : col (1)
- mode de culture du sol : col (2) ordinaire
col (3) en courbes de niveau
col (4) en terrasse
- rotation des cultures influent : col (5) laissant le sol toujours couvert
sur la permanence du couvert col (6) laissant le sol parfois nu
col (7) laissant le sol souvent nu
- classes de perméabilité : de “très bonne” col (8)
à “très faible” col (11).

Si la configuration du bassin ne correspond pas à celles, limitées, relevées dans ce tableau, il faudra interpoler à partir de données voisines.

Remarque : ces valeurs de S_i , et celles de CN , correspondent à un état d'humidité des sols relativement fort que l'on pourra considérer comme décennal.

- 3) Ce volume de ruissellement R est transformé en hydrogramme élémentaire au moyen de l'hydrogramme unitaire de la figure suivante auquel on applique une affinité de coefficient R .

Figure II.52. - Hydrogramme unitaire de la méthode S.C.S.



La sommation de ces hydrogrammes élémentaires permet d'estimer le débit de pointe Q , et même d'avoir une forme d'hydrogramme.

Toutefois, compte tenu du hyétogramme utilisé au départ, l'hydrogramme résultant n'est pas d'un très grand intérêt. C'est pourquoi la plupart du temps, on se contente de calculer le débit de pointe Q en utilisant la méthode simplifiée comme suit.

Approche simplifiée

- 1) On relève les valeurs de a et b de la formule de Montana.
- 2) On détermine q^* en utilisant le graphique ci-joint page suivante et en calculant le paramètre PS .

$$PS = \frac{a}{S_i} \left(\frac{tc}{8} \right)^{1-b}$$

- 3) On calcule le débit de pointe Q égal à :

$$Q = \frac{S_i \cdot S}{tc} q^* \quad \text{où} \quad S = \text{aire du bassin versant en km}^2.$$

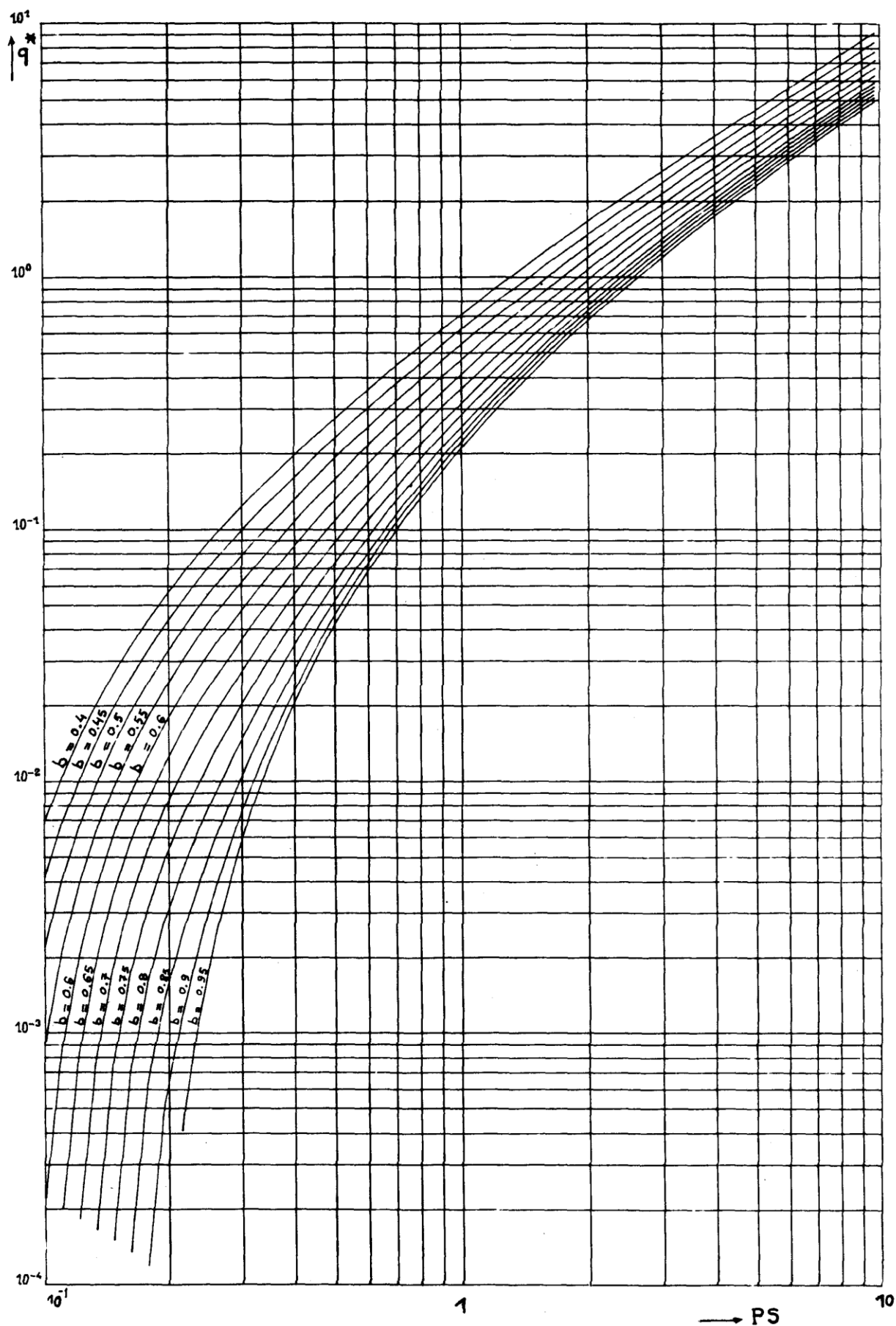
Remarque : La fréquence du débit de pointe Q est celle des paramètres a et b ; en pratique, il faudrait disposer d'une distribution des fréquences de S_i alors que nous disposons que de valeurs de S_i très grossièrement décennales.

A noter par ailleurs que S_i est très difficilement estimable pour les torrents de montagne. Un des intérêts de cette méthode est de permettre de faire une estimation de l'impact d'un aménagement futur entre état initial et état final, grâce aux valeurs que peut prendre S_i .

Du fait de son caractère pseudo-déterministe, cette méthode ne permet pas de définir un intervalle de confiance pour les résultats obtenus.

Bibliographie

Technique des barrages en aménagement rural
Ministère de l'agriculture

Figure II.53. — Méthode du S.C.S. ; graphique pour la détermination de q^*

ANNEXE VIII

COEFFICIENT CN (CURVE NUMBER)

APPENDIX A

CN Tables

The four pages in this section are reproduced from the SCS (now NRCS) report *Urban hydrology for small watersheds*. This report is commonly known as TR-55. The tables provide estimates of the curve number (CN) as a function of hydrologic soil group (HSG), cover type, treatment, hydrologic condition, antecedent runoff condition (ARC), and impervious area in the catchment.

TR-55 provides the following guidance for use of these tables:

- *Soils are classified into four HSG's (A, B, C, and D) according to their minimum infiltration rate, which is obtained for bare soil after prolonged wetting. Appendix A [of TR-55] defines the four groups and provides a list of most of the soils in the United States and their group classification. The soils in the area of interest may be identified from a soil survey report, which can be obtained from local SCS offices or soil and water conservation district offices.*
- *There are a number of methods for determining cover type. The most common are field reconnaissance, aerial photographs, and land use maps.*
- *Treatment is a cover type modifier (used only in table 2-2b) to describe the management of cultivated agricultural lands. It includes mechanical practices, such as contouring and terracing, and management practices, such as crop rotations and reduced or no tillage.*
- *Hydrologic condition indicates the effects of cover type and treatment on infiltration and runoff and is generally estimated from density of plant and residue cover on sample areas. Good hydrologic condition indicates that the soil usually has a low runoff potential for that specific hydrologic soil group, cover type and treatment. Some factors to consider in estimating the effect of cover on infiltration and runoff are: (a) canopy or density of lawns, crops, or other vegetative areas; (b) amount of year-round cover; (c) amount of grass or close-seeded legumes in rotations; (d) percent of residue cover; and (e) degree of surface roughness.*
- *The index of runoff potential before a storm event is the antecedent runoff condition (ARC)...CN for the average ARC at a site is the median value as taken from sample rainfall and runoff data. The CN's in table 2-2 are for the average ARC, which is used primarily for design applications...*
- *...the percentage of impervious area and the means of conveying runoff from impervious areas to the drainage systems...should be considered in computing CN for urban areas...An impervious area is considered connected if runoff from it flows directly into the drainage systems. It is also considered*

connected if runoff from it occurs as shallow concentrated shallow flow that runs over a pervious area and then into a drainage system...Runoff from [unconnected impervious areas] is spread over a pervious area as sheet flow.

SCS TR-55 Table 2-2a – Runoff curve numbers for urban areas¹

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Average percent impervious area ²	A	B	C	D
<i>Fully developed urban areas</i>					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) ³ :					
Poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Paved; open ditches (including right-of-way)		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way)		76	85	89	91
Dirt (including right-of-way)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only) ⁴ . .		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size					
1/8 acre or less (town houses)	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acre	12	46	65	77	82
<i>Developing urban areas</i>					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation) ⁵		77	86	91	94
Idle lands (CN's are determined using cover types similar to those in table 2-2c)					

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.2S$.² The average percent impervious area shown was used to develop the composite CN's. Other assumptions are as follows: impervious areas are directly connected to the drainage system, impervious areas have a CN of 98, and pervious areas are considered equivalent to open space in good hydrologic condition. CN's for other combinations of conditions may be computed using figure 2-3 or 2-4.³ CN's shown are equivalent to those of pasture. Composite CN's may be computed for other combinations of open space cover type.⁴ Composite CN's for natural desert landscaping should be computed using figures 2-3 or 2-4 based on the impervious area percentage (CN = 98) and the pervious area CN. The pervious area CN's are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition.⁵ Composite CN's to use for the design of temporary measures during grading and construction should be computed using figure 2-3 or 2-4, based on the degree of development (imperviousness area percentage) and the CN's for the newly graded pervious areas.

SCS TR-55 Table 2-2b – Runoff curve numbers for cultivated agricultural lands¹

Cover description			Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type	Treatment ²	Hydrologic condition ³	A	B	C	D
Fallow	Bare soil	–	77	86	91	94
	Crop residue cover (CR)	Poor	76	85	90	93
		Good	74	83	88	90
Row crops	Straight row (SR)	Poor	72	81	88	91
		Good	67	78	85	89
	SR + CR	Poor	71	80	87	90
		Good	64	75	82	85
	Contoured (C)	Poor	70	79	84	88
		Good	65	75	82	86
	C + CR	Poor	69	78	83	87
		Good	64	74	81	85
	Contoured & terraced (C & T)	Poor	66	74	80	82
		Good	62	71	78	81
Small grain	SR	Poor	65	76	84	88
		Good	63	75	83	87
	SR + CR	Poor	64	75	83	86
		Good	60	72	80	84
	C	Poor	63	74	82	85
		Good	61	73	81	84
	C + CR	Poor	62	73	81	84
		Good	60	72	80	83
	C & T	Poor	61	72	79	82
		Good	59	70	78	81
Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow	SR	Poor	66	77	85	89
		Good	58	72	81	85
	C	Poor	64	75	83	85
		Good	55	69	78	83
	C & T	Poor	63	73	80	83
		Good	51	67	76	80

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.2S$.

² Crop residue cover applies only if residue is on at least 5% of the surface throughout the year.

³ Hydrologic condition is based on combination of factors that affect infiltration and runoff, including (a) density and canopy of vegetative areas, (b) amount of year-round cover, (c) amount of grass or close-seeded legumes in rotations, (d) percent of residue cover on the land surface (good $\geq 20\%$), and (e) degree of surface roughness.

Good: Factors impair infiltration and tend to increase runoff.

Poor: Factors encourage average and better than average infiltration and tend to decrease runoff.

SCS TR-55 Table 2-2c – Runoff curve numbers for other agricultural lands¹

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Hydrologic condition	A	B	C	D
Pasture, grassland, or range – continuous forage for grazing. ²	Poor	68	79	86	89
	Fair	49	69	79	84
	Good	39	61	74	80
Meadow – continuous grass, protected from grazing and generally mowed for hay.	–	30	58	71	78
Brush – brush-weed mixture with brush the major element. ³	Poor	48	67	77	83
	Fair	35	56	70	77
	Good	30 ⁴	48	65	73
Woods – grass combination (orchard or tree farm). ⁵	Poor	57	73	82	86
	Fair	43	65	76	82
	Good	32	58	72	79
Woods. ⁶	Poor	45	66	77	83
	Fair	36	60	73	79
	Good	30 ⁴	55	70	77
Farmsteads – buildings, lanes, driveways, and surrounding lots.	–	59	74	82	86

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.2S$.

² *Poor*: <50% ground cover or heavily grazed with no mulch.

Fair: 50 to 75% ground cover and not heavily grazed.

Good: >75% ground cover and lightly or only occasionally grazed.

³ *Poor*: <50% ground cover.

Fair: 50 to 75% ground cover.

Good: >75% ground cover.

⁴ Actual curve number is less than 30; use CN=30 for runoff computations.

⁵ CN's shown were computed for areas with 50% woods and 50% grass (pasture) cover. Other combinations of conditions may be computed from the CN's for woods and pasture.

⁶ *Poor*: Forest litter, small trees, and brush are destroyed by heavy grazing or regular burning.

Fair: Woods are grazed but not burned, and some forest litter covers the soil.

Good: Woods are protected from grazing, and litter and brush adequately cover the soil.

SCS TR-55 Table 2-2d – Runoff curve numbers for arid and semiarid rangelands¹

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type	Hydrologic condition ²	A ³	B	C	D
Herbaceous – mixture of grass, weeds, and low-growing brush, with brush the minor element.	Poor	80	87	93	
	Fair	71	81	89	
	Good	62	74	85	
Oak-aspen – mountain brush mixture of oak brush, aspen, mountain mahogany, bitter brush, maple, and other brush	Poor	66	74	79	
	Fair	48	57	63	
	Good	30	41	48	
Pinyon-juniper – pinyon, juniper, or both; grass understory.	Poor	75	85	89	
	Fair	58	73	80	
	Good	41	61	71	
Sagebrush with grass understory.	Poor	67	80	85	
	Fair	51	63	70	
	Good	35	47	55	
Desert shrub – major plants include saltbrush, greasewood, creosotebush, blackbrush, bursage, palo verde, mesquite, and cactus.	Poor	63	77	85	88
	Fair	55	72	81	86
	Good	49	68	79	84

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.2S$.

² *Poor*: <30% ground cover (litter, grass, and brush overstory).

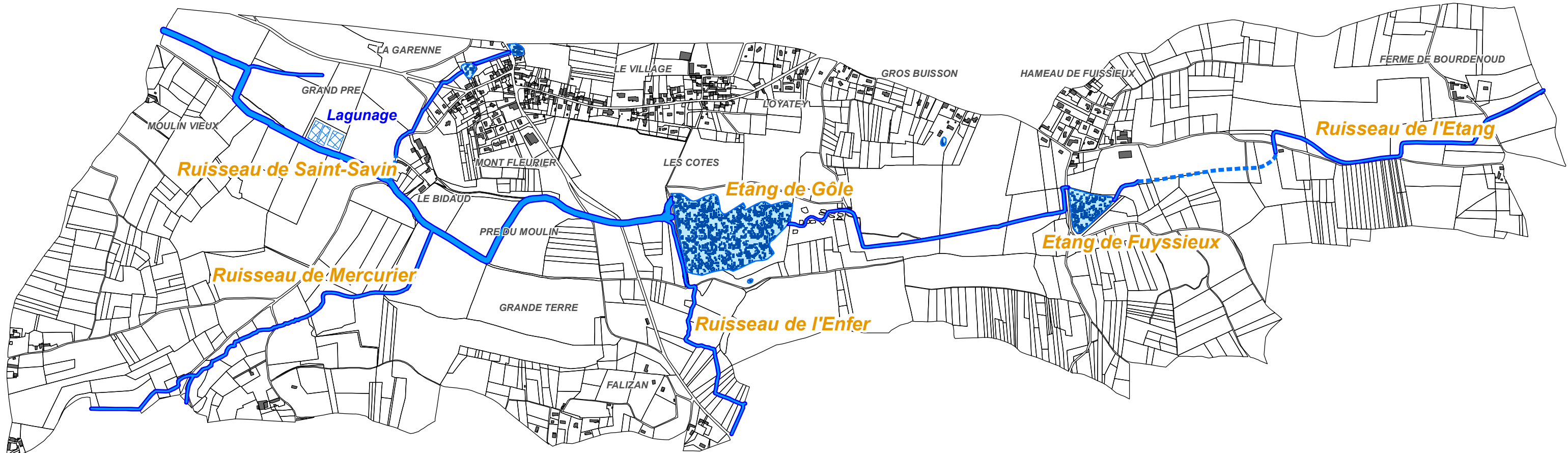
Fair: 30 to 70% ground cover.

Good: >70% ground cover.

³ Curve numbers for group A have been developed only for desert shrub.

ANNEXE IX

RÉSEAU HYDROGRAPHIQUE



0 0.25 0.5 1 1.5 Kilomètres



ALP'GEORISQUES - Z.I. - 52, rue du Moirond - Bâtiment Magbel - 38420 DOMENE - FRANCE
Tél. : 04-76-77-92-00 Fax : 04-76-77-55-90
sarl au capital de 18 300 €
Siret : 380 934 216 00025 - Code A.P.E. 7112B
N° TVA Intracommunautaire : FR 70 380 934 216
Email : contact@alpgeorisques.com
Site Internet : <http://www.alpgeorisques.com/>