

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC
INSTITUT NATIONAL DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
CENTRE EAU TERRE ENVIRONNEMENT

RAPPORT FINAL

HYDROLOGIE À L'ÉCHELLE DE PETITS BASSINS-VERSANTS AGRICOLES

Alain MAILHOT¹

Samuel BOLDUC¹

Mikael GUILLOU²

1. Institut National de la Recherche Scientifique, Centre Eau, Terre et Environnement
2. Ministère de l'Agriculture, des Pêches et de l'Alimentation (MAPAQ), Direction de l'Agroenvironnement et du développement durable (DAEDD)

Décembre 2016

Table des matières

Table des matières.....	iii
Liste des figures.....	vii
Liste des tableaux.....	ix
Remerciements.....	xiii
Résumé.....	xv
Liste des abréviations.....	xvii
Chapitre 1 - Introduction.....	1
Chapitre 2 – Sites, instrumentation et protocole de mesures.....	3
2.1 Représentativité des parcelles agricoles à l'étude.....	7
Chapitre 3 – Sélection des événements de pluie/débit.....	11
Chapitre 4 - Temps de concentration.....	15
4.1 Terminologie utilisée.....	15
4.1.1 Écoulement direct, écoulement de surface et ruissellement pur.....	15
4.1.2 Pluie nette et pluie efficace.....	16
4.1.3 Temps de concentration, temps de montée et temps de réponse.....	16
4.2 Équations empiriques du temps de concentration (T_c).....	19
4.2.1 Équation de la <i>Federal Aviation Administration</i> (FAA).....	19
4.2.2 Équation de Williams.....	22
4.2.3 Équation de Kirpich (Tennessee).....	23
4.2.4 Équation de Mockus.....	24
4.2.5 Équation <i>SCS lag time</i>	25
4.2.6 Équation de Johnstone-Cross.....	25
4.2.7 Équation de Sheridan.....	26
4.2.8 Équations non retenues pour l'estimation du temps de concentration.....	26
4.3 Méthodes d'estimation des temps de concentration à partir des hydrogrammes/hyétogrammes mesurés.....	28
4.4 Événements de pluie/débit retenus.....	29
4.5 Distributions des temps de concentration estimées aux différents sites.....	29
4.6 Corrélations entre temps de concentration et caractéristiques des événements de pluie.....	36
4.7 Comparaison des estimations CM , T_L , $PNDP$ et T_P	38

4.8 Comparaison des temps de concentrations estimés aux valeurs des équations empiriques.....	42
4.9 Méthode d'estimation sélectionnée.....	44
4.10 Développement d'équations empiriques pour les sites à l'étude.....	45
4.10.1 Formulations retenues.....	45
4.10.2 Analyses préliminaires.....	47
4.10.3 Régressions obtenues pour les sites sous étude.....	49
Chapitre 5 – Hauteur de ruissellement.....	51
5.1 Méthode SCS Runoff Curve Number.....	51
5.1.1 Origine de la Méthode SCS.....	53
5.1.2 Relation entre la rétention de base (I_a) et la rétention potentielle maximale (S_p).....	55
5.1.3 Applicabilité de la Méthode SCS.....	57
5.2 Méthode de Monfet.....	59
5.3 Application de la Méthode SCS.....	61
5.3.1 Méthodes SCS originelle et modifiée.....	63
5.3.2 Méthode SCS ajustée.....	69
5.3.3 Facteurs susceptibles d'influencer la réponse hydrologique des bassins sous étude.....	74
5.4 Méthode de Monfet.....	78
Chapitre 6 – Débit de pointe.....	79
6.1 Méthode rationnelle.....	79
6.1.1 La méthode rationnelle, 125 ans plus tard.....	79
6.1.2 Hypothèses de base de la méthode rationnelle.....	81
6.1.3 Applicabilité de la méthode rationnelle.....	82
6.1.4 Estimation du coefficient de ruissellement rationnel (C_R).....	84
6.1.5 Valeurs proposées pour le coefficient de ruissellement rationnel (C_R).....	87
6.1.6 Résumé sur les valeurs attribuées au coefficient de ruissellement.....	89
6.2 Application de la Méthode rationnelle.....	90
6.2.1 Comparaison des débits de pointe mesurés et estimés à partir de la méthode rationnelle.....	98
6.3 Application de la Méthode de l'hydrogramme triangulaire SCS.....	103
6.3.1 Comparaison des débits de pointe mesurés et estimés à partir de la méthode de l'hydrogramme triangulaire.....	103

6.4 Nombre d'années avec dépassements des débits de pointe estimés	107
7. Résumé et recommandation	111
7.1 Temps de concentration	111
7.2 Hauteur de ruissellement	114
7.3 Débit de pointe.....	117
Bibliographie	119
Annexe A. Sites d'étude et instrumentation	129
Annexe B – Caractéristiques de 50 bassins-versants agricoles provenant de différentes régions du Québec.....	137
Annexe C. Liste des équations pour le calcul du temps de concentration.....	141
C.1 Équation de la <i>Federal Aviation Administration</i>	141
C.2 Équation de Williams.....	142
C.3 Équation de Kirpich (Tennessee)	144
C.4 Équation de Mockus.....	144
C.5 Équation <i>SCS lag time</i>	145
C.6 Équation de Johnstone-Cross	146
Annexe D. Coefficient de ruissellement rationnel (C_R).....	147

Liste des figures

Figure 2.1 - Carte des sites sous étude.	3
Figure 2.2 - Exemples de contours de bassins-versants issus d'Info-sols (A : Blanchette, B : Lennox 1 et C : Lennox 2; Source : Mikaël Guillou).	6
Figure 2.3 – Distribution des caractéristiques, longueur du parcours de l'eau (L, km), pente du cours d'eau (S_{100} , %), pente du bassin-versant (S_b , %), superficie du bassin-versant (A, ha) et numéro de courbe (CN, adimensionnel) des 50 bassins-versants caractérisés par Mikael Guillou et des bassins-versants à l'étude.....	8
Figure 3.1 – Influence de la période de temps sec considérée à partir de l'hydrogramme et du hétérogramme de l'événement pluie/débit du 5 mai 2010 au site Berna.....	12
Figure 3.2 - Exemples d'hydrogrammes observés (voir le texte pour une discussion de ces différents cas).	13
Figure 4.1 - Représentation des variables de temps (V_t) utilisées dans par les différentes méthodes d'estimation du temps de concentration (1 à 6 ; McCuen, 2009) et des définitions conceptuelles des temps de concentration (-----), de réponse et de montée (inspiré de Singh, 1984 ; McCuen, 2009 ; Gericke et Smithers, 2014).	18
Figure 4.2 - Box plots des : a) durées, b) des intensités moyennes de tous les événements de pluie/débit (248 événements au total).	31
Figure 4.3 - Box plots des : a) durées, et b) des intensités moyennes des épisodes de pluie associés à des hydrogrammes simples utilisés pour l'estimation des temps de concentration sur chacun des bassins à l'étude (150 événements au total).	31
Figure 4.4 - Distribution (<i>violin plots</i>) des valeurs des temps de concentration selon la méthode d'estimation : a) CM et b) T_L . La ligne rouge centrale correspond à la médiane et les deux traits fins rouges correspondent aux 25 ^e et 75 ^e percentiles de la distribution empirique.....	32
Figure 4.5 - Distribution (<i>violin plots</i>) des valeurs des temps de concentration selon la méthode d'estimation : a) PNDP et b) T_P . La ligne rouge centrale correspond à la médiane et les deux traits fins rouges correspondent aux 25 ^e et 75 ^e percentiles de la distribution empirique.....	33
Figure 4.6 - Box <i>plots</i> des temps de concentration pour chacun des sites selon les quatre méthodes d'estimation retenues (ligne rouge : médiane; le nombre d'événements pluie/débit considérées est indiqué entre parenthèses). Certains temps de concentration se situant à l'extérieur des moustaches des <i>box plots</i> ont été volontairement retirés afin de faciliter l'interprétation des graphiques.	34
Figure 4.7 - Régressions des valeurs estimées à partir des méthodes : a) CM; b) T_L ; c) T_P en fonction des valeurs estimées à partir de la méthode PNDP. Les courbes en pointillés correspondent aux régressions linéaires correspondantes (voir Tableau 4.9 pour les valeurs des paramètres de régression).	40
Figure 4.8 - Valeurs minimales et maximales (traits horizontaux noirs) des temps de concentrations (en heures) calculées à partir des différentes équations empiriques proposées dans la littérature et temps de concentration médians estimées à partir des	

quatre méthodes d'estimation des temps de concentration (CM, T _L , PNDP et T _P) en chaque site.	43
Figure 4.9 - <i>Scatter plots</i> de : a) l'aire et de b) la pente des cours d'eau sous étude en fonction de la longueur du parcours de l'eau.....	48
Figure 4.10 - Temps de concentrations estimés à partir des observations (médianes des valeurs obtenues par la méthode T _P en chaque site) et par la régression basée sur la formulation de Sheridan modifiée (T _C = 2.8 L ^{1.6} ; traits pointillés). Les traits verticaux délimitent les 25 ^e et 75 ^e percentiles des valeurs des temps de concentration estimées par la méthode T _P en chacun des sites.	50
Figure 5.1 – Estimation de la rétention de base (I _a) à partir d'un hyétogramme et d'un hydrogramme (Source : Samuel Bolduc).	54
Figure 5.2 – Relation entre I _a et S _r (tiré de USDA-NRCS 2004, Chapitre 10).	54
Figure 5.3 – Hauteur de ruissellement (mm) en fonction de la hauteur de pluie (mm) aux sites sous étude. Les courbes correspondent à la Méthode SCS originelle (ARC I, II et III) et les points aux valeurs mesurées aux différents sites. Les régressions de Monfet sont également présentées.....	66
Figure 6.1 - Facteur de correction du coefficient de ruissellement rationnel en fonction de la période de retour selon différentes études.	85
Figure 6.2 - Coefficients de ruissellement rationnels ajustés en fonction de la période de retour selon les facteurs de correction provenant de différentes études (lignes pleines : C _R = 0,30; lignes pointillées : C _R = 0,70; rouge : Gupta (1989) et Viessman et Lewis (2003); bleu foncé : Jens (1979, 65 % imperméable); bleu pâle : Jens (1979, 0 % imperméable); Vert foncé : Young <i>et al.</i> (2009); vert pâle : Dhakal <i>et al.</i> (2013b).....	86
Figure 6.3 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la méthode rationnelle en considérant le temps de concentration médian de la méthode d'estimation des temps de concentration T _P . La période de retour de chacun des événements de pluie est également indiquée. La ligne pointillée rouge représente la droite de pente 1.	102
Figure 6.4 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la méthode rationnelle en considérant le temps de concentration obtenu avec l'équation de Sheridan modifiée. La période de retour de chacun des événements de pluie est également indiquée. La ligne pointillée rouge représente la droite de pente 1.	102
Figure 6.5 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la MHT ajustée, considérant le temps de concentration obtenu avec l'équation de Sheridan modifiée selon la période de retour de chacun des événements pluie/débit (la ligne en rouge représente la droite de pente 1).	106
Figure 6.6 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la MHT modifiée, considérant le temps de concentration obtenu avec l'équation de Sheridan modifiée, selon la période de retour de chacun des événements pluie/débit (la ligne en rouge représente la droite de pente 1).	106
Figure 6.7 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la MHT originelle, considérant le temps de concentration obtenu avec l'équation de Sheridan modifiée, selon la période de retour de chacun des événements pluie/débit (la ligne en rouge représente la droite de pente 1).	107

Liste des tableaux

Tableau 2.1 - Valeurs des variables physiographiques en chacun des bassins-versant sous étude. Le nombre entre parenthèses indique le rang du bassin-versant par rapport aux autres bassins pour la caractéristique en question selon un ordre croissant des valeurs (p. ex. le bassin Lennox 2 a le plus petite surface et occupe donc le rang 1 pour cette caractéristique).....	5
Tableau 3.1 - Périodes d'enregistrements (nombres d'années correspondant) et nombres d'hydrogrammes appartenant à chaque type présenté à la Figure 3.2 recensés en chaque site.	14
Tableau 4.1 – Abréviations et définitions des variables et paramètres des équations empiriques du temps de concentration présentées au Chapitre 4.....	20
Tableau 4.2 - Définition de la variable <i>S</i> de la méthode de la <i>Federal Aviation Administration</i> (FAA) selon différentes sources (cette variable est exprimée comme un rapport de deux distances, p. ex. m/m ou π/π , ou encore en pourcentage).....	21
Tableau 4.3 - Moyennes et percentiles des distributions des temps de concentration (en heures) calculés à partir des méthodes d'estimation aux différents sites. Les médianes correspondent aux 50 ^e percentiles.....	35
Tableau 4.4 - Pentés des régressions linéaires (et p-value entre parenthèses) entre les temps de concentration estimés selon les méthodes CM, T_L , PNDP, T_P et la durée des événements de pluie aux différents sites. Les entrées du tableau en bleu correspondent aux cas où les régressions sont statistiquement significatives au seuil 5%.....	36
Tableau 4.5 - Pentés des régressions linéaires (et p-value entre parenthèses) entre les temps de concentration estimés selon les méthodes CM, T_L , PNDP, T_P et l'intensité maximale des événements de pluie aux différents sites. Les entrées du tableau en bleu correspondent aux cas où les régressions sont statistiquement significatives au seuil 5%.....	37
Tableau 4.6 - Pentés des régressions linéaires (et p-value entre parenthèses) entre les temps de concentration estimés selon les méthodes CM, T_L , PNDP, T_P et l'intensité moyenne des événements de pluie aux différents sites. Les entrées du tableau en bleu correspondent aux cas où les régressions sont statistiquement significatives au seuil 5%.....	37
Tableau 4.7 - Paramètres des régressions linéaires des valeurs estimées à partir des méthodes CM, T_L , T_P en fonction des valeurs estimées par la méthode PNDP pour l'ensemble des bassins versants. Le nombre total d'événements considérés pour chaque régression est 150.....	38
Tableau 4.8 - Paramètres des régressions linéaires des valeurs estimées à partir des méthodes CM, T_L , T_P en fonction des valeurs estimées par la méthode PNDP en chaque site. Le nombre total d'événements considérés pour chaque régression est indiquée entre parenthèses après le nom du site. Les régressions non-significatives au seuil de 5% sont indiquées en bleu.....	41

Tableau 4.9 - Valeurs des temps de concentration (en heures) calculées à partir des différentes équations empiriques proposées dans la littérature.....	43
Tableau 4.10 - Liste des formulations considérées pour les régressions aux sites sous étude.	46
Tableau 4.11 - Valeurs des paramètres de régression des différentes formulations retenues (voir Tableau 4.10).....	50
Tableau 5.1- Abréviations, définitions et unités des différentes variables et paramètres des équations présentés au Chapitre 5.	51
Tableau 5.2 - Valeurs minimale et maximale du <i>Initial abstraction coefficient ratio</i> (λ) selon différentes régions climatiques (adapté de Ling et Yusop, 2014)	55
Tableau 5.3 – Caractéristiques des bassins-versants considérés dans les études portant sur l’analyse des hauteurs de ruissellement à partir de la méthode SCS.....	58
Tableau 5.4– Valeurs de α et I_a de la méthode Monfet sous la forme de l’Équation 5.13 selon les différents intervalles de CN.	61
Tableau 5.5 - Hauteurs de pluie en chaque site estimées à partir des courbes HDF des stations météorologiques les plus près pour une période de retour 2 ans et une durée d’une heure (Mailhot <i>et al.</i> 2014).	62
Tableau 5.6 – Valeurs des <i>Curve Numbers</i> (CN), de la rétention potentielle maximale correspondante (S_r) et de la rétention de base (I_a) pour chaque site utilisées pour la Méthode SCS originel ($I_a/S_r=0.2$).....	64
Tableau 5.7 – Valeurs de la rétention potentielle maximale (S_r (0.05)) et de la rétention de base (I_a) en chaque site dans le cas où $I_a/S_r=0.05$ utilisées pour la Méthode SCS modifiée.	64
Tableau 5.8– Valeurs du <i>Root Mean Square Error</i> (RMSE) et du biais pour chacun des sites selon les différentes versions de la Méthode SCS utilisées, en tenant compte des valeurs de ruissellement mesurées et estimées. Il est important de noter que seuls les événements de pluie de plus de 20 mm sont considérés dans l’estimation des valeurs du RMSE et du biais. Un biais positif signifie que la méthode considérée surestime globalement les hauteurs de ruissellement observées.	68
Tableau 5.9– Valeurs des 10 ^e , 50 ^e et 90 ^e percentiles des distributions de CN aux différents sites selon la Méthode SCS ajustée et valeurs de la Méthode SCS originelle (ARC II).	70
Tableau 5.10 – Événements pluie/débit du bassin-versant Palardy ayant générés des hauteurs de ruissellement supérieures à deux millimètres.....	75
Tableau 5.11 - Événements pluie/débit du bassin-versant Palardy dont les précipitations sont supérieures à 30 mm et ayant générés peu de ruissellement (moins de 2 mm).....	77
Tableau 6.1 - Facteurs de correction proposés applicables aux valeurs du coefficient de ruissellement rationnel pour des surfaces perméables ou des bassins-versants ruraux (la valeur de référence est pour la période de retour 10 ans).	89
Tableau 6.2 – Temps de concentration (en heures) estimés selon les méthodes PNDP, CM et T_p et selon l’équation Sheridan modifiée pour l’estimation de la période de retour des précipitations associées à chaque événement pluie/débit.....	91

Tableau 6.3 – Valeurs médianes, minimales et maximales des temps de concentration retenues en chaque site avec la méthode d'estimation T_p et valeurs obtenues par l'équation Sheridan modifiée.	92
Tableau 6.4 – Nombre d'événements pluie/débit retenus pour l'analyse de la méthode rationnelle considérant les temps de concentration minimal, médian et maximal et ceux obtenus avec l'équation Sheridan modifiée.	92
Tableau 6.5 – Intensité moyenne de pluie (mm/h) associée à chaque période de retour pour une durée égale aux temps de concentration minimal, médian et maximal ainsi que ceux obtenus avec l'équation Sheridan modifiée.	94
Tableau 6.6 – Caractéristiques des événements pluie/débit dont la période de retour de la précipitation est supérieure ou égale à 2 ans pour au moins un des temps de concentration considérés (voir Tableau 6.3). Les entrées du tableau ne comportant pas de valeurs correspondent aux cas où la durée de l'événement de pluie était inférieure au temps de concentration considéré.	96
Tableau 6.7 – Comparaison des débits de pointe observés et estimés à partir de la MÉRA selon les durées minimales, médianes et maximales retenues et les temps de concentration obtenus avec l'équation Sheridan modifiée. Les périodes de retour des événements de pluie en années sont indiquées entre parenthèses. Les entrées en bleu correspondent aux événements où le débit mesuré dépasse les débits estimés.	99
Tableau 6.8 – Comparaison des débits de pointe observés et estimés à partir de la méthode rationnelle et de l'hydrogramme triangulaire. Seuls les débits de pointe pour les événements de pluie dont la durée est plus longue que la durée considérée (temps de concentration estimé avec l'équation Sheridan modifiée; Tableau 6.3) et de période de retour de 2 ans ou plus sont présentés (Tableau 6.7). Les entrées en bleues montrent les situations où le débit de pointe estimé par la MÉRA est plus élevé que les débits de pointe de l'une ou l'autre des MHT.	105
Tableau 6.9 – Nombre total d'années où les débits de pointe mesurés ont dépassé les débits de pointe de différentes périodes de retour estimés par MÉRA et par la méthode de l'hydrogramme triangulaire (MHT ajustée et MHT modifiée) sur l'ensemble des sites sous étude.	108

Remerciements

Ce projet a été financé par la Direction de l'Agroenvironnement et du Développement Durable (DAEDD) et la Direction Régionale de Montérégie Ouest du MAPAQ, grâce au support d'Angèle Bilodeau, de Michel Riendeau et de Linda Guy.

Ce projet a été rendu possible par la participation d'entreprises agricoles et des collaborateurs suivants : Ferme Berna inc., Lacolle; Ferme D. Girard inc., St-Blaise; Ferme Retoma SENC, St-Blaise; Ferme Y. Landry et Ass. SNC, St-Valentin; Ferme Jean Paul Palardy INC, Sainte Madeleine; Ferme G E Bernard (2009) inc., La Présentation; Ferme Jean Blanchette inc, La Présentation; Centre de recherche et de développement sur le bovin laitier et le porc (AAC), Lennoxville; Ferme Bessette et frères Inc., Waterville; Isabelle Breune, AAC; Johannie Goulet, MAPAQ Montérégie Est; Alain Gagnon, MAPAQ Estrie; François Chrétien, AAC; Jacques Roy, MDDELCC; Mario Asselin, Club Techno Champs 2000; Carl Bérubé, Club Agri Action de la Montérégie; Christian Forget, Club Agri Conseils Maska.

Résumé

Sept petits bassins-versants agricoles (3 à 11 ha) ont été instrumentés par le MAPAQ entre 2010 et 2016 afin d'en caractériser divers paramètres hydrologiques (temps de concentration, hauteurs de ruissellement et débits de pointe) et comparer ces valeurs aux valeurs estimées à partir de diverses équations empiriques en usage. Les débits de ruissellement et la pluviométrie ont été mesurés chaque année, d'avril à novembre, pour un total de 37 années-essais et 248 évènements. Ces sites sont jugés globalement représentatifs des petits bassins-versants agricoles du Québec.

Les principaux constats découlant de l'analyse des données mesurées et des comparaisons avec les valeurs estimées sont les suivants. Les équations empiriques proposées pour le calcul du temps de concentration sont jugées inadéquates. La caractéristique physiographique qui, parmi celles qui ont été considérées, est la mieux corrélée aux temps de concentration observés est la longueur du parcours de l'eau. Une équation, similaire à celle initialement proposée par Sheridan (que nous désignerons par Sheridan modifiée), a donc été ajustée aux temps de concentration observés. L'utilisation de cette équation pour des bassins agricoles dont les caractéristiques physiographiques sont similaires aux sites à l'étude et dont les longueurs de parcours de l'eau sont inférieures à environ 1.8 km est suggérée.

Les deux méthodes de calcul des hauteurs de ruissellement testées (Monfet et SCS originelle) surestiment les valeurs observées. L'estimation, sur une base événementielle, démontre que la relation entre l'abstraction initiale (I_a) et la rétention maximale potentielle (S_r), $I_a = 0.2 S_r$, est inadéquate. Les analyses effectuées suggèrent plutôt d'utiliser la relation suivante $I_a = 0.03 S_r$ qui est très près de celles proposées par Jiang (2001) et Hawkins *et al.* (2002). Qui plus est, les numéros de courbe (CN) estimés pour chacun des événements générant du ruissellement sont beaucoup moins élevés que ceux suggérés par les tables conventionnels pour des conditions hydrologiques antérieures moyennes (ARC II). Cela implique un potentiel de ruissellement beaucoup plus faible pour l'ensemble des événements considérés. Ainsi, l'utilisation de $I_a = 0.03 S_r$ avec des CN associés à des conditions hydrologiques moyennes (ARC II) conduira à une hauteur de ruissellement correspondant aux 90^e percentiles de la distribution de hauteurs de ruissellement générées par les événements de pluie.

En ce qui concerne les débits de pointe, le petit nombre d'années de mesures en chaque site (3 à 5 années) n'a pas permis d'estimer les débits de pointe associés à diverses périodes de retour, débits qui auraient par la suite été comparés aux débits de pointe estimés par la méthode rationnelle ou la méthode de l'hydrogramme triangulaire. Une comparaison des débits estimés par la méthode rationnelle et des débits de pointe observés dont la période de retour a été supposée égale à celui de l'évènement de pluie associé, a permis de montrer que l'hypothèse, maintes fois formulée, de l'égalité des périodes de retour des événements de pluie et de débits associés est fautive. La

méthode rationnelle et la méthode de l'hydrogramme triangulaire ne doivent donc pas être interprétées sur une base événementielle. Le nombre de dépassements aux divers sites des débits de pointe estimés par la méthode rationnelle et la méthode de l'hydrogramme triangulaire ont permis de montrer que ces méthodes donnent des estimations vraisemblables des quantiles des distributions des débits de pointe pour les périodes de retour 2 à 10 ans. Les analyses réalisées, bien qu'elles suggèrent que ces méthodes surestiment les débits de pointe observés, n'ont pas permis d'établir l'ampleur de ces surestimations.

Liste des abréviations

AAC : Agriculture et agroalimentaire Canada

ARC : Condition hydrologique antécédente (*Antecedent Runoff Condition*)

IRDA : Institut de recherche et de développement en agroenvironnement

CN : Numéro de courbe (*Curve Number*)

C_R : Coefficient de ruissellement rationnel

C_V : Coefficient de ruissellement volumétrique

FAA : *Federal Aviation Administration*

HDF: Hauteur-Durée-Fréquence

H_p: Hauteur de la pluie ou pluie totale

H_r: Hauteur de ruissellement

I_a: Rétention de base (*initial abstraction*)

IDF : Intensité-Durée-Fréquence

IRDA : Institut de recherche et de développement en agroenvironnement

MAPAQ : Ministère de l'Agriculture, des Pêches et de l'Alimentation du Québec

OMM : Organisation météorologique mondiale

OQLF : Office québécois de la langue française

P_n : Pluie nette

R_r : Rétention réelle

SCS : *Soil Conservation Service*

S_r : Rétention potentielle maximale

T_C : Temps de concentration (*time of concentration*)

T_L : Temps de réponse (*time lag* ou *lag time*)

T_P : Temps de montée (*time to peak*)

V_r : Volume de ruissellement

Chapitre 1 - Introduction

Les pratiques culturales de conservation des sols (réduction du travail du sol, cultures de couverture, etc.) doivent être généralement combinées à l'implantation d'aménagements hydro-agricoles sur les parcours principaux du ruissellement afin de limiter l'érosion hydrique à un niveau adéquat. Ces pratiques peuvent prendre diverses formes allant des déversoirs enrochés aux voies d'eau engazonnées, en passant par les bassins de sédimentation et les puisards ou ponceaux.

Une bonne planification de ces aménagements demande d'évaluer au préalable le débit de pointe et parfois le volume de ruissellement. Étant donné la spécificité du territoire agricole, liée à la diversité des cultures, des sols, de la topographie et des niveaux de risques en jeu, l'utilisation de méthodes de calcul développées pour le milieu urbain ou forestier n'est pas appropriée.

Actuellement, les méthodes de calculs utilisées par les conseillers agricoles au Québec pour planifier des aménagements hydro-agricoles ont été développées en grande partie aux États-Unis ou en Europe et n'ont pas fait l'objet d'une validation à partir de données québécoises mesurées en champs (pluies et débits de ruissellement). Les risques techniques et financiers engendrés par cette absence de validation sont importants et peuvent limiter l'efficacité de ces structures, leur durée de vie ou encore entraîner des surcoûts.

Depuis 2010, le Ministère de l'Agriculture, des Pêches et de l'Alimentation du Québec (MAPAQ) a mis en place un réseau de sept sites instrumentés en Montérégie Est, Montérégie Ouest et en Estrie, en collaboration avec Agriculture et agroalimentaire Canada (AAC), dans le but d'effectuer une validation de ces méthodes de calcul, en comparant les mesures aux estimations de temps de concentration, de débits et de volumes de ruissellement. Les données mesurées sur ces sites ont été compilées, mais n'ont pas fait l'objet auparavant d'une analyse détaillée et d'une diffusion des résultats auprès de la clientèle agricole et des conseillers techniques.

Le mandat de l'équipe du professeur Mailhot était d'analyser les données hydrologiques et de comparer les données mesurées en champs aux résultats des calculs obtenus à partir des équations empiriques de la littérature. Le projet vise à recommander aux conseillers techniques des méthodes d'estimation des temps de concentration (T_c), des hauteurs (ou volume) de ruissellement (V_R) et des débits de pointe (Q_P), pour des périodes de retour de 2 et 5 ans qui soient les mieux adaptées au contexte du Québec pour les bassins versants agricoles de moins de 50 ha.

Les objectifs spécifiques du projet sont les suivants :

1. Décrire l'hydrologie de surface de petits bassins-versants dans différents contextes de sol, pente, couvert végétal;

2. Modéliser l'hydrologie de ces bassins-versants à partir d'équations simplifiées;
3. Définir les méthodes de calculs hydrologiques simplifiées les mieux adaptées au contexte du Québec et diffuser les résultats via un rapport.

Le présent rapport rend compte des travaux réalisés dans le cadre de ce mandat. Le contenu du rapport est le suivant. Le Chapitre 2 décrit les sites sous étude et leur représentativité considérant d'autres bassins-versants agricoles du Québec ainsi que les instruments mis en place. Le Chapitre 3 explique comment les événements de pluie/débit ont été identifiés et retenus pour réaliser les analyses ultérieures. Le Chapitre 4 comprend une revue de littérature portant sur les équations empiriques permettant d'estimer des temps de concentration ainsi que sur les méthodes d'estimation des temps de concentration à partir de données observées. Ce chapitre présente également la méthodologie et les résultats concernant l'analyse des temps de concentration. Le Chapitre 5 présente lui aussi une revue de littérature, cette fois-ci sur la méthode *SCS Runoff Curve Number* et la méthode de Monfet utilisées pour estimer les hauteurs de ruissellement pour un événement de pluie donnée. De plus, il comprend toutes les analyses et résultats à ce sujet. Le Chapitre 6 porte sur l'estimation des débits de pointe à partir de la méthode rationnelle et la méthode de l'hydrogramme triangulaire. Ce chapitre débute par une revue de littérature portant sur la méthode rationnelle et est suivi des analyses et résultats concernant les deux méthodes mentionnées précédemment.

Chapitre 2 – Sites, instrumentation et protocole de mesures

Sept petits bassins versants agricoles ont été instrumentés par le MAPAQ à partir de 2010. Les sites ont été sélectionnés pour être représentatifs des sols, des types de culture et des conditions de ruissellement rencontrées en Montérégie et en Estrie. Ces sites sont : 1) Berna; 2) Blanchette; 3) Girard; 4) Landry; 5) Lennox1; 6) Lennox 2; 7) Palardy. Les sites Berna, Blanchette, Girard, Landry et Palardy sont situés en Montérégie alors que les sites Lennox 1 et 2 sont situés en Estrie. La carte de la Figure 2.1 localise ces différents bassins.



Figure 2.1 - Carte des sites sous étude.

Les caractéristiques des bassins versants (surface, parcours de l'eau, pente) ont été déterminées initialement par arpentage GPS pour les sites situés en Montérégie. Ces valeurs ont été par la suite validées grâce au module hydrologique du site Info-sols (www.info-sols.ca) à partir du relief Lidar en Montérégie et du modèle numérique de terrain, produit par stéréoscopie électronique, pour les sites en Estrie (Figure 2.2). Les pentes de parcours de l'eau utilisées dans ce rapport sont celles qui prennent en compte

l'intégralité du plus long parcours de l'eau, de l'extrémité amont à l'exutoire (S_{100}). Les informations concernant les sols proviennent des études pédologiques à jour réalisées sur le territoire par AAC et l'Institut de recherche et de développement en agroenvironnement (IRDA), disponibles à l'adresse suivante : <http://sis.agr.gc.ca/siscan/publications/surveys/pq/index.html>.

Les groupes hydrologiques des séries de sols ont été déterminées en se basant sur l'étude de Gagné *et al.* (2013). Le Tableau 2.1 dresse la liste des valeurs des variables physiographiques aux différents sites d'études les plus souvent utilisées dans ce rapport. Le Tableau A1 de l'Annexe A présente plusieurs autres caractéristiques des sites à l'étude (p. ex. localisation, type de sol et de culture, conductivité hydraulique moyenne).

Les *Curve Number* pondérés (CN) ont été établis à partir du logiciel Info-Sols en tenant compte des caractéristiques des sols de chaque bassin-versant, dont le groupe hydrologique, sa condition hydrologique, la culture et le mode de travail du sol à partir du document de référence de USDA-NRCS (2004). Les valeurs de coefficient de ruissellement (C_R) indiquées pour chaque bassin-versant ont été estimées à partir du Tableau 3.4.1a de Transports Québec (2004) et les classes hydrologiques des bassins-versants ont été déterminées à partir de la classification de sol de Gagné *et al.*, (2013). Le Tableau 2.2 dresse les caractéristiques des sites ayant menées à établir les coefficients de ruissellement.

Les précipitations et les hauteurs de ruissellement ont été mesurées en chaque site. Ces mesures ont été réalisées pendant la période d'avril à novembre pour des raisons techniques liées à la difficulté de mesurer ces variables en conditions hivernales. En effet, les mesures de hauteurs de ruissellement effectuées par ultrasons en dehors de la saison de culture étaient faussées par les accumulations de neige et de glace dans les déversoirs tel qu'illustré à l'annexe A.

Les hauteurs de ruissellement de surface ont été mesurées par l'installation de canaux jaugés à l'exutoire des parcelles agricoles, couplés à des capteurs de pression HOB0 U20 (*Water level data logger*, Onset, Bourne, MA) programmés pour prendre une mesure toutes les 1 minute 30 secondes. Sur deux sites (Berna et Palardy), l'instrumentation comportait également un instrument par ultrason JUDD (Salt Lake City, UT) associé à un enregistreur de données HOB0 U30.

Tableau 2.1 - Valeurs des variables physiographiques en chacun des bassins-versant sous étude. Le nombre entre parenthèses indique le rang du bassin-versant par rapport aux autres bassins pour la caractéristique en question selon un ordre croissant des valeurs (p. ex. le bassin Lennox 2 a le plus petite surface et occupe donc le rang 1 pour cette caractéristique).

Variable physiographique	Berna	Blanchette	Girard	Landry	Lennox 1	Lennox 2	Palardy
Surface du bassin A [ha]	5.69 (5)	5.43 (4)	10.69 (7)	6.28 (6)	4.52 (2)	3.18 (1)	4.53 (3)
Longueur du plus long parcours de l'eau L [km]	0.618 (4)	0.960 (5)	1.33 (7)	0.971 (6)	0.272 (1)	0.374 (2)	0.550 (3)
Pente du parcours de l'eau S_{100} [m/m]	0.0046 (3-4)	0.0021 (2)	0.0055 (5)	0.0046 (3-4)	0.0575 (7)	0.0378 (6)	0.0008 (1)
Pente du bassin S_b [m/m]	0.0127 (5)	0.0076 (3)	0.0081 (4)	0.0067 (2)	0.0565 (7)	0.0414 (6)	0.0028 (1)
Coefficient de ruissellement rationnel C_R [sans dimension]	0.47 (4-5-6)	0.39 (1)	0.45 (3)	0.47 (4-5-6)	0.43 (2)	0.59 (7)	0.47 (4-5-6)
<i>Curve Number</i> CN II [sans dimension]	88 (6-7)	76 (2)	81 (3)	82 (4)	71 (1)	88 (6-7)	85 (5)
Type de réseau hydrique principal	Surface en culture	Fossé enherbé	Fossé enherbé	Fossé enherbé	Surface en culture	Surface en culture	Surface en culture

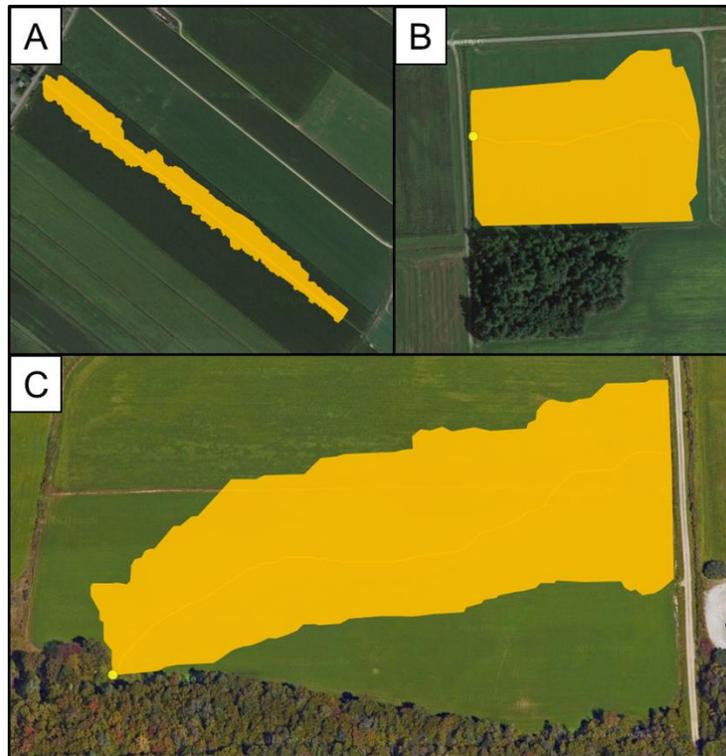


Figure 2.2 - Exemples de contours de bassins-versants issus d'Info-sols (A : Blanchette, B : Lennox 1 et C : Lennox 2; Source : Mikaël Guillou).

Les canaux jaugés employés lors de cet essai étaient soit des canaux trapézoïdaux SRCRC 12 po 45° (gamme de 4 à 209 litres/sec) en fossé à lit peu pentu ou, lorsqu'un dénivelé existait à l'exutoire, des déversoirs de type H Flume 2.00 (0.5 à 309 litres/sec) ou 2.50 (0.65 à 542 litres/s) selon le débit de pointe attendu dans ces parcelles. Les formules suivantes permettent ensuite de convertir les hauteurs d'eau en débit :

- H Flume Déversoirs type 2.00 :

$$\log Q = 0.0237 + 2.4918 \log h + 0.2605 (\log h)^2 \quad (2.1)$$

- H Flume Déversoirs type 2.50 :

$$\log Q = 0.0268 + 2.4402 \log h + 0.2600 (\log h)^2 \quad (2.2)$$

Pour ces deux équations, le débit, Q, est exprimé en m³/sec alors que la hauteur d'eau, h, est en mètre.

Pour les canaux trapézoïdaux, on a :

- Canaux trapézoïdaux SRCRC 12 po 45°:

$$Q = 3.23 h^{2.5} + 0.63 h^{1.5} + 0.05 \quad (2.3)$$

Dans cette équation, le débit, Q , est exprimé en m^3/sec alors que la hauteur d'eau, h , est en pied.

Les volumes d'eau de ruissellement sont ensuite calculés en faisant la somme des volumes à chaque pas de temps obtenus en effectuant le produit des débits à chaque pas de temps par la durée du pas de temps.

Les précipitations ont été mesurées en chaque site grâce à un pluviomètre à augets basculants HOB0 RG3M (*Data logging rain gauge*, Onset, Bourne, MA), enregistrant la date et l'heure de chaque précipitation d'une hauteur de 0.2 mm.

L'Annexe A comprend une série de photos des équipements installés sur les sites d'étude, des problématiques rencontrées en conditions hivernales et du ruissellement généré lors de la tempête Irène le 28 août 2011.

2.1 Représentativité des parcelles agricoles à l'étude

Il est important de se questionner sur la représentativité des sites à l'étude par rapport aux autres parcelles agricoles du Québec. Avec seulement sept sites à l'étude, il est difficile de penser que ces sites couvrent l'ensemble des caractéristiques des parcelles agricoles du Québec en ce qui concerne notamment la superficie et la longueur de parcours de l'eau. Pour clarifier cette situation, 50 bassins-versants agricoles supplémentaires ont été caractérisés par Mikael Guillou (MAPAQ)..

Des bassins-versants agricoles ont été sélectionnés de façon aléatoire dans différentes régions où la couverture Lidar était disponible. La caractérisation de chaque site a par la suite été réalisée à partir du module hydrologique du site Info-sols (www.info-sols.ca). Le Tableau B1 de l'Annexe B présente les variables physiographiques de ces 50 bassins-versants.

La Figure 2.3 a été générée afin de comparer les caractéristiques physiographiques des sites à l'étude à celles des 50 autres sites. Cinq variables physiographiques utilisées tout au long du document ont été considérées :

1. Taille des bassins-versants (ha)
2. Longueur du parcours de l'eau (m)
3. Pente (0-100) du parcours de l'eau (%)
4. Pente du bassin-versant (%)
5. Numéro de courbe (*Curve Number*)

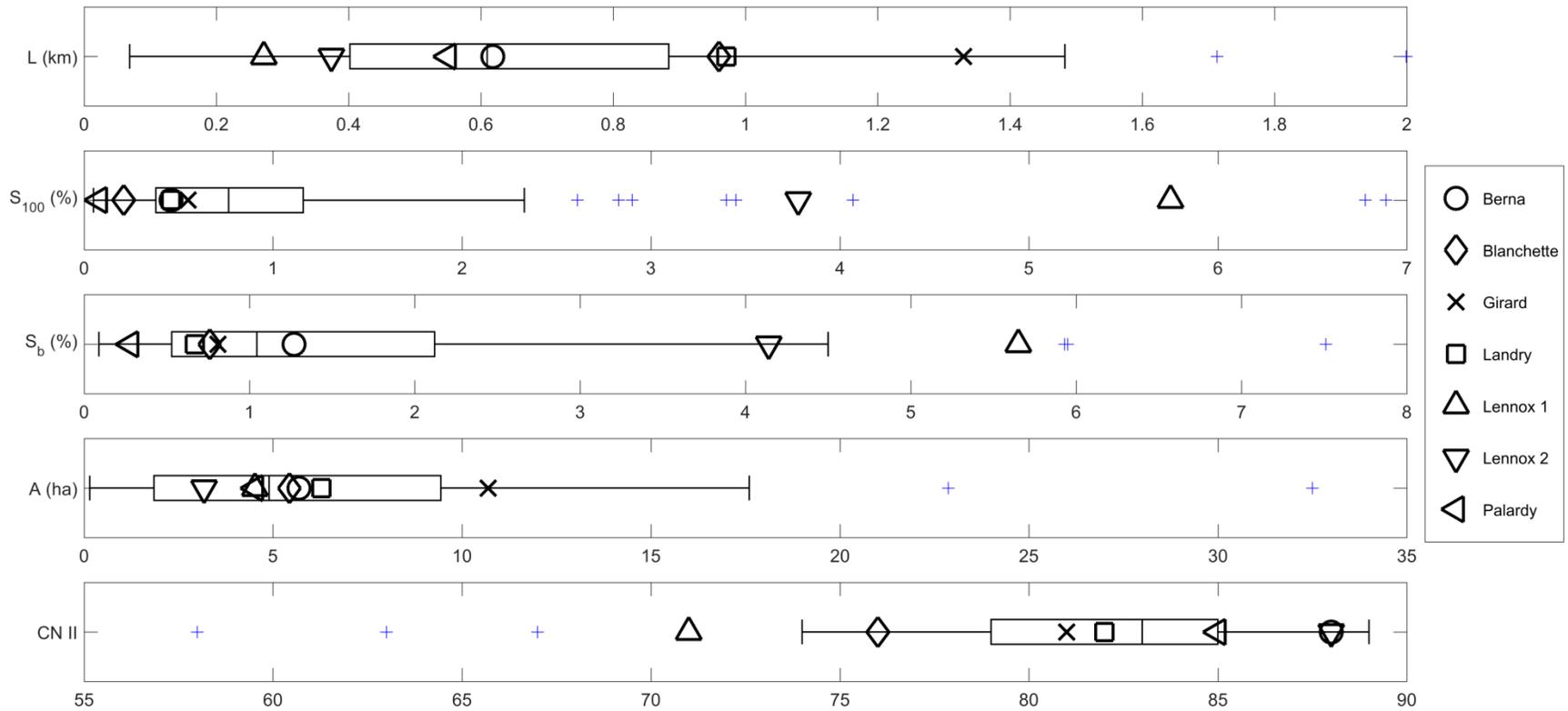


Figure 2.3 – Distribution des caractéristiques, longueur du parcours de l'eau (L, km), pente du cours d'eau (S_{100} , %), pente du bassin-versant (S_b , %), superficie du bassin-versant (A, ha) et numéro de courbe (CN, adimensionnel) des 50 bassins-versants caractérisés par Mikael Guillou et des bassins-versants à l'étude.

La Figure 2.3 démontre une très bonne représentativité ou couverture de la fourchette de valeurs obtenue pour la longueur de parcours de l'eau. En ce qui concerne la pente du parcours de l'eau et la pente du bassin-versant, il y a une surreprésentation des pentes fortes. Cette surreprésentation se traduit notamment par un manquement autour des valeurs de 1, 2 et 3 % pour la pente du parcours de l'eau et de 2 et 3 % pour la pente du bassin-versant. Cette situation est partiellement expliquée par le fait que les 50 bassins-versants agricoles caractérisés sont situés dans des secteurs à relief modéré où un relevé lidar existait. Les secteurs agricoles plus pentus n'ont pas été pris en compte car leur relief, issu d'un MNT basé sur la stéréoscopie électronique, est moins précis. Les superficies des bassins-versants à l'étude sont très près les unes des autres à l'exception de Girard et ces valeurs se situent autour de la médiane. On note alors un manquement au-delà des 1^{er} et 3^e quartiles (extérieure de la boîte). Finalement, la couverture du numéro de courbe est globalement très bonne.

Chapitre 3 – Sélection des événements de pluie/débit

Les données de précipitations et de débits pour les sept sites sous étude ont été analysées afin de définir des épisodes de pluie et les débits associés qui seront considérés pour fin d'analyse (événement pluie/débit). Le Tableau 3.1 présente le nombre d'années avec des données de précipitations et de débits en chaque site. La période annuelle d'enregistrement de données est comprise généralement entre la mi-avril et la fin du mois de novembre. Il est important de noter que tout événement susceptible d'avoir été influencé par la fonte de la neige a été exclu.

Le processus visant à identifier les événements pluie/débit repose sur plusieurs étapes. D'abord, les épisodes de pluie ont été identifiés. Chacun des épisodes de pluie est caractérisés par une période de temps sec avant et après de deux heures. Une période de temps sec correspond à un intervalle de temps au cours duquel aucune bascule n'a été enregistrée pour un pluviomètre.

Cette durée de deux heures a été retenue en raison de la réponse hydrologique rapide des sites à l'étude. Une période de temps sec plus longue pourrait avoir une incidence majeure sur certains paramètres qui seront analysés ultérieurement dont le temps de concentration, considérant des méthodes d'estimation basées sur le centre de masse de la précipitation (voir Section 4.1.3 et 4.3) et la rétention de base (*initial abstraction*, voir Section 5.1) utilisée dans l'estimation des hauteurs de ruissellement. La Figure 3.1 montre l'influence de la période de temps sec pour un événement de pluie mesuré au site Berna le 5 mai 2010. L'examen de cette figure montre qu'il est difficile d'associer les 12 mm de précipitations reçus entre 12h00 et un peu après 14h00 à l'hydrogramme correspondant puisque cette pluie n'a apparemment pas générée de ruissellement. En ce qui concerne les méthodes d'estimation des temps de concentration basées sur le centre de masse de la précipitation, une période de temps sec plus longue implique nécessairement, dans ce cas-ci, un temps de concentration plus grand. Pour ce qui est de la rétention de base, une période de temps sec supérieure à deux heures voudrait dire que 13.6 mm de pluie aurait été reçus avant que l'écoulement direct ne débute (voir Section 4.1.1 pour la définition de cette expression) au lieu de 1.6 mm considérant une période de temps sec de deux heures. Il est important toutefois de mentionner que la pluie reçue avant 14h00 a probablement eu une influence sur l'hydrogramme. Celle-ci peut alors être analysée à partir des conditions hydrologiques antécédentes, notamment la quantité de pluie reçue dans les cinq jours précédents (voir Section 5.1).

Les débits, ou l'hydrogramme associé à chaque épisode de pluie, a par la suite été identifié. Pour qu'un hydrogramme soit retenu, la montée des débits devait débiter à partir du débit de base du site en question et la descente devait se poursuivre jusqu'à l'atteinte, à nouveau, du débit de base. Il est important de noter que pour tous les sites, le débit de base par temps sec est nul. De plus, un débit de pointe supérieur à 0,001 m³/sec devait être observé. Suivant ce processus, 259 événements de pluie/débit ont été retenus pour les sept sites à l'étude.

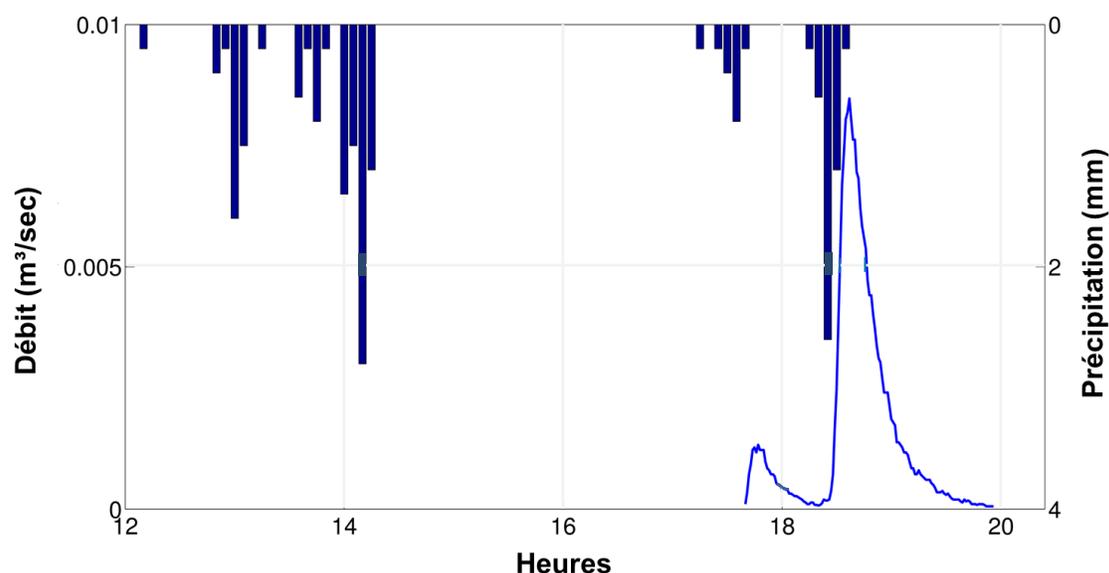


Figure 3.1 – Influence de la période de temps sec considérée à partir de l'hydrogramme et du hyétoigramme de l'événement pluie/débit du 5 mai 2010 au site Berna.

Ces 259 événements de pluie/débit sont caractérisés par des hydrogrammes de formes variées. La Figure 3.2 dresse le portrait des différentes situations observées. Le Tableau 3.1 recense le nombre d'hydrogrammes des types 1, 3 et 4 en chaque site.

L'hydrogramme 1 de la Figure 3.2 correspond à la situation où l'hydrogramme ne compte qu'un seul maximum, situation que l'on pourrait qualifier d'idéal. L'hydrogramme 2 présente une situation où deux maxima sont très rapprochés mais où le débit atteint le débit de base entre les deux maxima alors que la période de temps sec est supérieure à deux heures. Les critères de sélection énumérés dans les paragraphes précédents étant rencontrés, deux événements de pluie distincts, correspondant à la situation de l'hydrogramme 1, ont été retenus. Les hydrogrammes 3 et 4 correspondent aux situations où les hydrogrammes comptent deux pics principaux entre lesquels le débit n'atteint pas le débit de base et où les événements de pluie qui leurs sont associés sont séparés d'une période de temps sec de moins de 2 heures. Dans ce cas l'hydrogramme est associé à un seul événement de pluie et le débit maximum considéré est le plus grand des débits enregistrés. Les hydrogrammes 5 et 6 sont les contreparties des cas 3 et 4 où les événements de pluie associés aux deux pics de l'hydrogramme sont séparés par plus de 2 heures de temps sec et pour lesquels les débits entre les deux valeurs maximales n'atteignent pas le débit de base. Dans ces cas, l'hydrogramme n'est pas considéré puisqu'il est associé à un 'événement multiple' de pluie. Sur les 259 événements pluie/débit, seul 11 cas sont associés aux hydrogrammes 5 et 6, les 248 autres événements pluie/débit étant associés aux hydrogrammes 1, 2, 3 et 4.

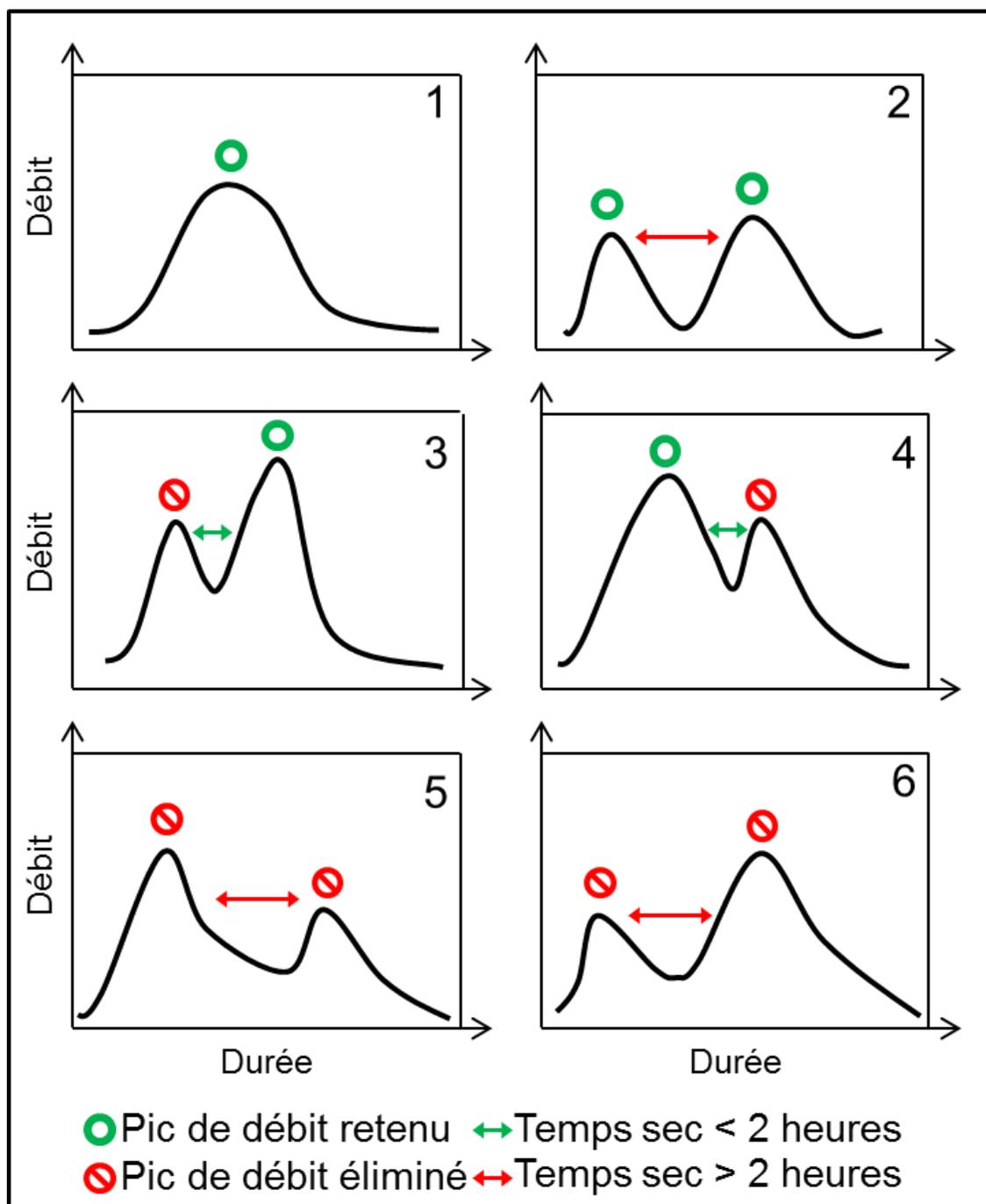


Figure 3.2 - Exemples d'hydrogrammes observés (voir le texte pour une discussion de ces différents cas).

Tableau 3.1 - Périodes d'enregistrements (nombres d'années correspondant) et nombres d'hydrogrammes appartenant à chaque type présenté à la Figure 3.2 recensés en chaque site.

Site	Période d'enregistrement (nombre d'années)	Hydrogramme		TOTAL
		1 et 2	3 et 4	
Berna	2010-2016 (7)	34	24	58
Blanchette	2012-2016 (5)	13	7	20
Girard	2010-2016 (7)	27	17	44
Landry	2011-2016 (6)	25	14	39
Lennox 1	2014-2016 (3)	19	13	32
Lennox 2	2013-2016 (4)	9	5	14
Palardy	2012-2016 (5)	23	18	41
	TOTAL (37)	150	98	248

Pour l'analyse des temps de concentration (Chapitre 4), seul les 150 événements pluie/débit correspondant aux hydrogrammes 1 et 2 ont été retenus (voir Section 4.4). Pour les analyses concernant les hauteurs de ruissellement (Chapitre 5) et les débits de pointe (Chapitre 6), les 248 événements pluie/débit correspondant hydrogrammes 1 à 4 ont été retenus. À noter que pour les analyses sur les hauteurs de ruissellement, d'autres critères de sélection ont été ajoutés, réduisant par le fait même l'échantillon (voir Section 5.3 et Section 6.2). Les événements pluie/débit associés aux hydrogrammes 5 et 6 ont été éliminés d'emblée pour tous les analyses. Pour le site Blanchette, l'événement du 16 août 2016 a été éliminé en raison de problèmes reliés à l'enregistrement des données.

Chapitre 4 - Temps de concentration

Le présent chapitre présente l'ensemble des résultats touchant l'estimation des temps de concentration. Des précisions sont apportées sur la terminologie et le vocabulaire utilisé tout au long de ce chapitre et du reste du document à la Section 4.1. Ensuite, la Section 4.2 passe en revue différentes équations empiriques proposées dans la littérature, suivi d'une discussion des méthodes d'estimation des temps de concentration à partir des hydrogrammes et hyétogrammes mesurées (Section 4.3) et des événements de pluie/débit retenus pour l'estimation des temps de concentration (Section 4.4). La Section 4.5 présente les résultats obtenus quant aux estimations des temps de concentration à partir des hydrogrammes et hyétogrammes mesurés. La Section 4.6 analyse les corrélations entre les temps de concentration mesurés à partir des données observées et les caractéristiques de la pluie. La Section 4.7 compare les différentes méthodes d'estimation des temps de concentration alors que la Section 4.8 explique pourquoi l'une de ces méthodes a été retenue pour les analyses ultérieures. Finalement, la Section 4.9 compare les temps de concentration estimés à partir de données observées aux temps de concentration calculés à partir des équations empiriques présentées à la Section 4.2 et la Section 4.10 reprend ces équations empiriques en les modifiant selon les données observées.

4.1 Terminologie utilisée

En hydrologie, une certaine inhomogénéité existe quant au vocabulaire et à la terminologie employés. Ainsi, afin de faciliter la lecture du document, il importe de préciser un certain nombre de termes et définitions. Les prochaines sections détailleront le choix du vocabulaire retenu dans le présent document. Les définitions et les traductions en français des différents termes anglais rencontrés dans la littérature sont tirées du *Grand dictionnaire terminologique* de l'*Office québécois de la langue française* (OQLF). Afin d'éviter toutes confusions, les termes anglais correspondants seront indiqués entre parenthèses ou certains termes anglais seront conservés puisque très couramment utilisés dans la littérature.

4.1.1 Écoulement direct, écoulement de surface et ruissellement pur

Pour l'expression anglaise *direct runoff*, la traduction française *écoulement direct* a été privilégiée. L'OQLF définit cette expression comme l'écoulement qui englobe l'écoulement de surface, l'écoulement divergent ou hypodermique et les précipitations recueillies directement par les lacs et les cours d'eau. Le *ruissellement pur* possède quant à lui un sens plus large selon la définition de l'*Organisation météorologique mondiale* (OMM) : « écoulement rejoignant le réseau hydrographique sans délai ».

4.1.2 Pluie nette et pluie efficace

La pluie nette (*rainfall excess*) et la pluie efficace (*effective rainfall*) auront la même signification dans le contexte du présent rapport. L'OMM définit la pluie nette comme la partie de l'averse qui atteint un cours d'eau par écoulement direct et la pluie efficace comme la partie de la pluie contribuant au ruissellement lorsqu'il est question d'hydrologie de surface. Toutefois, la pluie efficace possède plusieurs autres définitions selon le domaine considéré. Ainsi, en agriculture lorsqu'il est question d'irrigation, l'OMM définit la pluie efficace comme la partie résiduelle de l'eau de pluie qui contribue à reconstituer la réserve du sol en eau utilisable par les plantes cultivées. Finalement, en hydrogéologie, la pluie efficace définit la partie de la pluie contribuant à la recharge des eaux souterraines. Dans ce contexte, et afin d'éviter toute confusion, l'expression *pluie nette* sera privilégiée tout au long du présent document. La différence entre la pluie totale et la pluie nette correspond au volume de pluie qui ne participe pas au ruissellement pour différentes raisons : évaporation, infiltration, captage par la végétation, variation de teneur en eau du sol.

4.1.3 Temps de concentration, temps de montée et temps de réponse

Trois paramètres de temps (*time parameters* selon la terminologie de McCuen 2009; voir aussi Gericke et Smithers, 2014) sont couramment utilisés pour caractériser le temps caractéristique de la réponse hydrologique d'un bassin : 1) le temps de concentration (T_C), 2) le temps de réponse (T_L , *lag time*) et 3) le temps de montée (*time to peak*, T_P).

Plusieurs définitions conceptuelles ou théoriques ont été proposées pour le temps de concentration T_C :

- Temps que mettrait une goutte d'eau pour parcourir la distance entre le point le plus en amont et l'exutoire d'un bassin-versant (Rossmiller, 1980 ; Pilgrim et Cordery, 1993 ; Roche *et al.*, 2012);
- Temps requis pour que le ruissellement, provenant de la pluie nette avec une distribution spatiale et temporelle uniforme sur un bassin-versant, contribue au débit de pointe (Gericke et Smithers, 2014).

Il est toutefois plus difficile d'associer une définition conceptuelle au temps de réponse T_L . Roche *et al.* (2012) définissent le temps de réponse de la façon suivante : décalage temporel observé sur des crues simples entre le pic d'intensité des pluies et la pointe de crue. Pour ce qui est du temps de montée (T_P), Rocha (2014) le définit comme le temps que prend le débit depuis le début du ruissellement de surface pour atteindre son maximum.

Pour chaque paramètre de temps, plusieurs méthodes d'estimation ont été proposées. Chaque méthode d'estimation repose sur deux variables de temps qui correspondent à un point d'un hydrogramme ou d'un hyétogramme, par exemple, l'occurrence de

l'intensité maximale de la pluie ou le centre de masse de l'écoulement direct. Singh (1984) recense notamment 17 méthodes d'estimation différentes pour T_C , T_L et T_P . McCuen (2009) propose, quant à lui, six méthodes d'estimation différentes pour T_C (les textes en anglais réfèrent aux définitions de McCuen, 2009; voir Figure 4.1) :

1. Durée entre la fin de la pluie nette (Vt_1) et le point d'inflexion de la phase de décrue de l'hydrogramme (Vt_2) correspondant (*The time from the end of rainfall excess to the inflection point on the total storm hydrograph*);
2. Durée entre le centre de masse ou centroïde de la pluie nette (Vt_3) et le centre de masse de l'écoulement direct (Vt_4) (*The time from the center of mass of rainfall excess to the center of mass of direct runoff*);
3. Durée entre l'intensité maximale de la précipitation (Vt_5) et le débit de pointe (Vt_6) (*The time from the maximum rainfall intensity to the time of the peak discharge*);
4. Durée entre le centre de masse de la pluie nette (Vt_3) et la pointe de l'écoulement direct (Vt_6) (*The time from the center of mass of rainfall excess to the time of the peak of direct runoff*);
5. Durée entre le centre de masse de la pluie nette (Vt_3) et la pointe de l'écoulement total (Vt_6) (*The time from the center of mass of rainfall excess to the time of the peak of total runoff*);
6. Durée entre le début de l'écoulement direct (Vt_7) et la pointe de l'écoulement total (Vt_6) (*The time from the start of the total runoff to the time of the peak discharge of the total runoff*). Correspond au temps de montée ou temps au pic.

Pour les méthodes d'estimation 4 et 5, une clarification s'impose. La Figure 1 de McCuen (2009) suggère qu'il existe une différence entre la pointe de l'écoulement direct (*time of the peak of direct runoff*) et la pointe de l'écoulement total (*time of the peak of total runoff*). Dans Gericke et Smithers (2014), ces deux expressions sont toutefois considérées équivalentes. La première est utilisée dans la définition T_L (a) alors que la seconde est utilisée à la fois dans les définitions T_C (b) et T_L (b) (voir les définitions (a) et (b) dans Gericke et Smithers, 2014). Ces trois méthodes d'estimation sont similaires selon la Figure 2 de Gericke et Smithers (2014). L'autre variable de temps pour ces trois méthodes d'estimation correspond au centre de masse de la pluie nette. Dès lors, dans le cadre de cette étude, aucune distinction ne sera faite concernant ces expressions puisque les débits de base pour chaque site sont nuls et qu'il n'y a donc pas de différences marquées entre la pointe de l'écoulement direct et de l'écoulement total.

Toutes ces méthodes d'estimation sont également associées au T_L dans d'autres articles ou documents (Singh, 1984; Fang, 2005; Folmar *et al.*, 2007; Gericke et Smithers, 2014). La méthode d'estimation 6 est également associée au T_P dans Singh (1984). À ce titre, McCuen (2009) mentionne ce manque d'uniformité dans la terminologie utilisée en hydrologie et la façon d'estimer les temps de concentration, de réponse et de montée :

« Also, one definition of the time of concentration, the second listed above, is also used as a definition by others as the time lag. This incongruity points to the problem of a lack of uniformity in hydrologic terminology for time parameters ».

Ainsi, dans le cadre de ce document, l'expression *temps de concentration* (T_C) sera généralement utilisée sauf lorsque l'on réfèrera explicitement au temps de réponse ou au temps de montée.

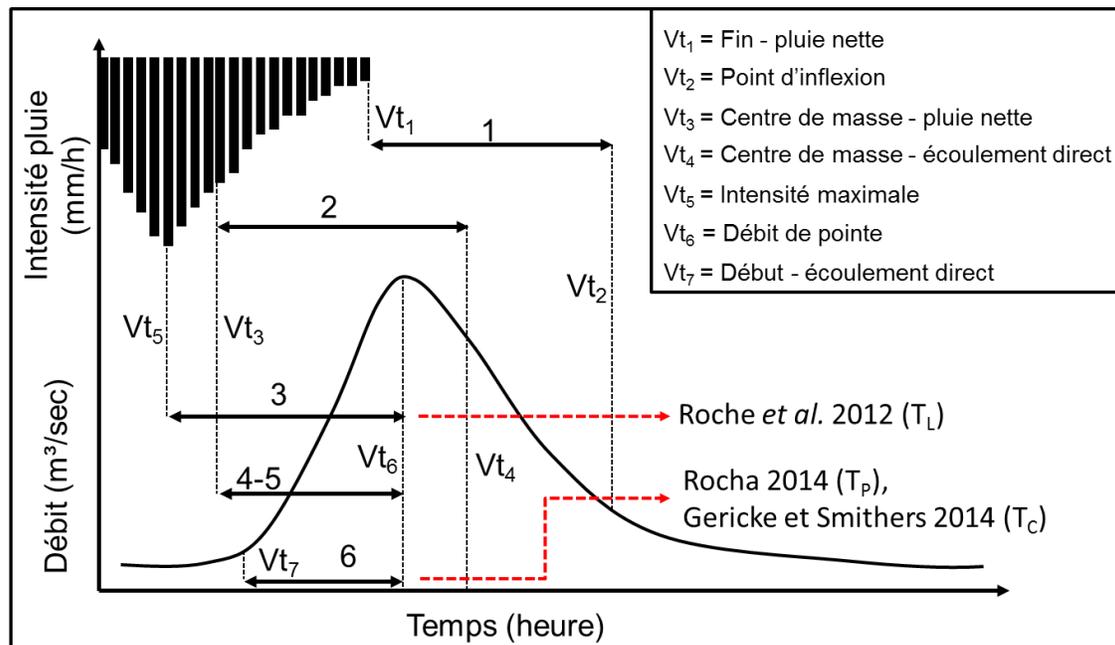


Figure 4.1 - Représentation des variables de temps (Vt) utilisées dans par les différentes méthodes d'estimation du temps de concentration (1 à 6 ; McCuen, 2009) et des définitions conceptuelles des temps de concentration (---), de réponse et de montée (inspiré de Singh, 1984 ; McCuen, 2009 ; Gericke et Smithers, 2014).

4.2 Équations empiriques du temps de concentration (T_c)

Cette section provient pour une large part d'un rapport réalisé dans le cadre du projet de révision des critères de conception des ponceaux pour des bassins de drainage de 25 km² et moins dans un contexte de changements climatiques (Mailhot *et al.*, 2016). Puisque ce rapport contient une revue de littérature très complète sur les différentes équations empiriques du temps de concentration utilisées dans le projet actuel, seules quelques modifications mineures ont été apportées au texte d'origine.

Pour ce projet, sept équations du temps de concentration seront analysées. Parmi celles-ci se trouve les plus utilisées, notamment pour de petits bassins-versants en milieu rural au Québec :

- *Federal Aviation Administration* (FAA, Section 4.1.1) ;
- Williams (Section 4.1.2) ;
- Kirpich (Section 4.1.3) ;
- Mockus (Section 4.1.4) ;
- *SCS-Lag* (Section 4.1.5).

L'équation de Johnstone-Cross (Section 4.1.6) a également été retenue puisqu'elle est souvent mentionnée dans la littérature scientifique et fréquemment utilisée dans différentes régions, de même que l'équation de Sheridan (Section 4.1.7), mais cette fois-ci en raison de sa simplicité. En effet, elle ne comporte qu'un seul paramètre. Il est à noter que l'Annexe C regroupe ces différentes expressions et les expriment selon les différents systèmes d'unités utilisées dans la littérature. Toutes les variables et paramètres de ces diverses équations sont regroupées au Tableau 4.1. Les équations comportant un coefficient de rugosité ont été éliminées en raison de leur difficulté d'évaluation (voir Section 4.1.8).

4.2.1 Équation de la *Federal Aviation Administration* (FAA)

Cette équation a été développée par la *Federal Aviation Agency* (d'où son nom), aujourd'hui la *Federal Aviation Administration* (FAA, 1970). Selon McCuen *et al.* (1984) et Sharifi et Hosseini (2011), elle est probablement valide pour de petits bassins-versants où l'écoulement de surface ou laminaire domine. Selon Gericke et Smithers (2014), elle est couramment utilisée en milieu urbain pour estimer l'écoulement de surface en raison du coefficient de ruissellement qu'elle intègre. Au Québec, cette équation est également utilisée en milieu agricole (Guillou, 2012; Rocha, 2014).

L'équation de la FAA est l'une des deux équations actuellement utilisées pour la conception des ponceaux à l'exutoire de bassins-versants de moins de 25 km² au Québec (Transports Québec, 2004). Elle s'exprime sous la forme :

$$T_C = 3.26 (1.1 - C_R) L^{0.5} S_{100}^{-0.33} \quad (4.1)$$

Tableau 4.1 – Abréviations et définitions des variables et paramètres des équations empiriques du temps de concentration présentées au Chapitre 4.

Variable	Définition
A	Superficie
CM	Méthode d'estimation 1 du T _c
CN	Numéro de courbe (<i>Curve Number</i> , SCS)
C _R	Coefficient de ruissellement rationnel
C _V	Coefficient de ruissellement volumétrique
D	Diamètre équivalent
L	Longueur du parcours de l'eau
PNDP	Méthode d'estimation 3 du T _c
S	Pente 85-10 du parcours de l'eau
S ₁₀₀	Pente 100-0 du parcours de l'eau
S _b	Pente moyenne du bassin-versant
T _c	Temps de concentration
T _L	Temps de réponse (<i>lag time</i>) et méthode d'estimation 2 du T _c
T _P	Temps de montée (<i>peak time</i>) et méthode d'estimation 4 du T _c

La longueur maximale de l'écoulement (L) est exprimée en mètre alors que la pente 100-0 du parcours de l'eau (S₁₀₀) est exprimée en pourcentage et le T_c en minute. Il existe de nombreuses versions de l'équation FAA selon les unités utilisées (voir la Section C.1 de l'Annexe C). De plus, la définition de la variable S diffère d'une source à l'autre (Tableau 4.2).

Il est important de rappeler que la méthode de la FAA est généralement appliquée à de petits bassins-versants partiellement imperméabilisés où l'écoulement de surface domine. Ainsi, la majorité des sources du Tableau 4.2 définit la variable S comme la pente de la surface du bassin-versant ou *overland slope*. Plus précisément, cette expression peut être associée à la partie d'un système de drainage regroupant les composantes de surface ce qui correspond également au réseau majeur¹. Il est donc difficile de dire s'il s'agit de la pente du parcours de l'eau ou d'une pente moyenne du bassin-versant et aucun détail n'est donné à ce sujet dans FAA (1970).

Dans un document de l'université du Colorado (CSU, 1967), l'expression *overland slope* est clairement associée à la pente moyenne du bassin-versant. Ainsi, aucune raison ne

¹ Voir: <http://www.lgam.info/overland-flow-path>

semble justifier l'utilisation de la pente du cours d'eau, au lieu de la pente moyenne du bassin-versant, pour définir la variable S servant à estimer le temps de concentration sur des bassins-versants plus grands et ruraux. Le lien entre les définitions données au Tableau 4.2 et la démonstration de CSU (1967) suggère d'utiliser la pente moyenne du bassin-versant pour la méthode de la FAA.

Quoi qu'il en soit, dans le cadre de ce projet l'équation de la FAA a été appliquée en considérant la pente sur toute la longueur du parcours de l'eau. Parmi les sites à l'étude, la pente du bassin-versant est généralement plus grande que la pente du parcours de l'eau. Pour Blanchette et Palardy, elle est jusqu'à quatre fois plus élevée (Tableau 2.1). Parmi les 50 bassins-versants caractérisés pour vérifier la représentativité des parcelles agricoles à l'étude (voir Section 2.1), la pente du bassin-versant est plus grande que la pente du parcours de l'eau dans 45 cas et peut être jusqu'à quatre fois plus grande comme c'est le cas avec les sites à l'étude. L'utilisation de la pente du bassin-versant dans l'Équation 4.1 au lieu de la pente du parcours de l'eau se traduirait donc dans la grande majorité des cas par des temps de concentration plus courts.

Les équations se trouvant dans FAA (1970), McCuen *et al.* (1984), Wong (2005), Li et Chibber (2008) et Gericke et Smithers (2014) utilisent différentes conventions et unités (voir Section C.1 de l'Annexe C pour la liste de ces différentes versions). Il convient de noter que l'équation publiée dans Sharifi et Hosseini (2011) comporte une erreur. L'équation de Gericke et Smithers (2014) est également vraisemblablement erronée, puisque la constante apparaissant dans le terme entre parenthèses est 1.83 au lieu du 1.1. La valeur 1.1 se retrouve dans plusieurs références dont notamment McCuen *et al.* (1984) à laquelle Gericke et Smithers (2014) réfèrent dans leur article.

Tableau 4.2 - Définition de la variable S de la méthode de la *Federal Aviation Administration* (FAA) selon différentes sources (cette variable est exprimée comme un rapport de deux distances, p. ex. m/m ou pi/pi, ou encore en pourcentage).

Sources	Définition
Transports Québec (2004)	Pente du parcours de l'eau
Brière (2006)	Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau
McCuen <i>et al.</i> (1984)	Pente de l'écoulement de surface (<i>Slope of overland flow plane</i>)
Wanielista <i>et al.</i> (1997)	<i>Slope of longest overland flow path</i>
Wong (2005)	Pente surfacique (<i>Overland slope</i>)
Li et Chibber (2008)	Pente surfacique (<i>Surface slope</i>)
Sharifi et Hosseini (2011)	Pente moyenne du bassin-versant (<i>Average slope of watershed</i>)

Gericke et Smithers (2014)	Pente surfacique moyenne (<i>Average overland slope</i>)
Ashford <i>et al.</i> (2011)	Écoulement de surface (<i>Surface flow et Overland flow</i>)
MDDEFP et MAMROT (2014)	Pente de la surface drainée

4.2.2 Équation de Williams

L'équation de Williams a été développée au cours des années 1920 pour des bassins-versants situés en Inde (Williams, 1922). Selon Beran (1980), il est difficile d'appliquer cette équation ailleurs en raison des pluies très intenses qui caractérisent l'Inde. On peut penser que l'équation sous-estime les temps de concentration pour des régions où les pluies sont moins intenses. C'est d'ailleurs la conclusion de plusieurs études hydrologiques réalisées sur des bassins-versants agricoles du Québec et en Ontario (McNeely Engineering, 1982; Madramootoo et Enright, 1988; Montas *et al.*, 1990). Ainsi, selon Beran (1980), cette équation ne devrait pas être utilisée de façon générale, mais le demeure encore dans plusieurs pays (Pilgrim et Cordery, 1993). Fang *et al.* (2008) et Li et Chibber (2008) limitent l'utilisation de l'équation de Williams à des bassins-versants ruraux de moins de 130 km².

L'équation de Williams peut prendre différentes formes selon les conventions adoptées et les unités utilisées (voir Section C.2 de l'Annexe C). Dans les équations présentées par Fang *et al.* (2008) ainsi que Li et Chibber (2008), la variable *D* représente le diamètre d'un bassin-versant circulaire de même superficie (« (...) *the diameter of a circular watershed of the same area* »; Williams, 1922). Les guides et les ouvrages de référence présentent souvent une version modifiée de la méthode de Williams où la variable *D* est absente. C'est le cas de Pilgrim et Cordery (1993), Wanielista *et al.* (1997), Transports Québec (2004), Guillou (2012) et Gericke et Smithers (2014).

La variable *S* prend plus d'une définition et dans certains cas (Li et Chibber, 2008 et Guillou, 2012) tout laisse croire qu'il s'agit de la pente moyenne du bassin-versant. Dans le premier cas, Li et Chibber (2008) définissent *S* comme la pente du bassin-versant (*slope of the watershed*) alors que Guillou (2012) définit cette variable comme la pente moyenne du bassin versant, exprimé en pourcentage. Toutefois, Williams (1922) décrit la variable *h*, l'équivalent de la variable *S*, de la façon suivante : « *Average fall per 100 ft. along the greatest length of the watershed* ». De plus, Wanielista *et al.* (1997) décrivent cette variable comme suit : « *Slope of a linear profile having the same area under it as the actual profile of the main stream* ». Ainsi, pour l'équation de Williams, il est important de ne pas considérer la variable *S* comme la pente moyenne du bassin-versant mais plutôt comme la pente longitudinale obtenu en considérant un point en amont et en aval et la distance qui les sépare.

L'équation de Transports Québec (2004) sera utilisée dans le cadre de ce projet. Toutefois, la variable *S* sera définie par la pente 100-0 du parcours de l'eau :

$$T_C = 0.057 L S_{100}^{-0.2} A^{-0.1} \quad (4.2)$$

Dans cette équation, la longueur du cours d'eau (L) est exprimée en m, la pente du parcours de l'eau (S_{100}) en %, la superficie (A) en hectare et le T_C est donné en minute. Si l'on exprime la longueur du cours d'eau en km, la pente en m/m et le temps de concentration en heures, alors l'expression précédente s'écrit :

$$T_C = 0.3782 L S_{100}^{-0.2} A^{-0.1} \quad (4.3)$$

4.2.3 Équation de Kirpich (Tennessee)

Il existe deux versions de l'équation de Kirpich. L'une a été développée pour les bassins-versants en Pennsylvanie (E.U.) et l'autre pour le Tennessee (E.U.) (McCuen *et al.* 1984). Seul l'exposant de la variable S est différent entre les deux équations. Dans les deux cas, les équations ont été développées pour le calcul du temps de concentration sur de petits bassins-versants situés en milieu rural (Kirpich, 1940). Bien que les deux équations soient semblables, l'utilisation de l'équation du Tennessee est plus courante et seule cette dernière sera décrite dans ce qui suit.

L'équation de Kirpich (Tennessee) se base sur des données provenant de six petits bassins-versants agricoles (0,51 à 45 ha) ayant des pentes moyennes de 3 à 10 %, une couverture forestière comprise entre 0 et 55,5 % et un bon drainage. Selon Kirpich (1940), la méthode peut être appliquée pour des bassins-versants dont la superficie se situe entre 0,4 et 81 ha. Fang *et al.* (2007, 2008) ont montré toutefois que l'équation de Kirpich (Tennessee) pouvait s'appliquer à des bassins-versants plus grands (> 50 km²) et qu'elle donnait des résultats similaires à d'autres méthodes développées pour de grands bassins-versants. Selon McCuen *et al.* (1984), cette équation pourrait être classifiée comme une méthode d'écoulement en canal (*flow channel method*). Elle est d'ailleurs souvent combinée à la méthode de Kerby ou Kerby-Hatheway qui tient davantage compte de l'écoulement de surface (Roussel *et al.*, 2005). Cette dernière méthode n'est toutefois pas retenue dans le contexte de la présente étude puisqu'elle intègre notamment un coefficient de rugosité (voir Section 4.1.8).

La méthode de Kirpich, testée au cours d'études hydrologiques réalisées au Québec, sous-estimait systématiquement (de 33 à 55%) le temps de concentration pour des bassins-versants peu pentus (Madramootoo et Enright, 1988; Montas *et al.*, 1990; Lapp, 1996; Guillou, 2012). L'évaluation des temps de concentration par cette méthode a également été testée en Ontario sur six bassins versants agricoles de 96 à 1927 ha et peu pentus (0.07 à 0.3 %) et les sous-estimations y étaient également systématiques (McNeely Engineering, 1982).

Comme dans les cas précédents, la même équation peut prendre différentes formes selon les conventions et le système d'unités (voir Section C.3 de l'Annexe C). De plus la

définition de la variable S peut porter à confusion. Kirpich (1940) mentionne qu'il existe deux méthodes pour calculer cette variable. La première consiste à calculer le quotient entre la différence d'altitude entre le point le plus haut du bassin-versant et le point à l'exutoire et la distance séparant ces deux points. Cette méthode se rapproche de ce qui est présenté dans Dhakal *et al.* (2013a) et Gericke et Smithers (2014) où la variable S est défini comme le *channel slope* et le *average main watercourse slope* respectivement. La deuxième méthode consiste à faire le quotient de l'altitude moyenne du bassin-versant et la superficie du bassin-versant. Selon Kirpich (1940), la moyenne des deux valeurs obtenues devrait être utilisée même si les deux méthodes mènent à des résultats similaires.

Encore une fois, dans le cadre de ce projet, la pente sur toute la longueur du parcours de l'eau sera retenue pour la variable S . Ce choix s'appuie sur la littérature existante qui tend à démontrer que l'équation de Kirpich sous-estime les temps de concentration et sur le fait que la pente du bassin-versant est généralement plus élevée que la pente du parcours de l'eau (voir la discussion à ce sujet à la Section 4.2.1). Ainsi, son utilisation donnerait des temps de concentration encore plus petits.

Sur la base des informations trouvées concernant l'équation de Kirpich, la forme présentée par Gericke et Smithers (2014) a été retenue et s'exprime sous la forme suivante :

$$T_C = 0.0663 \left(\frac{L^2}{S_{100}} \right)^{0.385} \quad (4.4)$$

Dans cette équation, la longueur maximale de l'écoulement (L) est exprimée en kilomètre, la pente du parcours de l'eau (S_{100}) en mètre par mètre et le T_C est donné en heure.

4.2.4 Équation de Mockus

L'équation de Mockus permet d'estimer non pas le T_C mais plutôt le T_L selon Gericke et Smithers (2014). Cette équation a été développée en 1961 par Victor Mockus, en association avec le *Soil Conservation Service* (SCS). Pour arriver à cette équation, les données provenant de 24 bassins-versants agricoles dont les superficies variaient de 0,5 ha à 24 km², avec une majorité inférieure à 8 km², ont été utilisées. Selon McCuen *et al.* (1984), cette équation peut être utilisée pour des bassins-versants allant jusqu'à 16 km². Des travaux plus récents (Folmar et Miller, 2008) ont toutefois montré que cette équation pouvait être appliquée à des bassins-versants allant jusqu'à 49 km².

Guillou (2012) et Rocha (2014) présentent des versions différentes de cette équation où un facteur de correction de 1,67 est intégré pour donner directement un T_C . À noter que les équations de Guillou (2012) et Rocha (2014) donnent le même résultat que

l'équation de Folmar *et al.* (2007) et Mendoza (2013) lorsque $T_c = 1,67 T_L$ (voir Section C.4 de l'Annexe C).

Puisque l'équation de Rocha (2014) intègre directement le CN, celle-ci a été retenue :

$$T_c = L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{1.67} (20837 S_b^{0.5})^{-1} \quad (4.5)$$

où la longueur maximale de l'écoulement (L) est en mètre, la pente moyenne du bassin-versant (S_b) est en mètre par mètre et le T_c est exprimé en heure.

4.2.5 Équation SCS lag time

L'équation SCS lag time provient d'un ajustement de l'équation de Mockus (Fennessey *et al.*, 2001). L'utilisation de l'équation de Mockus a montré que pour des valeurs de CN élevées, les débits de pointe étaient surestimés alors que pour des CN faibles, les débits de pointe étaient sous-estimés (Folmar *et al.*, 2007, Mendoza, 2013). L'équation résultante est présentée dans Folmar *et al.* (2007), Guillou (2012) et Mendoza (2013) (voir Section C.5 de l'Annexe C).

Rocha (2014) et Gericke et Smithers (2014) proposent quant à eux des équations estimant directement le T_c à partir d'un facteur de correction de 1,67 par rapport au T_L . Puisque l'équation de Rocha (2014) donne le T_c directement en heure, celle-ci a été retenue :

$$T_c = L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7} (4407 S_b^{0.5})^{-1} \quad (4.6)$$

où la longueur maximale de l'écoulement (L) est en mètre, la pente moyenne du bassin-versant (S_b) est en mètre/mètre et le T_c est exprimé en heure.

Puisqu'il existe une certaine confusion en ce qui concerne le développement de l'équation de Mockus et de SCS lag time, le lecteur peut consulter Folmar *et al.* (2007) et Mendoza (2013) qui en explique l'historique.

Finalement, une étude hydrologique réalisée dans Lanaudière (Lapp, 1996) a démontré que l'équation SCS Lag time était acceptable pour calculer le temps de concentration (surestimation de 11%) sur un bassin-versant agricole de 2600 ha peu pentu (0.44 %).

4.2.6 Équation de Johnstone-Cross

L'équation de Johnstone-Cross (Johnstone-Cross, 1949) a été développée à partir de données provenant de bassins-versants situés en Ohio (E.U.) dont les superficies

variaient de 65 à 4 206 km² (Li et Chibber, 2008; Grimaldi *et al.*, 2012). Il s'agit d'une équation qui exprime le temps de concentration en fonction du ratio entre la longueur de l'écoulement du cours d'eau et la pente du cours d'eau (Fang *et al.*, 2008; Gericke et Smithers, 2014).

Fang *et al.* (2008), Li et Chibber (2008), Grimaldi *et al.* (2012) et Gericke et Smithers (2014) présentent des formes différentes de cette équation selon les unités utilisées (voir Section C.6 de l'Annexe C). La forme présentée par Gericke et Smithers (2014) a été retenue :

$$T_C = 0.0543 \left(\frac{L}{S_{100}} \right)^{0.5} \quad (4.7)$$

Dans cette équation, la longueur maximale de l'écoulement (L), est exprimée en kilomètre, la pente du parcours de l'eau (S₁₀₀) en mètre par mètre et le T_C est donné en heure.

4.2.7 Équation de Sheridan

Selon Gericke et Smithers (2014), la méthode de Sheridan a été développée pour estimer le temps de concentration de bassins-versants situés dans l'état de la Georgie et de la Floride (E.U.) dont la superficie variait de 2,6 à 334,4 km². D'un point de vue géomorphologique, cette équation devrait être appliquée à des bassins-versants avec peu de relief (*Coastal Plain and Flatwoods regions of the southeastern United States*; Sheridan, 1994). Dans l'équation présentée par Gericke et Smithers (2014), la longueur maximale de l'écoulement (L) est exprimée en kilomètre et le T_C estimé est en heure. Il est intéressant de noter que cette équation n'utilise qu'une seule variable indépendante :

$$T_C = 2.2 L^{0.92} \quad (4.8)$$

4.2.8 Équations non retenues pour l'estimation du temps de concentration

Il existe plusieurs autres équations pour un estimer T_C, T_L et/ou T_P et plusieurs de ces équations n'ont pas été considérés pour diverses raisons. Les paragraphes suivants dressent la liste de ces équations et expliquent la raison de leur exclusion.

Équations développées et utilisées en milieu urbain

Ces équations développées et utilisées en milieu urbain (avec une fraction importante de surfaces imperméables) semblent *a priori* mal adaptées à une utilisation en milieu agricole. Ces équations sont :

- **Carter** (McCuen *et al.*, 1984; Sharifi et Hosseini, 2011)
- **Chen et Wong** (Wong, 2005; Li et Chibber, 2008)
- **Eagleson** (Eagleson, 1962; McCuen *et al.*, 1984)
- **Izzard** (Wanielista *et al.*, 1997; Li et Chibber, 2008)
- **Kerby** (Brière, 2006; MDDEFP et MAMROT, 2014)
- **McCuen-Wong** (Gericke et Smithers, 2014)
- **Van Sickle** (McCuen *et al.*, 1984; Fang *et al.*, 2005)

Équations comportant un coefficient de rugosité ou de retardement

Devant la difficulté de déterminer un coefficient de rugosité ou de retardement, les équations comportant de tels paramètres n'ont pas été retenues. Ces équations sont les suivantes :

- **Eagleson** (Eagleson, 1962; McCuen *et al.*, 1984)
- **Henderson-Wooding** (Li et Chibber, 2008)
- **Izzard** (Wanielista *et al.*, 1997; Li et Chibber, 2008)
- **Kerby** (Brière, 2006, MDDEFP et MAMROT, 2014)
- **Kinematic wave formula** (McCuen *et al.*, 1984; Sharifi et Hosseini, 2011; Gericke et Smithers, 2014)
- **Miller** (Gericke et Smithers, 2014)
- **Morgali et Linsley** (Morgali et Linsley, 1965; Thompson, 2006)
- **NRCS kinematic wave method** (Gericke et Smithers, 2014)
- **Papadakis-Kazan** (Arizona DOT, 1993; Li et Chibber, 2008; Gericke et Smithers, 2014)
- **U.S. soil conservation** (Li et Chibber, 2008)
- **Woolhiser and Liggett** (Wong, 2005)
- **Yen et Chow** (Wong, 2005)

Équations développées en milieu montagneux

Ces équations développées et utilisées en milieu montagneux (avec une dominante de pentes fortes) semblent *a priori* mal adaptées à une utilisation en milieu agricole. Ces équations sont :

- **California culvert practice** (Li et Chibber, 2008; Sharifi et Hosseini, 2011)
- **Department of public works** (Grimaldi *et al.*, 2012)

Équations peu utilisées et/ou manque d'information sur leur provenance

Certaines équations, bien que citées par certains auteurs, n'ont pas été retenues puisque l'information à leur sujet était insuffisante pour en permettre une utilisation éclairée. Ces équations sont :

- **Arizona DOT** (Sharifi et Hosseini, 2011)

- **Espey Rural** (Hotchkiss et McCallum, 1995)
- **United States army corps of engineers** (Wong, 2005)

4.3 Méthodes d'estimation des temps de concentration à partir des hydrogrammes/hyétogrammes mesurés

Tel que mentionné précédemment (voir Section 4.1.3), plusieurs méthodes d'estimation du temps de concentration à partir des hydrogrammes/hyétogrammes existent. Dans le cadre de ce projet, quatre méthodes mentionnées dans McCuen (2009) ont été retenues. Il s'agit des méthodes 2, 3, 4 et 6 (voir Figure 4.1). Les paragraphes suivants exposent les raisons pour lesquelles certaines méthodes d'estimation ont été retenues et d'autres non.

- **Méthode d'estimation 1** : Cette méthode utilise comme variable de temps le point d'inflexion et par conséquent laisse place à beaucoup de subjectivité selon McCuen (2009). Puisque l'incertitude reliée à une variable du temps doit être considérée dans la sélection d'une méthode d'estimation du temps de concentration, cette méthode n'a pas été retenue.
- **Méthode d'estimation 2** : Cette méthode a été retenue pour une raison majeure. En effet, McCuen (2009) a montré qu'elle semble moins influencée par des facteurs indépendants tels que la durée de la précipitation et les pertes par dépression. Toutefois, elle serait plus appropriée pour la conception nécessitant les volumes de ruissellement (*flood volumes* ; McCuen, 2009).
- **Méthode d'estimation 3** : La troisième méthode est également retenue puisque selon McCuen (2009), les variables de temps reliées aux pointes d'intensité des précipitations et des débits permettraient d'obtenir la meilleure représentation du temps de parcours du ruissellement (*watershed timing*) d'un bassin-versant. Gericke et Smithers (2014) ajoutent que les pointes d'intensité de pluie et du débit permettent d'obtenir la meilleure estimation de la réponse d'un bassin-versant spécialement pour les plus petits bassins-versants où une bonne estimation du temps d'occurrence du débit de pointe est essentielle.
- **Méthodes d'estimation 4 et 5** : Les quatrième et cinquième méthodes sont très semblables. Dès lors, seulement la quatrième a été retenue. Ce choix est basé sur les résultats de McCuen (2009), lequel a observé une meilleure corrélation entre le temps de concentration estimé à partir de la quatrième méthode d'estimation du T_C et la méthode de vitesse (*velocity method*) qui permet d'estimer le temps de concentration d'un bassin en divisant le parcours de l'eau en segments uniformes (Gericke et Smithers, 2014).
- **Méthode d'estimation 6** : Finalement, la sixième méthode est conservée puisqu'elle ne nécessite qu'un hydrogramme et parce qu'elle est couramment utilisée au Québec, particulièrement en milieu agricole.

Dans la suite du document, les acronymes suivants seront utilisés pour identifier les méthodes d'estimation des T_C retenues à savoir les méthodes 2, 3, 4 et 6 :

- Méthode d'estimation 2 : **CM** faisant référence aux centres de masse utilisé à la fois pour la pluie nette et pour le ruissellement direct.
- Méthode d'estimation 3 : **T_L** en raison de la définition donnée par Roche *et al.* (2012) en ce qui concerne le temps de réponse (Section 4.1.3)
- Méthode d'estimation 4 : **PNDP** puisque cette méthode est associé à la pluie nette et au débit de pointe.
- Méthode d'estimation 6 : **T_P** en raison de la définition donnée par Rocha (2014) en ce qui concerne le temps de montée (Section 4.1.3)

4.4 Événements de pluie/débit retenus

Pour effectuer les analyses portant sur l'évaluation des temps de concentration, seuls les hydrogrammes simples (hydrogrammes 1 et 2 de la Figure 3.2) ont été retenus. Ce type d'hydrogramme correspond à la situation hydrologique s'apparentant le plus à celle définissant le temps de concentration. Les hydrogrammes 3 et 4 (Figure 3.2) quant à eux peuvent avoir une incidence notable sur les T_C estimés à partir des méthodes mentionnées précédemment puisque dans tous ces cas l'apparition d'un deuxième maximum de débit est fortement influencée par les conditions antérieures d'infiltration et d'humidité des sols.

Ainsi, pour l'ensemble des sites, 150 événements de pluie/débit sont utilisés pour l'analyse des T_C . Les Figures 4.2 et 4.3 présentent les box-plots des valeurs des durées et des intensités moyennes de tous les événements (248 événements) et de ceux associés aux hydrogrammes simples retenus pour estimer les temps de concentration (150 événements). On voit, en comparant les Figures 4.2 et 4.3, que les événements de pluie dont l'hydrogramme est simple sont généralement de plus courtes durées et légèrement plus intenses pour la plupart des bassins.

4.5 Distributions des temps de concentration estimées aux différents sites

Les distributions des valeurs de T_C estimées en chaque site selon les différentes méthodes sont présentées aux Figures 4.4 et 4.5 sous la forme de diagramme en violon (*violin plots*). À titre d'information, un *violin plots* s'apparente à un *box plot* en ce sens qu'il permet de représenter une distribution de valeurs. Le *violin plot* est toutefois plus complet puisqu'il permet de visualiser la densité de probabilité contrairement aux *box plots* qui n'affichent que certains quantiles de la distribution (généralement le 1^{er} et 3^e quartiles), la 'largeur' du *violin plots* étant proportionnelle à la probabilité d'occurrence de ces valeurs. Un certain nombre de constat se dégage de l'examen de ces distributions :

1. Les valeurs des T_c pour les bassins Berna, Palardy, Lennox 1 et Lennox 2 sont plus faibles et moins dispersées que celles des bassins Blanchette, Girard et Landry et ce peu importe la méthode d'estimation utilisée. Il est à noter que les quatre premiers bassins ont les longueurs de parcours les plus courtes ($0.272 \text{ km} < L < 0.618 \text{ km}$), des pentes fortes ou des sols peu perméables, des parcours de l'eau exclusivement en champs cultivés alors que les trois derniers ont les plus grandes longueurs de parcours de l'eau ($0.960 \text{ km} < L < 1.33 \text{ km}$), en grande partie en fossés engazonnés. L'effet de la végétation présente sur le parcours de l'eau jouerait un rôle important.
2. Les distributions des valeurs de T_c sont très asymétriques et plusieurs valeurs très élevées apparaissent dans plusieurs cas (p. ex. pour les plus grands bassins Blanchette, Girard et Landry). Cette asymétrie suggère que l'utilisation de la valeur moyenne comme valeur de référence du temps de concentration en chaque site est questionnable et que l'utilisation de la valeur médiane serait sans doute plus indiquée (voir Tableau 5.2 pour les valeurs des moyennes et des 25^e, 50^e et 75^e percentiles de chacune des distributions en chaque site).

La Figure 4.6 et le Tableau 4.3 comparent les distributions des temps de concentrations selon les différentes méthodes en chaque site. On constate que les valeurs médianes les plus faibles sont enregistrées par la méthode PNDP alors que les valeurs les plus élevées sont estimées par la méthode CM sauf pour le site Lennox 2 où la médiane de la méthode T_p est légèrement supérieure à celle de la méthode CM. Par ailleurs, la dispersion des valeurs estimées selon les différentes méthodes, définie par l'écart entre le 3^e et 1^{er} quantile des distributions, montrent que les plus petites dispersions sont associées à la méthode PNDP (sauf au site Blanchette où elle est associée à la méthode CM) alors que les dispersions les plus élevées sont obtenues selon les sites par les méthodes CM, T_L et T_p . Face à ces résultats, il est raisonnable de penser que la méthode d'estimation PNDP semble moins influencée par les caractéristiques de la pluie.

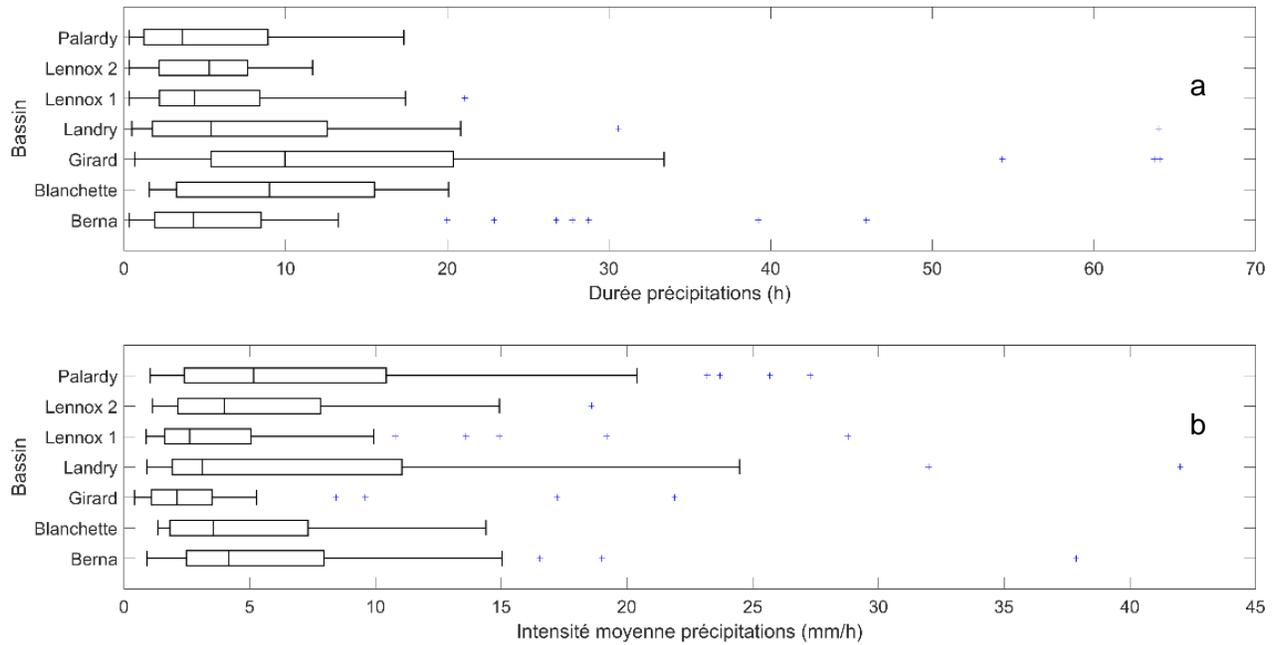


Figure 4.2 - Box plots des : a) durées, b) des intensités moyennes de tous les événements de pluie/débit (248 événements au total).

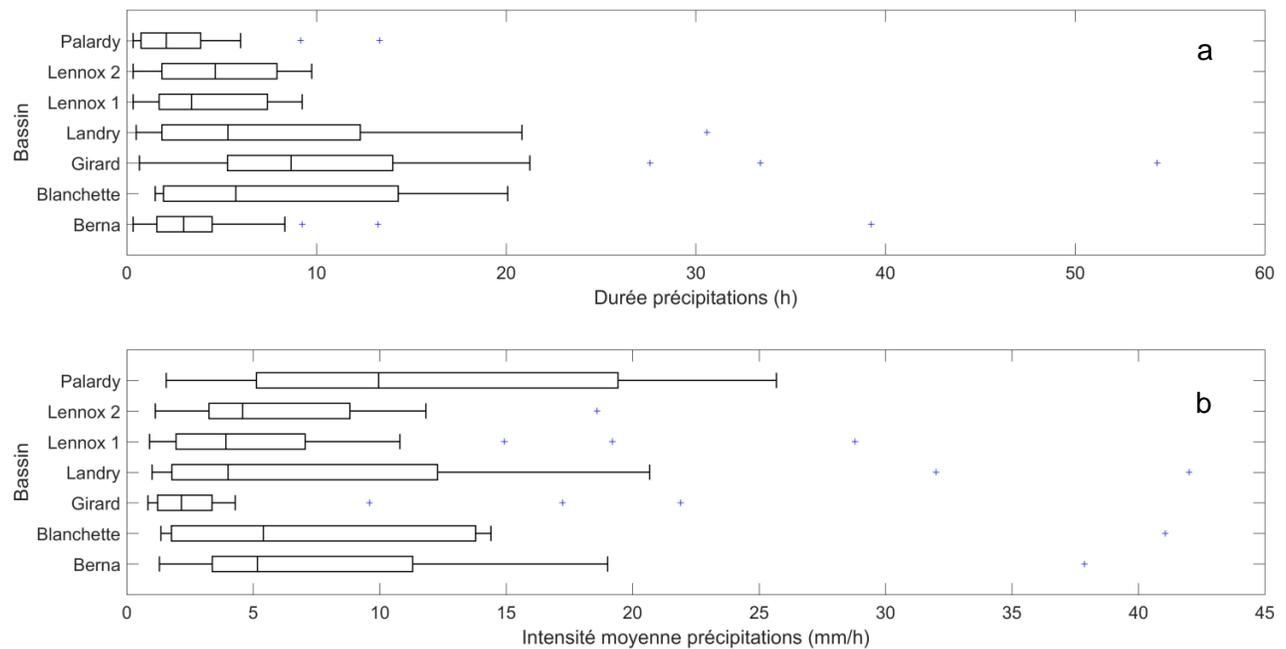


Figure 4.3 - Box plots des : a) durées, et b) des intensités moyennes des épisodes de pluie associés à des hydrogrammes simples utilisés pour l'estimation des temps de concentration sur chacun des bassins à l'étude (150 événements au total).

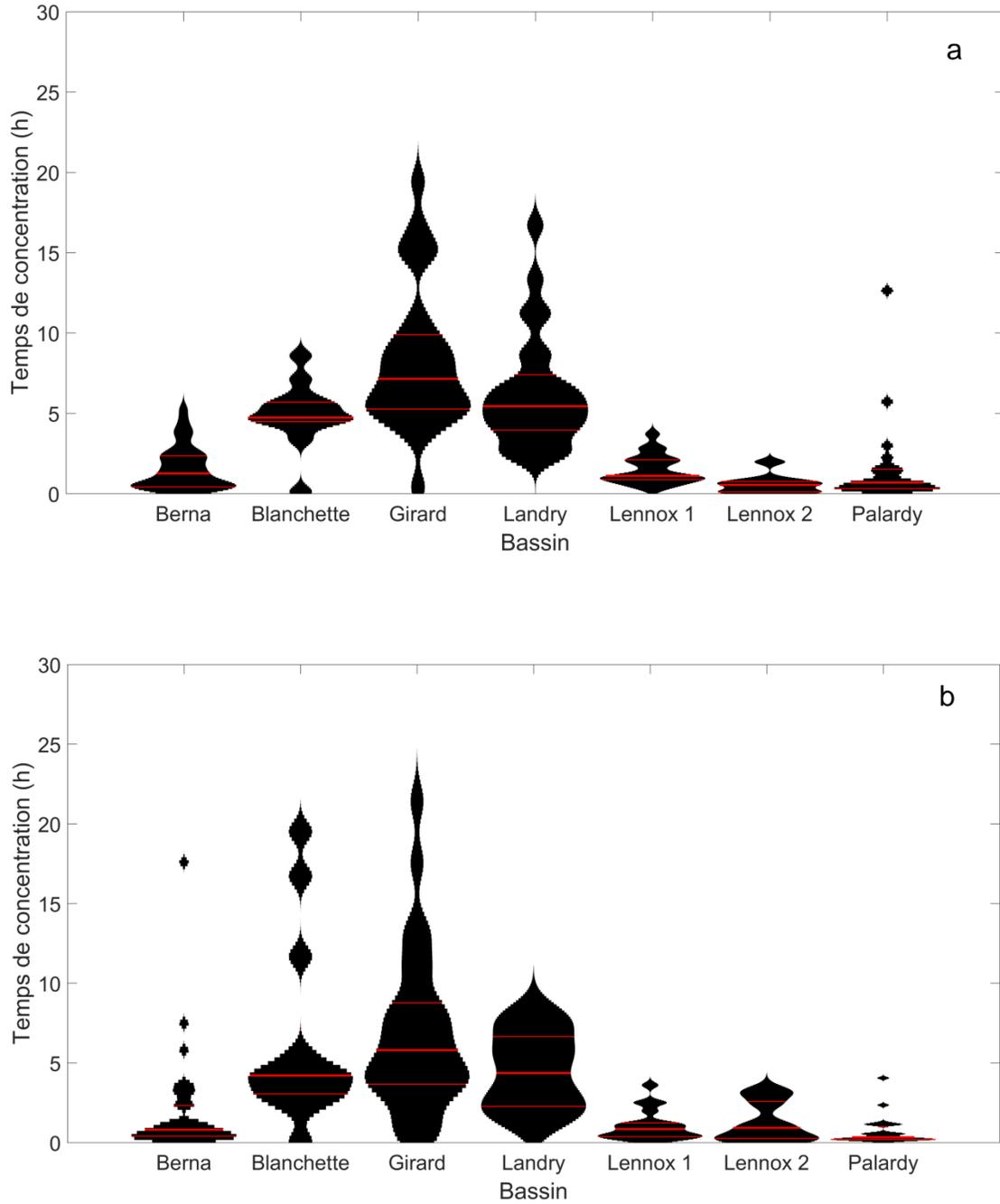


Figure 4.4 - Distribution (*violin plots*) des valeurs des temps de concentration selon la méthode d'estimation : a) CM et b) T_L . La ligne rouge centrale correspond à la médiane et les deux traits fins rouges correspondent aux 25^e et 75^e percentiles de la distribution empirique.

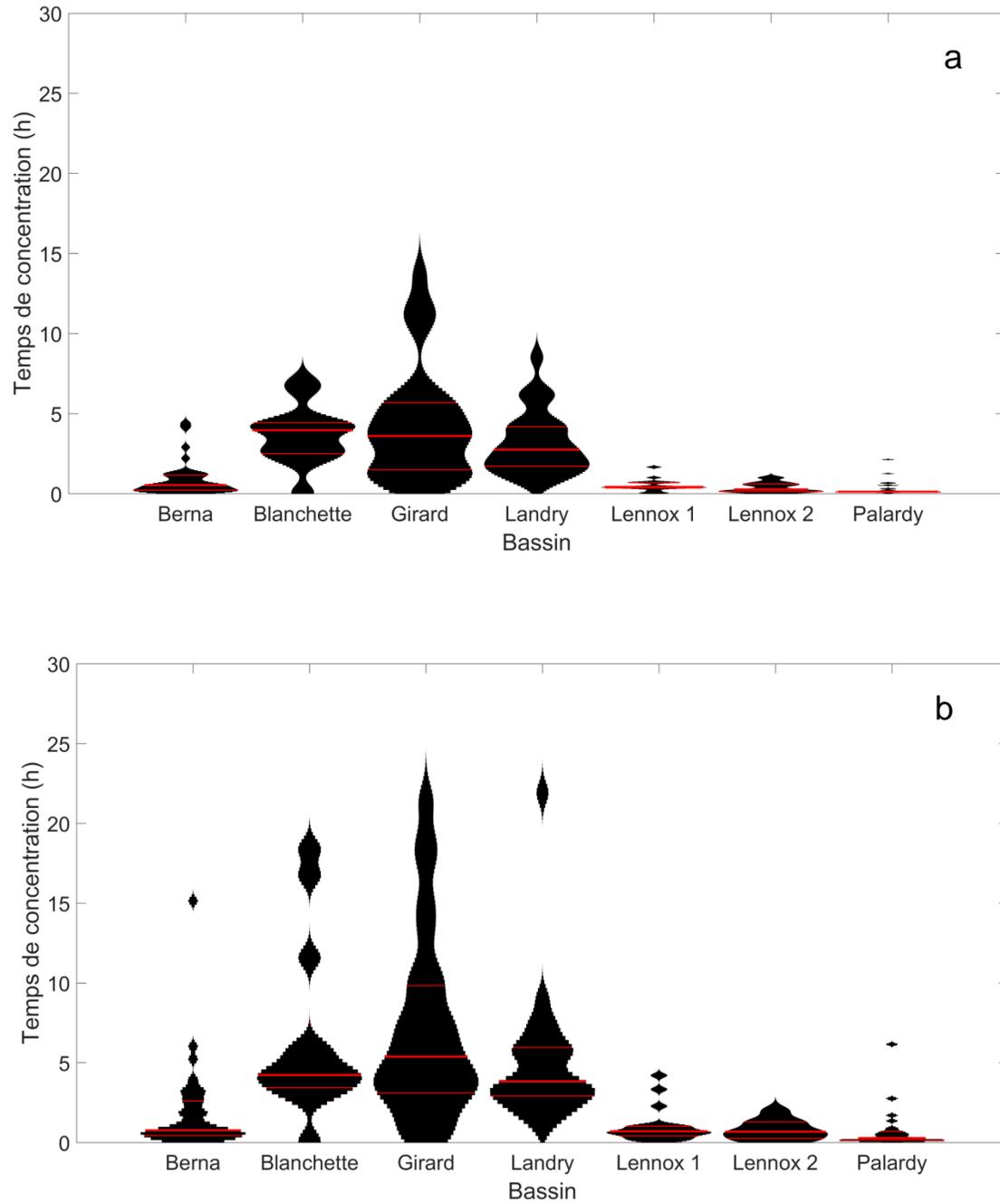


Figure 4.5 - Distribution (*violin plots*) des valeurs des temps de concentration selon la méthode d'estimation : a) PNDP et b) T_P . La ligne rouge centrale correspond à la médiane et les deux traits fins rouges correspondent aux 25^e et 75^e percentiles de la distribution empirique.

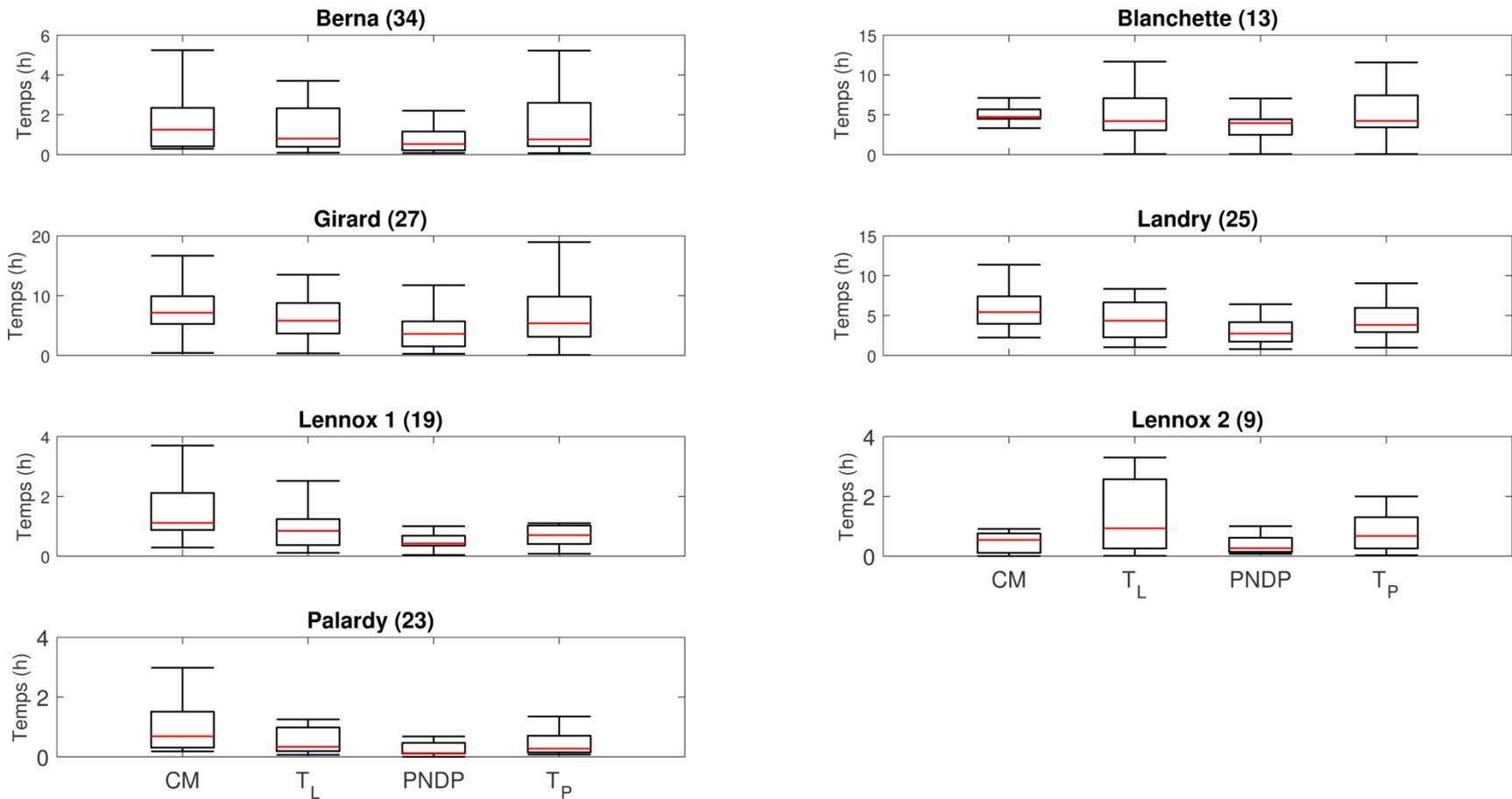


Figure 4.6 - Box *plots* des temps de concentration pour chacun des sites selon les quatre méthodes d'estimation retenues (ligne rouge : médiane; le nombre d'événements pluie/débit considérées est indiqué entre parenthèses). Certains temps de concentration se situant à l'extérieur des moustaches des *box plots* ont été volontairement retirés afin de faciliter l'interprétation des graphiques.

Tableau 4.3 - Moyennes et percentiles des distributions des temps de concentration (en heures) calculés à partir des méthodes d'estimation aux différents sites. Les médianes correspondent aux 50^e percentiles.

Site	CM				T _L				PNDP				T _P			
	Moy.	25 ^e	50 ^e	75 ^e	Moy.	25 ^e	50 ^e	75 ^e	Moy.	25 ^e	50 ^e	75 ^e	Moy.	25 ^e	50 ^e	75 ^e
Berna	1.6	0.4	1.3	2.3	2.0	0.4	0.8	2.3	0.9	0.2	0.5	1.2	1.9	0.4	0.8	2.5
Blanchette	4.9	4.5	4.7	5.7	6.4	3.1	4.1	7.1	3.6	2.5	3.6	4.3	6.6	3.4	4.2	7.0
Girard	8.4	5.3	7.1	9.8	6.9	3.7	5.8	8.6	4.4	1.5	3.6	5.6	7.2	3.1	5.4	9.7
Landry	6.4	4.0	5.4	7.0	4.5	2.3	4.4	6.5	3.2	1.8	2.8	4.2	5.0	3.0	3.8	6.0
Lennox1	1.5	0.9	1.1	2.1	1.1	0.4	0.8	1.2	0.5	0.4	0.4	0.7	1.0	0.4	0.7	1.0
Lennox2	0.6	0.1	0.5	0.7	1.3	0.3	0.9	2.4	0.4	0.2	0.3	0.6	0.8	0.3	0.7	1.3
Palardy	1.6	0.3	0.7	1.5	0.7	0.2	0.3	0.9	0.3	0.1	0.1	0.5	0.8	0.1	0.3	0.7

4.6 Corrélations entre temps de concentration et caractéristiques des événements de pluie

Les valeurs de T_c ont été estimées, à partir des événements pluie/débit en utilisant les méthodes d'estimation CM, T_L , PNDP et T_P (voir Section 4.3). Les résultats précédents ont montré que ces valeurs dépendaient des événements considérés et étaient donc influencées par les caractéristiques de ces événements de pluie et des conditions antérieures d'humidité des sols. Une analyse a donc été menée afin d'évaluer l'ampleur de ces corrélations entre temps de concentration estimés et caractéristiques des épisodes de pluie. Les caractéristiques suivantes des pluies ont été considérées : 1) durée; 2) intensité moyenne; 3) intensité maximale; 4) volume total de pluie; 5) volume net ou volume de ruissellement. Cette analyse préliminaire permettra de sélectionner la méthode d'estimation et la valeur de temps de concentration à retenir en chacun des sites pour la suite de l'analyse.

Les Tableaux 4.4 à 4.6 présentent les valeurs des pentes des régressions linéaires entre temps de concentration et les caractéristiques de la pluie avec la p-value correspondante (les résultats des régressions pour le volume total de pluie et le volume de ruissellement ne sont pas présentés puisque généralement non significatifs). Ces tableaux montrent très clairement que la caractéristique de la pluie la plus significativement corrélée aux temps de concentration estimés et ce pour toutes les méthodes et tous les bassins est la durée de l'événement de pluie. Les intensités moyenne et maximale sont également corrélées au temps de concentration estimés mais dans une moindre mesure. A noter que dans tous les cas, tel qu'attendu, les temps de concentration sont positivement corrélés à la durée des événements de pluies (pentes des régressions positives) alors qu'ils sont négativement corrélés aux intensités maximales et moyennes (pentes négatives des régressions).

Tableau 4.4 - Pentes des régressions linéaires (et p-value entre parenthèses) entre les temps de concentration estimés selon les méthodes CM, T_L , PNDP, T_P et la durée des événements de pluie aux différents sites. Les entrées du tableau en bleu correspondent aux cas où les régressions sont statistiquement significatives au seuil 5%.

Méthode d'estimation	Berna	Blanchette	Girard	Landry	Lennox 1	Lennox 2	Palardy
CM	0.12 (<0.001)	0.14 (0.095)	0.12 (<0.117)	0.17 (0.082)	-0.03 (0.639)	0.06 (0.332)	0.41 (0.023)
T_L	0.45 (<0.001)	0.63 (0.005)	0.26 (<0.001)	0.11 (<0.101)	0.18 (0.008)	0.27 (0.020)	0.20 (<0.001)
PNDP	0.12 (<0.001)	0.12 (0.144)	0.08 (<0.176)	0.08 (0.147)	0.06 (0.028)	0.04 (0.182)	0.11 (<0.001)
T_P	0.39 (<0.001)	0.63 (0.002)	0.31 (<0.001)	0.37 (<0.001)	0.21 (<0.006)	0.13 (0.030)	0.33 (<0.001)

Tableau 4.5 - Pentés des régressions linéaires (et p-value entre parenthèses) entre les temps de concentration estimés selon les méthodes CM, T_L, PNDP, T_P et l'intensité maximale des événements de pluie aux différents sites. Les entrées du tableau en bleu correspondent aux cas où les régressions sont statistiquement significatives au seuil 5%.

Méthode d'estimation	Berna	Blanchette	Girard	Landry	Lennox 1	Lennox 2	Palardy
CM	-0.01 (0.125)	-0.03 (0.054)	-0.05 (0.281)	-0.05 (0.051)	-0.01 (0.165)	-0.01 (0.278)	-0.01 (0.421)
T _L	-0.04 (0.071)	-0.08 (0.051)	-0.05 (0.312)	-0.06 (<0.001)	-0.02 (0.015)	-0.03 (0.010)	-0.00 (0.556)
PNDP	-0.01 (0.073)	-0.02 (0.158)	-0.02 (0.526)	-0.03 (0.026)	-0.01 (0.096)	-0.01 (0.088)	0.00 (0.683)
T _P	-0.03 (0.045)	-0.08 (0.030)	-0.04 (0.494)	-0.06 (0.017)	-0.02 (0.115)	-0.01 (0.078)	-0.01 (0.419)

Tableau 4.6 - Pentés des régressions linéaires (et p-value entre parenthèses) entre les temps de concentration estimés selon les méthodes CM, T_L, PNDP, T_P et l'intensité moyenne des événements de pluie aux différents sites. Les entrées du tableau en bleu correspondent aux cas où les régressions sont statistiquement significatives au seuil 5%.

Méthode d'estimation	Berna	Blanchette	Girard	Landry	Lennox 1	Lennox 2	Palardy
CM	-0.07 (0.049)	-0.07 (0.209)	-0.38 (0.028)	-0.13 (0.061)	-0.03 (0.298)	-0.02 (0.581)	-0.09 (0.234)
T _L	-0.15 (0.060)	-0.23 (0.158)	-0.48 (0.015)	-0.13 (0.004)	-0.06 (0.051)	-0.14 (0.074)	-0.04 (0.144)
PNDP	-0.08 (0.046)	-0.05 (0.335)	-0.30 (0.035)	-0.06 (0.110)	-0.02 (0.061)	-0.02 (0.246)	-0.01 (0.409)
T _P	-0.14 (0.040)	-0.23 (0.124)	-0.52 (0.019)	-0.15 (0.056)	-0.05 (0.185)	-0.05 (0.229)	-0.06 (0.084)

4.7 Comparaison des estimations CM, T_L, PNDP et T_P

La comparaison des T_c estimés à partir des différentes méthodes d'estimation a également été réalisée. Rappelons que les différentes méthodes correspondent à différentes définitions de T_c (ou de réponse ou bien encore de montée). La Figure 4.7 présente les *scatter plots* des valeurs estimées à partir des méthodes CM, T_L et T_P en fonction de celles estimées à partir de la méthode PNDP pour tous les événements générant un hydrogramme simple. Les paramètres des régressions linéaires correspondants sont présentés au Tableau 4.7.

Tableau 4.7 - Paramètres des régressions linéaires des valeurs estimées à partir des méthodes CM, T_L, T_P en fonction des valeurs estimées par la méthode PNDP pour l'ensemble des bassins versants. Le nombre total d'événements considérés pour chaque régression est 150.

Méthode d'estimation	Ordonnée à l'origine (h)	Pente	R ²	p-value
CM	1.16	1,34	0.71	< 0.001
T _L	0,59	1,36	0.69	< 0.001
T _P	0,34	1,545	0.75	< 0.001

Le Tableau 4.7 et la Figure 4.7 montrent clairement que ces régressions, malgré des valeurs de R² modestes et donc une large dispersion des points autour des droites de régression, sont significatives (p-values inférieures à 0.001 dans tous les cas). Les pentes des droites de régression sont de l'ordre de 1,35 dans le cas des méthodes CM et T_L et de l'ordre de 1.55 dans le cas de la méthode T_P. Il convient de rappeler que les méthodes CM, T_L et PNDP sont estimées en comparant différents paramètres de temps des hydrogrammes et des hyétogrammes correspondants (durées entre débit maximum et/ou centroïde de l'hydrogramme et intensité maximale et/ou centroïde de l'hyétogramme) alors que la méthode T_P est la seule méthode ne faisant intervenir que l'hydrogramme (différence entre le début du ruissellement direct et le débit maximum).

Selon Gericke et Smithers (2014), les méthodes d'estimation CM, T_L et PNDP permettraient d'estimer le temps de réponse T_{Lag} (*lag time*) alors que la méthode T_P permettrait d'estimer le temps de concentration (T_C) selon la définition conceptuelle de ce dernier, ou encore le temps de montée (*time to peak*). A cet égard, McCuen (2009) a suggéré les relations suivantes entre les temps de réponse estimés selon ces différentes méthodes et le temps de concentration :

$$\begin{aligned}
 T_c &= 1.417 T_{Lag}^{(CM)} \\
 T_c &= 1.67 T_{Lag}^{(PNDP)}
 \end{aligned}
 \tag{4.9}$$

où $T_{Lag}^{(CM)}$ et $T_{Lag}^{(PNDP)}$ sont les temps de réponse (*time lag*) estimés à partir des méthodes CM et PNDP respectivement. On voit que si l'on assimile le temps estimé à partir de la méthode T_P au temps de concentration T_C ($T_C=T_P$) et le temps estimé par la méthode PNDP au temps de réponse alors la pente de la régression obtenue est près de la valeur suggérée par McCuen (2009) (1,545 versus 1,67). Cependant l'équivalence de $T_{Lag}^{(CM)}$ et $T_{Lag}^{(PNDP)}$ comme valeur du temps de réponse (*time lag*) signifie que ces deux estimations devraient être égales ce qui n'est pas le cas puisque selon le Tableau 4.8 on a $T_{CM}=1.34T_{PNDP}$. Les égalités proposées par McCuen (2009) ne permettent pas de décrire les valeurs observées aux sites sous étude.

Le Tableau 4.8 regroupe les résultats des régressions entre les valeurs estimées à partir des méthodes CM, T_L et T_P et la méthode PNDP en chaque site. On constate que dans la grande majorité des combinaisons site/méthode les régressions sont significatives et les pentes de ces régressions plus élevées lorsque la méthode T_P est utilisée. Les seules régressions non-significatives ont été observées sur les trois plus petits bassins à l'étude (Lennox 1, Lennox 2 et Palardy).

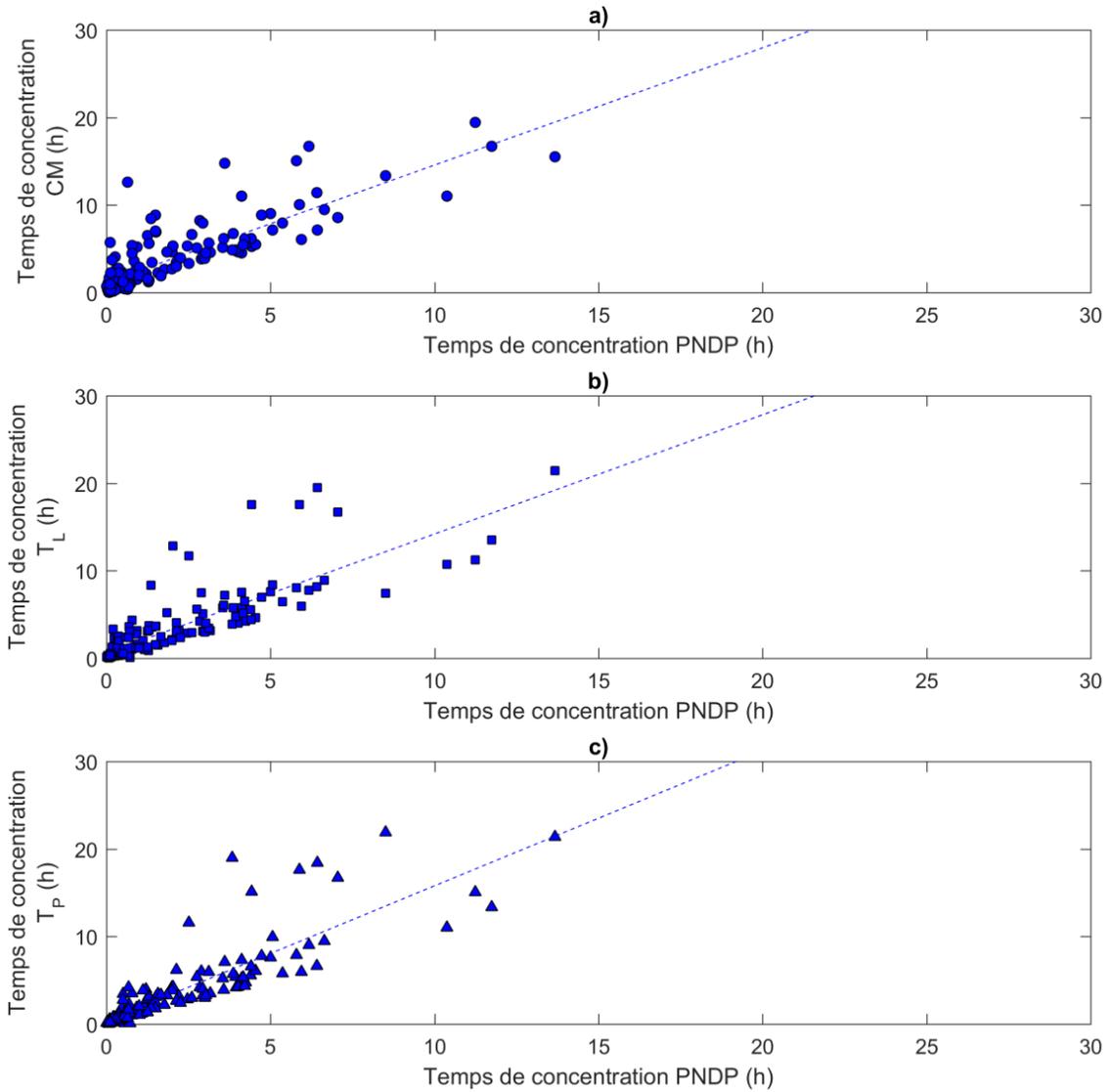


Figure 4.7 - Régressions des valeurs estimées à partir des méthodes : a) CM; b) T_L ; c) T_P en fonction des valeurs estimées à partir de la méthode PNDP. Les courbes en pointillés correspondent aux régressions linéaires correspondantes (voir Tableau 4.9 pour les valeurs des paramètres de régression).

Tableau 4.8 - Paramètres des régressions linéaires des valeurs estimées à partir des méthodes CM, T_L, T_P en fonction des valeurs estimées par la méthode PNDP en chaque site. Le nombre total d'événements considérés pour chaque régression est indiquée entre parenthèses après le nom du site. Les régressions non-significatives au seuil de 5% sont indiquées en bleu.

Site	Méthode d'estimation	Ordonnée à l'origine (h)	Pente	R ²	p-value
Berna	CM	0,64	1,09	0,72	< 0,001
	T _L	-0,37	2,61	0,73	< 0,001
	T _P	-0,12	2,29	0,77	< 0,001
Blanchette	CM	1,31	0,99	0,84	< 0,001
	T _L	-2,67	2,44	0,58	0,003
	T _P	-1,96	2,32	0,59	0,002
Girard	CM	3,97	0,99	0,64	< 0,001
	T _L	1,79	1,14	0,66	< 0,001
	T _P	1,39	1,30	0,66	< 0,001
Landry	CM	2,06	1,35	0,55	< 0,001
	T _L	1,87	0,84	0,49	< 0,001
	T _P	-0,50	1,71	0,69	< 0,001
Lennox1	CM	1,23	0,54	0,05	0,377
	T _L	0,47	1,18	0,21	0,049
	T _P	0,03	1,92	0,42	0,003
Lennox2	CM	-0,13	1,81	0,90	< 0,001
	T _L	0,66	1,62	0,16	0,283
	T _P	0,03	1,90	0,89	< 0,001
Palardy	CM	1,09	1,42	0,06	0,242
	T _L	0,10	1,71	0,83	< 0,001
	T _P	-0,09	2,49	0,82	< 0,001

4.8 Comparaison des temps de concentrations estimés aux valeurs des équations empiriques

Les différentes valeurs estimées par les quatre méthodes d'estimation des temps de concentration ont été comparées aux valeurs obtenues en utilisant directement les relations empiriques proposées dans la littérature à savoir les équations :1) *Federal Aviation Administration* (FAA); 2) Williams; 3) Kirpich (Tennessee); 4) Mockus; 5) SCS *lag time*; 6) Johnstone-Cross et 7) Sheridan (voir la Sections 4.2 pour une description de ces différentes équations). Ces valeurs sont comparées à la valeur médiane obtenue pour chaque méthode d'estimation du temps de concentration. Les caractéristiques physiographiques de chacun des bassins sous étude sont regroupées au Tableau 2.1.

Le Tableau 4.9 présente l'ensemble des valeurs du temps de concentrations calculés à partir des différentes équations empiriques de la littérature. La Figure 4.8 présente la fourchette de valeurs correspondant aux équations empiriques ainsi que les temps de concentration médian obtenus à partir des quatre méthodes d'estimation et ce, pour chaque site. Plusieurs constats importants se dégagent de l'examen de cette figure.

1. Parmi les équations empiriques, celle de Kirpich donne dans cinq cas sur sept, les temps de concentration les plus petits. Pour les sites Berna et Lennox 2, c'est plutôt l'équation de Mockus qui donne le plus petit temps de concentration. L'équation de Sheridan quant à elle donne les temps de concentration les plus longs excepté pour le site Palardy pour lequel le temps de concentration donné par l'équation de la FAA est légèrement plus élevé. Globalement la méthode de Kirpich sous-estime la durée du temps de concentration, même en sites pentus (sites Lennox 1 et 2), pour lesquels elle avait été développée.
2. Les valeurs estimées à deux bassins (Berna et Lennox 2) se trouvent dans la fourchette des valeurs calculées à partir des équations empirique (la seule exception est l'estimation T_L à Lennox 2 qui se trouve tout près de la borne supérieure de la valeur de l'équation de Sheridan). Ces bassins-versants ont des caractéristiques réduisant la durée des T_C estimés à savoir une forte pente (Lennox 2) et un sol peu perméable (Berna). Le parcours de l'eau est situé pour ces deux cas en terrain cultivé exclusivement.
3. La dispersion des valeurs calculées à chaque site augmente avec la surface des bassins, la seule exception étant Palardy. Ainsi les trois plus grands bassins (Blanchette., Girard, Landry) présentent des fourchettes de valeurs plus importantes. Ces trois bassins versants ont de longs parcours de l'eau peu pentus, en grande partie situés en fossés engazonnés.
4. Les temps de concentrations calculées selon toutes les équations empiriques considérées sous-estiment les temps de concentration mesurés selon les quatre méthodes d'estimation des temps de concentration aux trois plus grands bassins (Blanchette., Girard, Landry).
5. Le bassin Palardy présente un cas particulier en ce sens que, malgré une superficie équivalente mais une pente beaucoup plus petite que celles des bassins Lennox 1 et Lennox 2, les temps de concentration mesurés sont très semblables à ceux des

bassins Lennox 1 et 2. Ce résultat suggère que certaines caractéristiques de ce bassin (monoculture de maïs grain, sol travaillé annuellement, sol sujet à la battance et comportant une forte proportion de sable fin), non prise en compte dans la présente analyse, doivent être considérées pour expliquer le faible temps de concentration observé.

Tableau 4.9 - Valeurs des temps de concentration (en heures) calculées à partir des différentes équations empiriques proposées dans la littérature.

Site	FAA	Williams	Kirpich	Mockus	SCS	Johnstone-Cross	Sheridan
Berna	1.1	0.6	0.4	0.3	0.6	0.6	1.4
Blanchette	2.0	1.1	0.7	1.4	1.7	1.2	2.1
Girard	1.5	1.1	0.6	1.3	1.9	0.8	2.9
Landry	1.4	0.9	0.5	1.0	1.5	0.8	2.1
Lennox 1	0.3	0.2	0.1	0.3	0.3	0.1	0.7
Lennox 2	0.3	0.2	0.1	0.1	0.2	0.2	0.9
Palardy	1.8	0.7	0.7	0.8	1.4	1.4	1.3

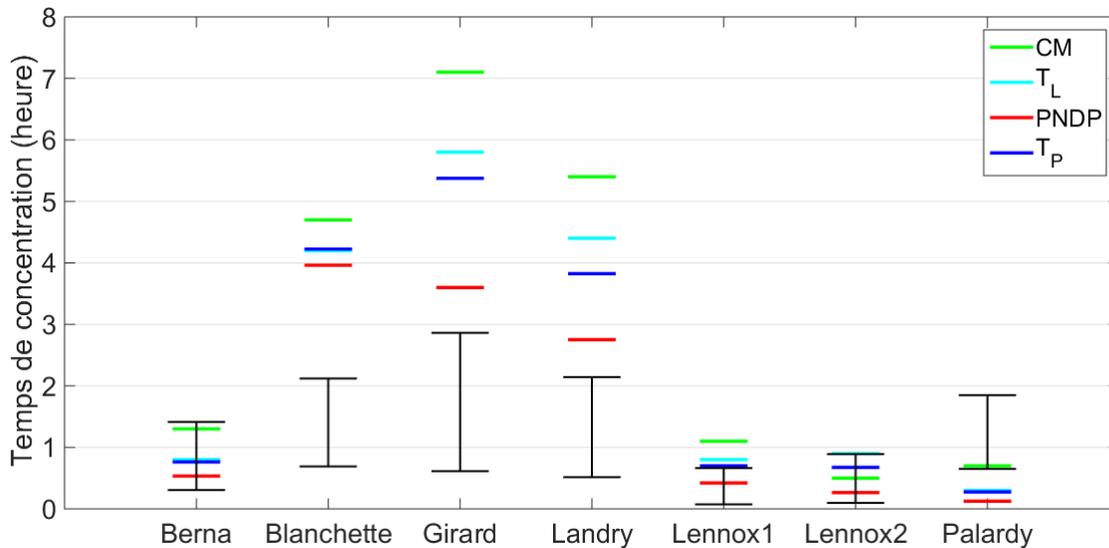


Figure 4.8 - Valeurs minimales et maximales (traits horizontaux noirs) des temps de concentrations (en heures) calculées à partir des différentes équations empiriques proposées dans la littérature et temps de concentration médians estimés à partir des quatre méthodes d'estimation des temps de concentration (CM, T_L, PNDP et T_P) en chaque site.

4.9 Méthode d'estimation sélectionnée

Pour les analyses ultérieures, deux méthodes d'estimation des temps de concentration méritent une attention particulière. Il s'agit des méthodes PNDP et T_p .

La méthode PNDP permet d'obtenir des distributions des temps de concentration estimés moins dispersées que les distributions des valeurs estimées à partir des autres méthodes. Les Tableaux 4.4 à 4.6 suggèrent d'ailleurs que cette méthode d'estimation des temps de concentration soit moins influencée par les caractéristiques de la pluie. Il est intéressant de noter que McCuen (2009) mentionne que les variables de temps reliées au centre de masse (centre de la masse de la pluie nette Vt_3 et centre de masse du ruissellement direct Vt_4) sont celles qui permettent d'obtenir les estimations les moins incertaines et donc les deux méthodes d'estimation CM et PNDP devraient être les moins influencées par les caractéristiques des pluies. McCuen (2009) explique ses résultats par le fait que ces variables de temps correspondent à des moyennes pondérées et qu'elles ont par conséquent une erreur standard relativement petite. McCuen (2009) arrive également à la conclusion que la méthode d'estimation CM est celle pour laquelle l'erreur standard est la plus petite suivi de PNDP. Les résultats de la présente étude ne sont pas aussi claires et montrent que si PNDP semblent moins influencés par les caractéristiques de la pluie, il n'en est pas de même pour les valeurs estimées à partir de la méthode CM. Le fait que la méthode PNDP donne les temps de concentration médians les plus courts (Tableau 4.3) peut également s'avérer être un avantage puisque ces valeurs sont plus près de celles estimées par les équations empiriques (Figure 4.8).

La méthode d'estimation T_p est quant à elle très intéressante pour des raisons essentiellement pratiques. D'abord, tel que mentionné auparavant, la méthode T_p ne requiert pas de données de précipitation. Cela s'avère avantageux considérant que plusieurs bassins-versant sont jaugés, plus rares sont ceux pour lesquels des données de précipitation à fine échelle temporelle (p. ex. données aux 5 minutes) sont disponibles à proximité. Il est donc possible d'utiliser un plus grand nombre de bassins-versants pour fin d'analyse. Ensuite, même en présence d'un pluviomètre situé à proximité d'un bassin-versant, il existe toujours une probabilité que la pluie enregistrée ne soit pas représentative de la pluie totale tombée sur l'ensemble d'un bassin-versant. Finalement, avec la méthode d'estimation T_p , il n'est pas nécessaire de se limiter aux hydrogrammes simples. Les hydrogrammes 3, 4, 5 et 6 de la Figure 3.2 peuvent être retenus dans la mesure où le premier pic de débit est utilisé pour identifier la variable de temps associée au débit de pointe. De plus, parmi les quatre méthodes d'estimation des temps de concentration, T_p permet d'obtenir des temps de concentration moyens entre les valeurs obtenues avec PNDP et CM et s'avère alors peut-être plus adéquate pour une utilisation en ce qui concerne l'analyse des débits de pointe (voir Chapitre 6). L'utilisation de la méthode T_p entraîne une augmentation de la durée des temps de concentrations estimés et une dispersion plus grande de ces valeurs, comparativement à la méthode T_p .

Suivant cette brève analyse des méthodes d'estimation PNDP et T_P , cette dernière a été retenue pour les prochaines analyses.

4.10 Développement d'équations empiriques pour les sites à l'étude

Les sections précédentes ont permis de montrer que les relations empiriques proposées dans la littérature établissant un lien entre le temps de concentration et les caractéristiques physiographiques d'un bassin ne permettent pas de rendre compte de façon satisfaisante des temps de concentration estimés sur les bassins à l'étude. Ce résultat n'est pas surprenant puisque les relations proposées sont justement empiriques et les paramètres estimés dépendent donc des conditions locales et des caractéristiques des bassins où elles ont été établies. Même s'il s'agit d'une pratique courante, utiliser une relation développée sur un ensemble de sites à d'autres sites sur un territoire différent peut en effet s'avérer difficilement justifiable d'un point de vue scientifique. A ce titre, il peut être intéressant de reprendre les formulations proposées et d'estimer les valeurs des paramètres pour les sites où les temps de concentration ont été estimés à partir de mesures de terrain.

Cette section entend reprendre les principales formulations proposées dans la littérature et ajuster les paramètres qui les composent aux valeurs estimées sur les sept bassins à l'étude. La Section 4.10.1 présente les formulations retenues. La Section 4.10.2 présente une discussion préliminaire des caractéristiques des sites sous étude. Enfin, la Section 4.10.3 présente et discute de l'ensemble des résultats obtenus.

4.10.1 Formulations retenues

Les équations retenues ont été ajustées aux valeurs des temps de concentration estimées aux différents sites sous étude. Les formulations retenues sont présentées au Tableau 4.10 avec les valeurs des paramètres retrouvées dans la littérature. La formulation réfère à une forme générale de l'équation. Les variables physiographiques considérées dans ces équations sont la longueur du réseau hydrographique, L (m), la pente du parcours de l'eau S_{100} (m/m), la pente du bassin, S_b (m/m), la surface du bassin, A (ha), le coefficient de ruissellement, C_R (sans dimension), le *curve number* CN (sans dimension) et le temps de concentration T_C (h).

Tableau 4.10 - Liste des formulations considérées pour les régressions aux sites sous étude.

Formulation	Équation	Valeurs des paramètres	Référence
FAA	$T_C = a (1.1 - C_R) \left(\frac{L^{3/2}}{S_{100}} \right)^\alpha$	$a = 0.3759$ $\alpha = 1/3$	FAA (1970)
William	$T_C = a L (S_{100}^2 A)^\alpha$	$a = 0.3784$ $\alpha = -0.1$	Williams (1922)
Kirpich	$T_C = a \left(\frac{L^2}{S_{100}} \right)^\alpha$	$a = 0.0663$ $\alpha = 0.385$	Kirpich (1940)
Mockus	$T_C = a L^\alpha \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{1.67} S_b^{-0.5}$	$a = 0.0101$ $\alpha = 0.8$	Folmar <i>et al.</i> (2007)
SCS lag-time	$T_C = a L^{0.8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^\alpha S_b^{-0.5}$	$a = 0.0479$ $\alpha = 0.7$	
Johnstone-Cross	$T_C = a \left(\frac{L}{S_{100}} \right)^\alpha$	$a = 0.0543$ $\alpha = 0.5$	Johnstone-Cross (1949)
Sheridan	$T_C = a L^\alpha$	$a = 2.2$ $\alpha = 0.92$	Sheridan (1994)
Fonction de l'aire ¹	$T_C = a A^\alpha$	-	-
Fonction de la pente ¹	$T_C = a S_b^\alpha$	-	-

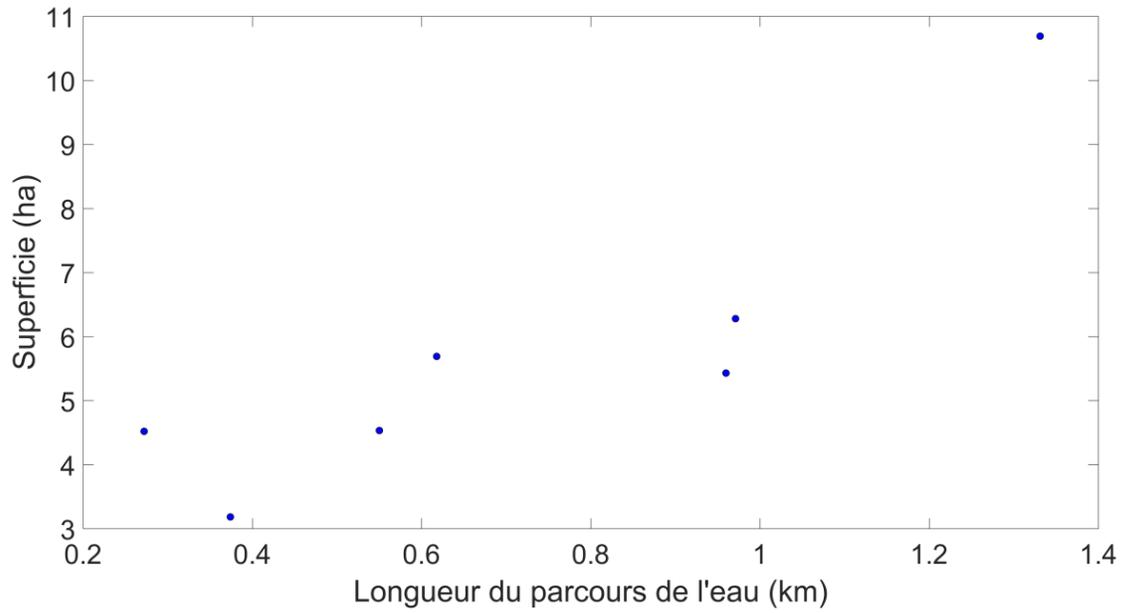
1. A notre connaissance, aucune formulation de ce type n'a été proposée dans la littérature.

4.10.2 Analyses préliminaires

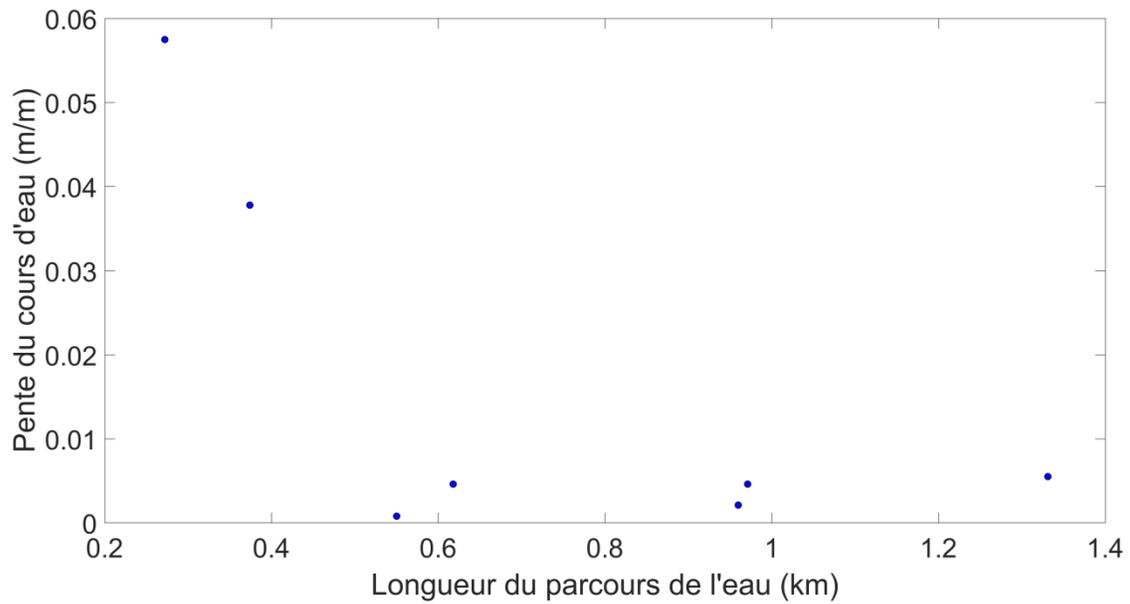
Certaines des variables physiographiques aux différents sites (Tableau 2.1) étant susceptibles d'être corrélées entre elles, les structures de dépendance entre les variables explicatives ont été examinées. La Figure 4.9 montre les *scatter plots* des valeurs de l'aire et de la pente en fonction de la longueur du réseau hydrographique aux différents sites d'étude.

Deux constats importants émergent de l'examen de ces deux graphiques. Le premier est qu'il existe, sans surprise, une forte corrélation entre l'aire et la longueur du réseau hydrographique (Figure 4.9a). Le coefficient de détermination de la régression linéaire entre A et L est $R^2 = 0.76$ ce qui suggère une forte colinéarité entre ces deux variables.

Le deuxième constat concerne les valeurs des pentes aux différents sites d'étude (Figure 4.9b). Bien qu'il n'existe pas de relations évidentes entre la pente et la longueur du parcours de l'eau, on constate une grande disparité entre les pentes de parcours de l'eau avec les plus fortes pentes (Lennox 1 et Lennox 2 avec des pentes de l'ordre de 10^{-2}), les bassins avec des pentes intermédiaires (Berna, Girard, Landry et Blanchette avec des pentes de l'ordre de 10^{-3}) et le bassin Palardy dont la pente est la plus faible (de l'ordre de 10^{-4}). A noter que les pentes de bassin sont fortement corrélées aux pentes des cours d'eau (Tableau 2.1). Ces résultats suggèrent que la gamme des caractéristiques physiographiques couvertes par les bassins sous étude demeure très limitée (ce qui ne saurait surprendre puisque seulement sept bassins sont considérés) et que conséquemment les régressions entre les temps de concentration et ces caractéristiques doivent demeurer relativement simples.



(a)



(b)

Figure 4.9 - *Scatter plots* de : a) l'aire et de b) la pente des cours d'eau sous étude en fonction de la longueur du parcours de l'eau.

4.10.3 Régressions obtenues pour les sites sous étude

Les paramètres a et α des formulations présentées au Tableau 4.10 ont été estimés en utilisant les temps de concentrations estimées à partir de l'analyse des hydrogramme/hyétogramme observées (médiane des valeurs obtenus par la méthode T_p) et en utilisant les caractéristiques physiographiques de chacun des bassins (Tableau 2.1). Le Tableau 4.11 présente un résumé de ces régressions (les unités considérées sont : L [km]; A [ha]; S_b [m/m]; T_c [h]).

De toutes les formulations proposées, la formulation de Sheridan présente la plus faible p-value (0.03). Toutes les autres formulations sont non significatives au seuil de 5%. La caractéristique physiographique qui, parmi celles qui ont été considéré, permet le mieux d'expliquer les temps de concentration observés est donc la longueur du parcours de l'eau.

Le Figure 4.10 compare les valeurs estimées à partir des observations aux valeurs calculées à partir de la régression utilisant la formulation de Sheridan modifiée (les autres régressions ne sont pas présentées puisque non significatives). Globalement on constate un assez bon accord entre valeurs observées et calculées. Il convient toutefois de noter les larges incertitudes sur les valeurs observées (représentées ici par les écarts interquartiles) notamment pour les bassins avec les plus grandes longueurs de parcours de l'eau. Les valeurs de temps de concentration estimées selon la méthode T_p et calculées avec l'équation de Sheridan modifiée sont présentées au Tableau 6.2.

Tel que mentionné plus tôt, toutes les formulations utilisant la pente comme variable explicative sont déclassées essentiellement à cause des résultats pour le site Palardy. En effet, les temps de concentration observés pour ce bassin sont très similaires (moins d'une demi-heure) à ceux des bassins Lennox 1 et 2 et ce même si sa pente est nettement plus petite que celles de ces derniers en raison d'autres caractéristiques de ce site (monoculture de maïs grain, sol travaillé annuellement, sol sujet à la battance et comportant une forte proportion de sable fin).

Tableau 4.11 - Valeurs des paramètres de régression des différentes formulations retenues (voir Tableau 4.10)

Formulation	Paramètre a		Paramètre α		p-value de la régression
	Littérature	Régression	Littérature	Régression	
FAA	0.38	0.73	1/3	0.22	0.36
William	0.38	5.00	-0.1	0.10	0.41
Kirpich	0.07	0.57	0.39	0.21	0.33
Johnstone-Cross	0.05	0.58	0.5	0.19	0.50
Sheridan	2.2	2.83	0.92	1.62	0.03
Mockus	0.01	0.03	0.8	1.02	0.21
SCS lag-time	0.05	0.01	0.7	1.88	0.25
Fonction de l'aire ¹	-	0.03	-	2.20	0.07
Fonction de la pente du bassin ¹	-	0.59	-	-0.19	0.71

1 - A notre connaissance, aucune régression de ce type n'a été proposée dans la littérature.

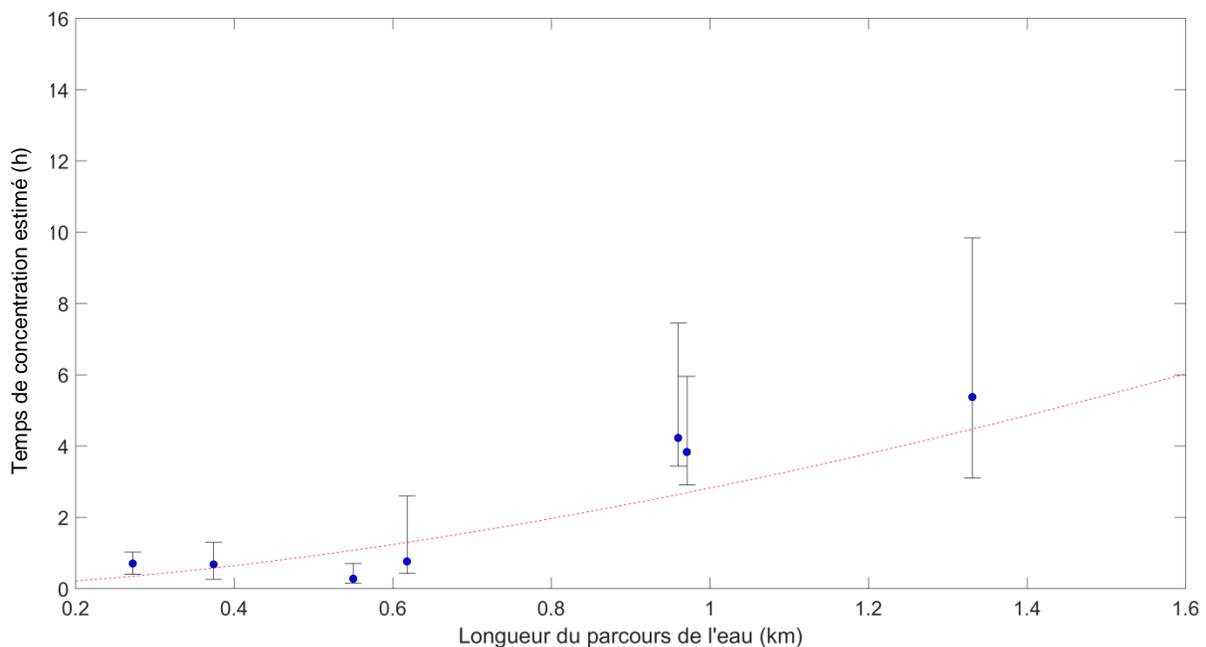


Figure 4.10 - Temps de concentrations estimés à partir des observations (médianes des valeurs obtenues par la méthode T_p en chaque site) et par la régression basée sur la formulation de Sheridan modifiée ($T_C = 2.8 L^{1.6}$; traits pointillés). Les traits verticaux délimitent les 25^e et 75^e percentiles des valeurs des temps de concentration estimés par la méthode T_p en chacun des sites.

Chapitre 5 – Hauteur de ruissellement

Le présent chapitre vise à comparer certaines formulations proposées dans la littérature pour l'estimation des hauteurs de ruissellement aux valeurs mesurées aux différents sites et à formuler des recommandations sur l'utilisation de ces formulations. La méthode du SCS *Curve Number* sera considérée dans ce qui suit (Sections 5.1 et 5.3) ainsi que la méthode de Monfet (Sections 5.2 et 5.4). Le Tableau 5.1 présente la liste des variables et paramètres considérés dans ce chapitre.

Tableau 5.1- Abréviations, définitions et unités des différentes variables et paramètres des équations présentés au Chapitre 5.

Variable	Définition	Unités
A	Superficie	ha
CN	Numéro de courbe (<i>Curve Number</i>)	-
H _p	Hauteur de la pluie ou pluie totale	mm
H _r	Hauteur de ruissellement	mm
I _a	Rétention de base (<i>initial abstraction</i>)	mm
R _r	Rétention réelle	mm
S _r	Rétention potentielle maximale	mm
S _r (λ)	Rétention potentielle maximale pour une valeur donnée de λ	mm
V _r	Volume de ruissellement	m ³
λ	Ratio I_a/S_r	-

5.1 Méthode SCS Runoff Curve Number

La méthode SCS *Runoff Curve Number* (l'expression Méthode SCS sera employée dans le reste du document) a été introduite en 1954 aux États-Unis. Cette méthode permet d'estimer les volumes de ruissellement associés à un événement de pluie pour un bassin-versant donné à partir de la hauteur de pluie et de certaines caractéristiques physiographiques (USDA-NRCS, 1986). L'estimation de la hauteur de ruissellement à partir de la Méthode SCS prend la forme suivante :

$$H_r = \frac{(H_p - I_a)^2}{(H_p - I_a) + S_r} \quad \text{lorsque } H_p > I_a \quad (5.1)$$

$$H_r = 0 \quad \text{lorsque } H_p < I_a$$

où H_r est la hauteur de ruissellement (mm), H_p est la hauteur de précipitation (mm), I_a est la rétention de base (*initial abstraction*; mm) et S_r (mm) est la rétention potentielle maximale sur le bassin-versant (mm). S_r est déterminé à partir de l'expression suivante (système métrique) :

$$S_r = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (5.2)$$

où CN est le numéro de courbe (*Curve Number*). Dans USDA-NRCS (1986 et 2004), la relation empirique suivante est proposée entre I_a et S_r :

$$I_a = \lambda S_r \quad (5.3)$$

où λ est le *initial abstraction coefficient ratio* dont la valeur généralement acceptée est 0.2. Le paramètre I_a représente toutes les pertes avant que le ruissellement de surface (ruissellement direct, voir Section 4.1.1) proprement dit ne débute, incluant l'eau accumulée dans les dépressions de surface, interceptée par la végétation, évaporée et infiltrée avant ruissellement (Jain *et al.*, 2006). La valeur de ce paramètre peut être mesurée à partir de données observées de précipitation et de ruissellement pour de petits bassins-versant où la montée des eaux en période de pluie est rapide (USDA-NRCS, 2004). La Figure 5.1 montre comment I_a est estimée à partir de données observées. Tel que mentionné dans USDA-NRCS (1986), ce paramètre est très variable d'un événement de pluie à l'autre mais est généralement corrélé au paramètre S_r . Pour un même bassin-versant, I_a pourrait être influencé par la durée, l'intensité des précipitations et les conditions antérieures d'humidité. D'un bassin-versant à l'autre, ce paramètre pourrait varier en raison de différents facteurs dont les caractéristiques physiques du bassin-versant et la zone climatique (voir Jiang 2001 pour plus de détails).

Le paramètre S_r dépend quant à lui des caractéristiques du sol et ne devrait pas, en principe, varier d'un événement à l'autre pour un bassin-versant donné. Ainsi, il est important de ne pas confondre S_r avec la rétention réelle (R_r , Équation 5.5) qui survient une fois que le ruissellement direct débute et qui peut être estimé à partir de données observées. Tel que mentionné précédemment, S_r est estimé à partir des numéros de courbes qui tiennent compte de trois facteurs :

1. Classe hydrologique des sols;
2. Couverture du sol.
3. Conditions hydrologiques antécédentes

USDA-NRCS (1986) présente les tables visant à déterminer les numéros de courbe en milieu urbain et agricole à la fois pour les terres en cultures où en pâturages. Il est important de mentionner que ces tables sont valides pour, $\lambda = 0.2$ tel que mentionné sous les Tableaux 2-2a à 2-2d de USDA-NRCS (1986). Ces numéros de courbe correspondent à des conditions hydrologiques antécédentes 'moyennes' (*Antecedent Runoff Condition*, ARC II, voir USDA-NRCS, 2004). D'autres tables ont été proposées dans le cas de conditions antérieures sèches (ARC I) ou humides (ARC III ; Table 10-1, USDA-NRCS, 2004).

5.1.1 Origine de la Méthode SCS

Il est important de mentionner que la validité de la Méthode SCS a été mise en doute à de nombreuses reprises (Ponce et Hawkins, 1996). En effet, très peu d'information est disponible sur le développement de cette méthode qui demeure en partie obscure et qui n'a pas fait l'objet de publications scientifiques proprement dites et donc, n'a pas été révisé par les pairs (Fennessey *et al.*, 2001 ; Jiang, 2001).

Les informations disponibles sur les origines de la méthode sont les suivantes :

1. Elle est basée sur de nombreux tests d'infiltration réalisés dans les années 1940 dans différentes régions des États-Unis. Ces tests d'infiltration ont d'ailleurs servi à mettre au point les *curve number* (Ponce et Hawkins, 1996 ; Jiang, 2001).
2. La relation I_a/S_r aurait été estimée à partir de données provenant de bassins-versants dont la superficie est inférieure 4 ha (Ponce et Hawkins, 1996 ; Jain *et al.* 2006). Cette relation est d'ailleurs présentée dans USDA-NRCS (2004, Chapitre 10) sous forme de graphique (Figure 5.2).
3. Selon Jiang (2001), cette même relation aurait été estimée à partir d'une analyse par événement. Aucune source n'est toutefois citée à ce sujet. Ainsi, I_a aurait été estimé suivant l'exemple donné à la Figure 5.2 alors que S_r aurait été calculé à partir des l'équation suivante :

$$S_r = \frac{(H_p - I_a) R_r}{H_r} \quad (5.4)$$

$$R_r = H_p - I_a - H_r \quad (5.5)$$

où R_r est la rétention réelle (mm). Malgré ses nombreuses faiblesses, la Méthode SCS demeure largement utilisée non seulement aux États-Unis, mais dans de nombreux pays (Ponce et Hawkins, 1996; Bartlett *et al.*, 2016).

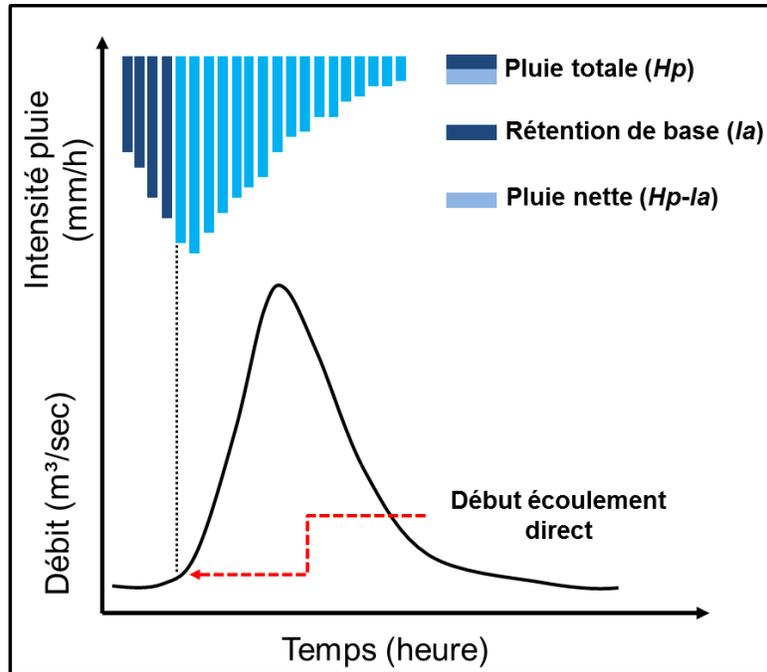


Figure 5.1 – Estimation de la rétention de base (I_a) à partir d'un hyétogramme et d'un hydrogramme (Source : Samuel Bolduc).

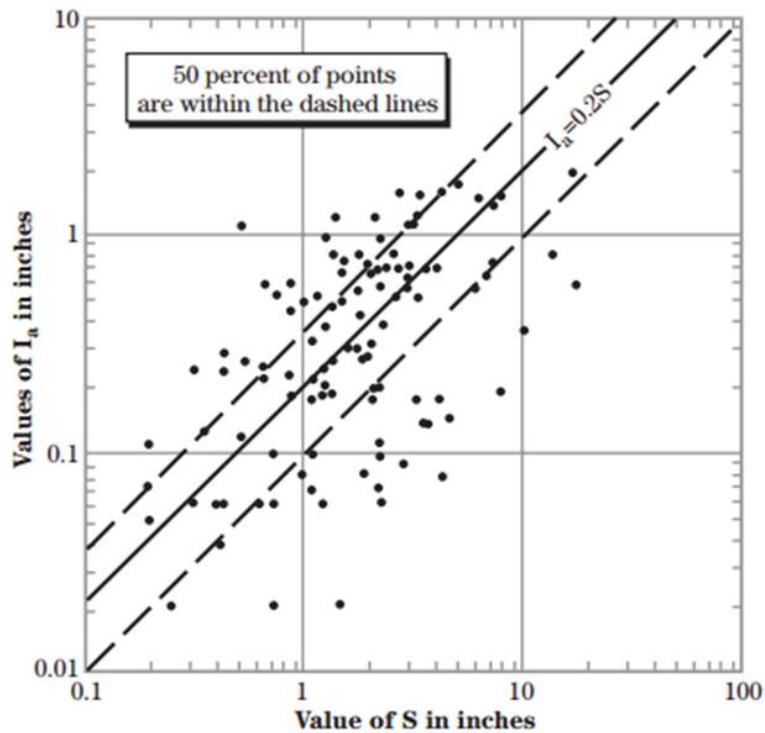


Figure 5.2 – Relation entre I_a et S_r (tiré de USDA-NRCS 2004, Chapitre 10).

5.1.2 Relation entre la rétention de base (I_a) et la rétention potentielle maximale (S_r)

Le paramètre λ désigne le ratio entre la rétention de base (*initial abstraction* ; I_a) et la rétention potentielle maximale (S_r) (Équation 5.3) et est désigné par *initial abstraction coefficient ratio*. La valeur de 0.2 généralement attribuée à λ ne fait pas consensus. Plusieurs articles ont été publiés où des fourchettes de valeurs de λ sont proposées sont différentes de celle présentée dans USDA-NRCS (1986 et 2004). Ling et Yusop (2014) ont d'ailleurs fait un sommaire des valeurs suggérées dans la littérature selon différentes zones climatiques (Tableau 5.2).

Tableau 5.2 - Valeurs minimale et maximale du *Initial abstraction coefficient ratio* (λ) selon différentes régions climatiques (adapté de Ling et Yusop, 2014)

Zone climatique	<i>Initial abstraction coefficient ratio</i> (λ)	
	Minimum	Maximum
Tropical – Chaud et humide	0,000	0,864
Méditerranéen	0,011	0,037
Continental – Froid et Humide	0,050	0,200
Subtropical – Humide	0,050	0,100
Continental – Humide (Été froid)	0,050	0,200
Continental – Humide (Été chaud)	0,050	0,069

Le Tableau 5.1 pose cependant un problème majeur. En effet, les valeurs de λ qui y paraissent ont été estimées selon différentes méthodes. Ainsi Baltas *et al.* (2007) et Shi *et al.* (2009) ont réalisé une analyse par événement procédant en quatre étapes :

1. Estimation de H_r à partir de l'équation suivante :

$$H_r = \frac{V_r}{A} \quad (5.6)$$

- où V_r est le volume de ruissellement excluant le débit de base et A est la superficie du bassin-versant.
2. La rétention de base (I_a) est déterminée à partir du hyétogramme et de l'hydrogramme selon l'exemple donné à la Figure 5.1.
 3. La pluie totale (H_p) étant une variable connue, la rétention potentielle maximale est obtenue en isolant cette variable dans l'équation de la Méthode SCS (Équation 5.1).
 4. Finalement, le rapport I_a/S_r a été utilisé pour estimer λ .

Par ailleurs, dans Fu *et al.* (2011), H_r et I_a ont été estimés de la même façon que Baltas *et al.* (2007) et Shi *et al.* (2009). La méthode d'estimation de S_r est toutefois différente puisqu'elle utilise l'équation suivante pour chaque événement :

$$S_r = \frac{[2\lambda H_p + (1-\lambda)H_r] - \sqrt{[2\lambda H_p + (1-\lambda)H_r]^2 - 4\lambda^2 H_p (H_p - H_r)}}{2\lambda^2} \quad (5.7)$$

Cette équation provient de Hawkins (1973) et est basé sur la Méthode SCS (Équation 5.1). La valeur de λ utilisé dans l'Équation 5.7 est de 0.2. Le S_r moyen, estimé à partir de l'équation 5.7 était alors réinjecté, ainsi que le λ correspondant, dans l'équation 5.1. Ces étapes ont été réalisées considérant d'autres λ et des analyses statistiques ont par la suite permis d'identifier le λ permettant d'estimer la plus faible différence entre les hauteurs de ruissellement calculées avec l'Équation 5.1 et les valeurs observées.

Jiang (2001) et Hawkins *et al.* (2002) ont également utilisé une approche par événement où seule la méthode pour estimer S_r diffère comparativement aux études présentées précédemment. Dans ce cas-ci, S_r est déterminée suivant l'équation :

$$S_r = \frac{P_n^2}{H_r - P_n} \quad (5.8)$$

où P_n est la pluie nette :

$$P_n = H_p - I_a \quad (5.9)$$

Finalement, λ a été estimé pour chaque événement. Ces auteurs ont également ajusté un modèle afin de déterminer λ à partir de la forme suivante de l'équation 5.1 :

$$H_r = \frac{(H_p - \lambda S_r)^2}{H_p + (1-\lambda) S_r} \quad (5.10)$$

La méthode des moindres carrés a été utilisée pour estimer λ et S_r à partir de cette dernière équation.

Jiang (2001) et Hawkins *et al.* (2002), suite à leurs travaux, ont proposé une valeur de 0.05 pour λ . Cette valeur a été reprise dans d'autres études et donnerait généralement une meilleure estimation des hauteurs de ruissellement (Jain *et al.*, 2006; Baltas *et al.*, 2007; Ling et Yusop, 2014). Selon Hawkins *et al.* (2002), les tables conventionnelles de CN ne s'appliquent pas lorsque $\lambda=0.05$. L'équation suivante doit être utilisée pour estimer la valeur du paramètre S_r modifié (pour $\lambda=0.05$) à partir du paramètre S_r original (pour $\lambda=0.2$) utilisé dans l'équation 5.1 :

$$S_r(0.05) = 1.33 S_r^{1.15}(0.2) \quad (5.11)$$

Il est très important de mentionner que cette équation, sous cette forme, est valable lorsque S_r est exprimé en pouces.

5.1.3 Applicabilité de la Méthode SCS

L'applicabilité de la Méthode SCS recouvre deux aspects, le premier concernant la taille des bassins-versants et le second le type d'événements pluvieux à considérer.

Tel que mentionné précédemment, USDA-NRCS (2004) explique que le paramètre I_a peut être déterminé à partir de données observées de précipitation et de ruissellement pour de petits bassins-versant où l'augmentation des débits est rapide, sans en mentionner les raisons toutefois. Ponce et Hawkins (2003) affirment par ailleurs que le rapport I_a/S_r aurait été estimé à l'origine à partir de données provenant de bassins-versants de moins de 4 ha. Tout laisse croire donc que la Méthode SCS ne devrait être appliquée qu'à de petits bassins-versants.

Or, les études citées à la Section 5.1.2, études visant à estimer la relation I_a/S_r et à comparer les hauteurs de ruissellement obtenues par la Méthode SCS à des données observées, ont toutes été réalisées sur des bassins-versants parfois beaucoup plus grands que 4 ha. (Tableau 5.3).

En ce qui concerne les événements pluvieux à considérer avec la Méthode SCS, très peu d'information a été trouvée sur ce sujet. Mise à part le fait que la hauteur de pluie doit être supérieure à la rétention de base (Équations 5.1), une seule source semble suggérer que la Méthode SCS devrait être utilisée pour estimer les hauteurs de ruissellement d'événements pluvieux 'peu fréquents' (Ponce et Hawkins, 1996) :

« The method is widely understood and accepted for what it is: a conceptual model supported with empirical data to estimate direct runoff volume from infrequent storm rainfall depth (...) »

Tableau 5.3 – Caractéristiques des bassins-versants considérés dans les études portant sur l'analyse des hauteurs de ruissellement à partir de la méthode SCS.

Auteurs	Nombre de bassin-versant	Superficie (ha)	Utilisation du sol	Pays	Nombre d'événement pluie/débit
Monfet (1979)	33	1 500 à 40 000	Agricole ou forestier	Canada (Québec)	444
Madramootoo et Enright (1988)	1	810	Agricole	Canada (Québec)	13
Jiang (2001) et Hawkins <i>et al.</i> (2002)	307	> 0.5 ha à 30 000	Variée	États-Unis (24 États différents)	28 031
Jacob et Srinivasan (2005)	10	35 500 à 294 000	Agricole	États-Unis (Texas)	Non précisé
Mishra <i>et al.</i> (2006)	84	0.17 à 72	Agricole	États-Unis	22392
Baltas <i>et al.</i> (2007)	1	1500	Pâturage	Grèce	18
Xianzha et Jiazhu (2008)	1	830	Variée	Chine	7
Shi <i>et al.</i> (2009)	1	1670	Forêt et pâturage (72 %)	Chine	29
Fu <i>et al.</i> (2011)	2	Non précisé	Agricole	Chine	747
Tedela <i>et al.</i> (2012)	10	13 à 144	Forestier	États-Unis	Non précisé
Yuan <i>et al.</i> (2014)	1 (11) ¹	229 à 13 100	Agricole	États-Unis (Arizona)	1294

1. Il s'agit d'un bassin-versant comprenant 11 stations de jaugeage.

Un rapport d'Agriculture et Agroalimentaire Canada réalisé par Rivard et Rinfret (2011b) portant sur la conception des étangs épurateurs et régulateurs de l'eau suggère, d'une part, de contrôler le ruissellement généré par 90 % des événements de pluie se produisant sur une base annuelle dans un objectif de contrôle de la qualité des eaux. Ces pluies ont généralement des hauteurs de moins de 25 mm et le critère de contrôle de la qualité de l'eau à respecter vise à traiter le ruissellement associé à des précipitations de 21 à 25 mm de hauteur.. Les mêmes auteurs suggèrent également que les étangs épurateurs et régulateurs soient en mesure d'assurer un certain contrôle pour des événements moins fréquents, soit de périodes de retour comprises en 2 et 10 ans. Ces critères de conception ont été déterminés suite à une revue de littérature effectuée par ces mêmes auteurs (Rivard et Rinfret, 2011a). Au Québec plus particulièrement, la dimension des bassins de stockage d'eau et de sédimentation est basée sur le principe suivant (Guillou, 2013) :

« Pour favoriser une réduction du débit de pointe et un stockage d'eau lors d'évènements de ruissellement associés à des pluies fréquentes, la structure d'évacuation à privilégier en bassin de stockage d'eau et de sédimentation est un puisard dont les perforations de la colonne verticale permettent l'évacuation théorique de 5% du débit de pointe de récurrence 10 ans, d'une pluie de durée égale au temps de concentration. »

Dans ce contexte, et puisque la conception des bassins de stockage d'eau et de sédimentation inclus une capacité de rétention des volumes de ruissellement provenant d'évènements de pluie peu fréquents, de périodes de retour comprises entre 2 à 10 ans, l'applicabilité de la Méthode SCS devrait être évaluée en excluant les événements de pluie les plus fréquents. Ainsi, les hauteurs d'eau provenant de la période de retour 2 ans et d'une durée équivalente au temps de concentration des bassins à l'étude, ont servi de critère de sélection des évènements de pluie à retenir pour l'analyse de la Méthode SCS.

5.2 Méthode de Monfet

Les travaux de Monfet (1979) ont été réalisés à partir de données provenant de bassins-versants de l'Estrie et du Centre-du-Québec. Ces équations empiriques sont actuellement encore utilisées au Québec dans le milieu agricole (Guillou, 2012). Monfet (1979), après comparaison des hauteurs de ruissellement observées et estimées avec la Méthode SCS, en est arrivé à la conclusion que cette méthode avait tendance à sous-estimer la fraction ruisselante d'une pluie donnée. Il a donc construit une série de régressions linéaires entre le ruissellement et la précipitation pour différents intervalles du CN. Les équations provenant de Monfet (1979) sont les suivantes :

$$\begin{aligned}
H_r &= -0.93 + 0.241 H_p & 30 \leq CN < 40 \\
H_r &= -0.98 + 0.289 H_p & 40 \leq CN < 50 \\
H_r &= -3.00 + 0.432 H_p & 50 \leq CN < 60 \\
H_r &= -1.97 + 0.432 H_p & 60 \leq CN < 70 \\
H_r &= -0.76 + 0.398 H_p & 70 \leq CN < 80 \\
H_r &= -2.49 + 0.505 H_p & 80 \leq CN < 90
\end{aligned} \tag{5.12}$$

où H_p et H_r sont en millimètres. Les résultats de Monfet (1979) montrent en effet que l'estimation des hauteurs de ruissellement à partir des Équations 5.12 était beaucoup plus satisfaisante que celles provenant de la Méthode SCS pour les bassins-versants considérés.

À noter qu'il existe une certaine confusion quant à l'équation correspondant à un CN situé entre 30 et 40. Dans Monfet (1979), à la page 21, l'équation est écrite ainsi : $H_r = 40.93 + 0.241 H_p$. Cela laisse supposer que le '4' devant le zéro du terme constant est une erreur de frappe et qu'un signe négatif devrait plutôt s'y retrouver tel que le suggère la Figure 3 du même document. Un signe positif pourrait également remplacer le '4' bien que cette situation soit irréaliste puisqu'elle correspond au cas où il y aurait ruissellement en l'absence de précipitation. D'ailleurs, Monfet (1979) mentionne à la page 29 qu'une ordonnée à l'origine est rencontrée ce qui implique qu'il y a du ruissellement alors qu'il n'y a pas eu de pluie. Toutefois, Monfet (1979) ne spécifie pas de qu'elle ordonnée il s'agit.

Les régressions proposées par Monfet peuvent être réécrites sous la forme suivante :

$$\begin{aligned}
H_r &= \alpha (H_p - I_a) & \text{si } H_p > I_a \\
&= 0 & \text{si } H_p \leq I_a
\end{aligned} \tag{5.13}$$

avec les valeurs de α et I_a indiquées au Tableau 5.4. Le paramètre I_a de l'équation précédente est assimilable à la valeur correspondante la méthode SCS puisqu'il définit un seuil au-delà duquel il y a ruissellement. L'approche de Monfet est similaire aux formulations proposées par Fogel et Duckstein (1970) et par Hawkins (1992). Le principal défaut de cette approche est qu'elle implique que lorsque $(H_p - I_a) \rightarrow \infty$ alors $(H_p - I_a - H_r) = (H_p - I_a)(1 - \alpha) \rightarrow \infty$ c'est-à-dire que la rétention maximale potentielle est infinie ($S_r \rightarrow \infty$).

Tableau 5.4– Valeurs de α et l_a de la méthode Monfet sous la forme de l'Équation 5.13 selon les différents intervalles de CN.

CN	α	l_a (mm)
30-40	0.24	3.9
40-50	0.29	3.4
50-60	0.43	6.9
60-70	0.43	4.6
70-80	0.40	1.9
80-90	0.505	4.9

Guillou (2012) souligne quelques limites associées à la démarche et aux régressions de Monfet :

1. Elles sont issues de bassins-versants de relativement grande taille (Tableau 5.3);
2. Les bassins-versants étaient généralement boisés;
3. Les débits de base étaient soustraits des hydrogrammes par une méthode ayant tendance à surestimer les volumes de ruissellement.

A ces limites il faut ajouter l'hypothèse discutable d'une rétention potentielle maximale infinie. Également, ces régressions n'ont pas une répartition uniforme d'une classe à l'autre de CN et les hauteurs de ruissellement calculées pour des valeurs CN allant de 50 à 79 sont très similaires. Pour des hauteurs de pluies importantes (>65 mm) les hauteurs de ruissellement calculées pour des CN allant de 50 à 59 sont supérieures à celles calculées pour des CN allant de 70 à 79, ce qui est contraire au résultat attendu et différent de ce qui est présenté à la Figure 9 de Monfet (1979).

5.3 Application de la Méthode SCS

Pour effectuer les analyses quant à l'applicabilité de la Méthode SCS, les hydrogrammes 1, 3 et 4 de la Figure 3.2 ont été considérés (248 événements). Toutefois, seuls les événements de pluie dont la hauteur est supérieure à 20 mm ont été retenus. Ce critère est basé sur la revue de littérature exposée à la Section 5.1.3 et correspond approximativement à la hauteur d'une précipitation de période de retour 2 ans dont la durée est équivalente au temps de concentration du bassin-versant. Le temps de concentration retenu dans ce cas-ci est d'une heure et correspond environ au temps médian de la méthode d'estimation T_p aux sites Berna, Lennox 1, Palardy et Lennox 2. Le Tableau 5.5 montre que, pour les sites à l'étude, la hauteur de pluie correspondant à une période de retour 2 ans de durée une heure établie à partir des courbes HDF (Hauteur-Durée-Fréquence) des stations météorologiques les plus près. En conservant les épisodes de pluie générant 20 mm de pluie et plus, 134 événements

pluie/débit sont utilisés pour les analyses qui suivront sur l'applicabilité de la Méthode SCS.

Tableau 5.5 - Hauteurs de pluie en chaque site estimées à partir des courbes HDF des stations météorologiques les plus près pour une période de retour 2 ans et une durée d'une heure (Mailhot *et al.* 2014).

Site	Berna, Girard, Landry	Blanchette, Palardy	Lennox 1 Lennox 2
Station météo	Montréal/Saint-Hubert A	Sainte-Madeleine	Lennoxville
Numéro de station	7027320	7027517	7024280
Nombre d'années disponibles	25	15	32
Hauteur de pluie (mm)	21.4	24.1	22.7

Trois versions de la Méthode SCS ont été appliquées. La première version utilise la Méthode dans sa forme originelle, i.e. en utilisant les tables des valeurs de CN proposées et la valeur $\lambda = 0.2$ (Section 5.3.1). Cette version est désignée dans ce qui suit par Méthode SCS originelle. La seconde version correspond à la version modifiée proposée par Jiang (2001) et Hawkins *et al.* (2002) où $\lambda = 0.05$ et le S_r correspondant est estimé à partir de l'Équation 5.11 (Section 5.3.1). Cette version est désignée dans ce qui suit par Méthode SCS modifiée. Enfin la troisième version utilise les valeurs de I_a et S_r déterminées par ajustement de l'Équation 5.1 aux valeurs observées (Section 5.3.2). Cette version est désignée dans ce qui suit par Méthode SCS ajustée.

Afin de quantifier globalement les écarts entre valeurs estimées par la Méthode SCS et les valeurs observées, deux métriques sont utilisées. La première est le *Root Mean Square Error* (RMSE) défini par :

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (x_j - y_j)^2} \quad (5.14)$$

où x_j et y_j correspondent aux valeurs estimées et mesurées respectivement et où N est le nombre de valeurs. Le *RMSE* mesure l'écart moyen entre valeurs estimées et

mesurées, une valeur nulle correspondant à une égalité stricte des valeurs mesurées et estimées. La seconde métrique est le biais total (B) défini par :

$$B = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (x_j - y_j) = (\bar{x} - \bar{y}) \quad (5.15)$$

où \bar{x} et \bar{y} correspondent aux valeurs moyennes estimées et mesurées respectivement. Le biais permet de voir si les valeurs estimées tendent globalement à surestimer ou sous-estimer les valeurs observées (ce que ne permet pas d'apprécier le *RMSE*).

5.3.1 Méthodes SCS originelle et modifiée

La Méthode dans sa forme originelle utilise l'Équation 5.1 et considère les valeurs de CN établit à partir des Tables 2-2a à 2-2d de USDA et NRCS (1986) pour la valeur $\lambda=0.2$. Le Tableau 5.6 présente les valeurs correspondantes de CN, S_r et I_a en chacun des sites. Les trois valeurs de ARC sont également présentées. Rappelons que ces différentes valeurs représentent les conditions antérieures d'humidité (*Antecedent Runoff Condition*) et que les valeurs ARC I, ARC II et ARC III correspondent respectivement à des conditions antérieures d'humidité sèches (ARC I), 'moyenne' (ARC II) et humides (ARC III). Ponce et Hawkins (2002) soulignent toutefois que ces intervalles doivent être interprétés comme des 'intervalles d'erreur' (*error bonds*) caractérisant la variabilité observée des relations pluies/ruissellement. Cette interprétation suggère que ces intervalles ne tiennent pas uniquement compte des conditions antérieures d'humidité mais de l'ensemble des facteurs qui peuvent entraîner une variabilité des hauteurs de ruissellement non pris en compte par la Méthode SCS.

La seconde version, dite modifiée, correspond à celle proposée par Jiang (2001) et Hawkins et al. (2002). Selon cette version, la valeur de S_r estimée à partir de la valeur originelle de CN (Tableau 5.6) doit être modifiée pour obtenir une valeur de S_r , $S_r(0.05)$, correspondant au cas $\lambda=0.05$ (Équation 5.11). Les valeurs de $S_r(0.05)$, de CN et de I_a en chaque site sont présentées au Tableau 5.7. Les valeurs ARC I, ARC II et ARC III apparaissant au Tableau 5.6 ont été établies à partir des valeurs ARC I, II et III de la méthode originelle. Ainsi la valeur $S_r(0.05)$ correspondant à la valeur de $S_r(0.2)$ pour le CN ARC II par exemple, est estimée à partir de l'Équation 5.11, de même pour les valeurs CN ARC I et III.

Tableau 5.6 – Valeurs des *Curve Numbers* (CN), de la rétention potentielle maximale correspondante (S_r) et de la rétention de base (I_a) pour chaque site utilisées pour la Méthode SCS originel ($I_a/S_r=0.2$).

Site	CN			S_r (mm)			I_a (mm)		
	ARC I	ARC II	ARC III	ARC I	ARC II	ARC III	ARC I	ARC II	ARC III
Berna	75	88	95	84.7	34.6	13.4	16.9	6.9	2.7
Blanchette	58	76	89	183.9	80.2	31.4	36.8	16.0	6.3
Girard	64	81	92	142.9	59.6	22.1	28.6	11.9	4.4
Landry	66	82	92	130.8	55.8	22.1	26.2	11.2	4.4
Lennox 1	52	71	86	234.5	103.7	41.3	46.9	20.7	8.3
Lennox 2	75	88	95	84.7	34.6	13.4	16.9	6.9	2.7
Palardy	70	85	94	108.9	44.8	16.2	21.8	9.0	3.2

Tableau 5.7 – Valeurs de la rétention potentielle maximale ($S_r(0.05)$) et de la rétention de base (I_a) en chaque site dans le cas où $I_a/S_r=0.05$ utilisées pour la Méthode SCS modifiée.

Site	CN			$S_r(0.05)$ (mm)			I_a (mm)		
	ARC I	ARC II	ARC III	ARC I	ARC II	ARC III	ARC I	ARC II	ARC III
Berna	65	84	94	134.9	48.3	16.1	6.7	2.4	0.8
Blanchette	44	67	85	329.2	126.8	43.1	16.5	6.3	2.2
Girard	51	74	90	246.2	90.1	28.8	12.3	4.5	1.4
Landry	53	75	90	222.5	83.4	28.8	11.1	4.2	1.4
Lennox 1	37	60	81	435.2	170.4	59.2	21.8	8.5	3.0
Lennox 2	65	84	94	134.9	48.3	16.1	6.7	2.4	0.8
Palardy	59	80	93	180.1	64.9	20.2	9.0	3.2	1.0

La Figure 5.3 présente les résultats pour la Méthode SCS originelle et le Tableau 5.8 donne les valeurs de *RMSE* et de biais pour cette méthode (première et quatrième colonnes). Si l'on s'intéresse aux événements de pluie de plus de 20 mm, la Méthode SCS originelle (ARC II) tend à surestimer les hauteurs de ruissellement aux sites Berna, Girard, Landry et Palardy alors qu'elle sous-estime très nettement les valeurs au site Lennox1. L'accord au site Lennox 2 est relativement bon malgré le faible nombre

d'événements à ce site. Pour le site Blanchette, l'accord global entre les hauteurs de ruissellement estimées à partir de la méthode originelle et les hauteurs mesurées est également bon. Toutes les hauteurs de ruissellement mesurées au site Lennox 2 pour les pluies de plus de 20 mm se trouvent entre les courbes ARC I et III. Il s'agit du seul site dans ce cas. Certains sites ne présentent, outre les valeurs entre les courbes ARC I et II, que des valeurs sous la courbe ARC I (Berna, Girard et Palardy), que des valeurs au-delà de la courbe ARC III (Blanchette, Landry et Lennox 1). Ces résultats montrent toutefois une très grande dispersion des hauteurs de ruissellement mesurées suggérant que plusieurs facteurs autres que la hauteur de pluie déterminent les hauteurs de ruissellement.

La Figure 5.4 présente les résultats correspondants pour la Méthode SCS modifiée. Globalement les résultats sont assez similaires à la Méthode SCS originelle. Les valeurs de RMSE et du biais ne sont pas systématiquement meilleures à tous les sites pour la méthode modifiée (Tableau 5.8).

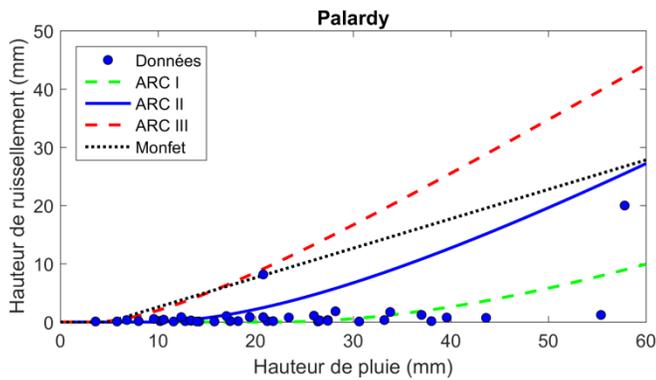
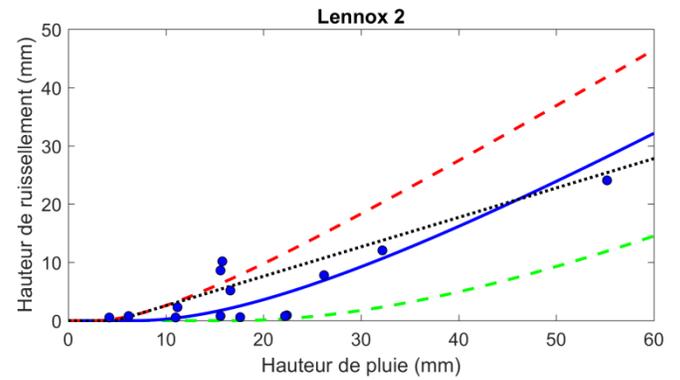
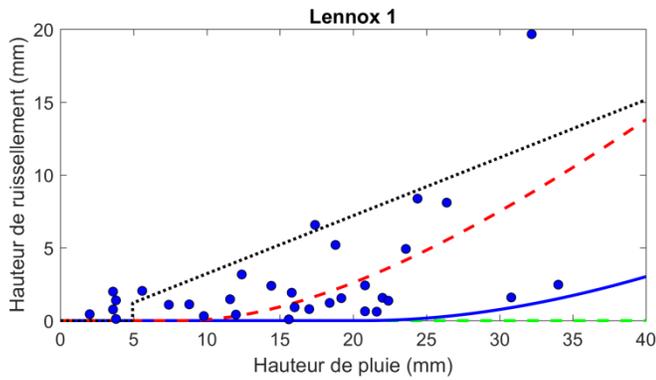
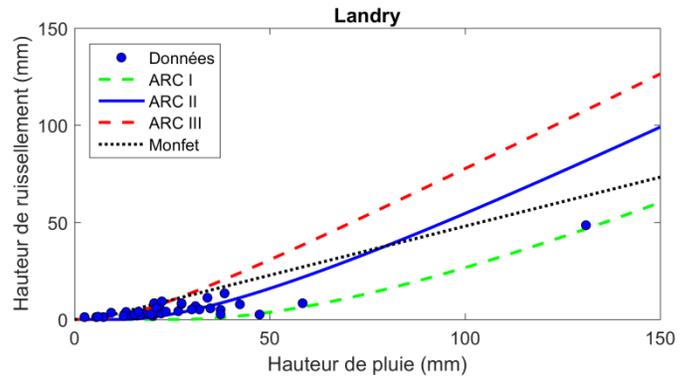
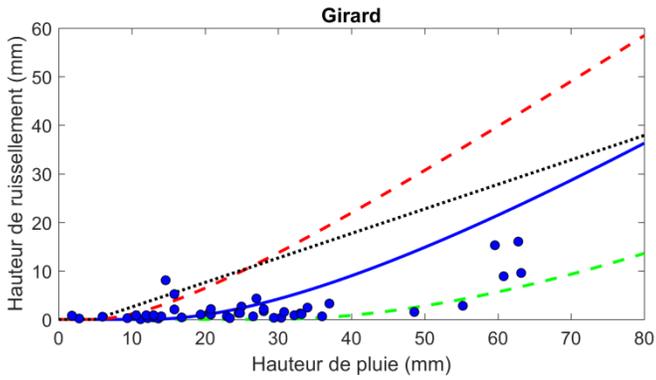
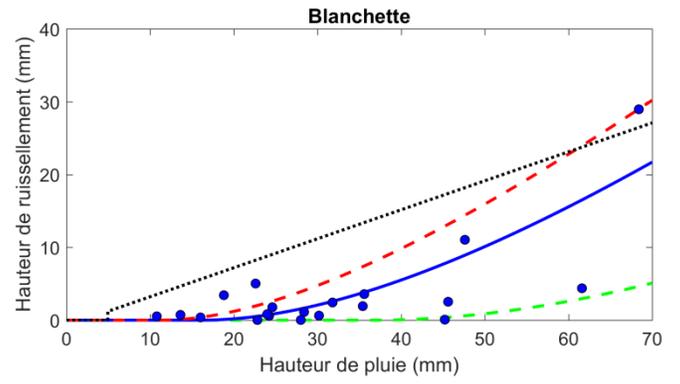
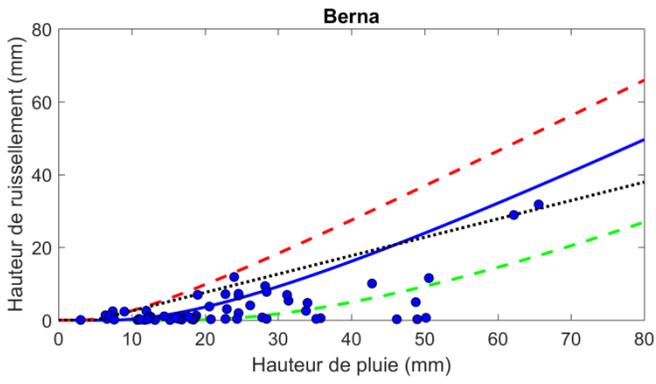


Figure 5.3 – Hauteur de ruissellement (mm) en fonction de la hauteur de pluie (mm) aux sites sous étude. Les courbes correspondent à la Méthode SCS originelle (ARC I, II et III) et les points aux valeurs mesurées aux différents sites. Les régressions de Monfet sont également présentées.

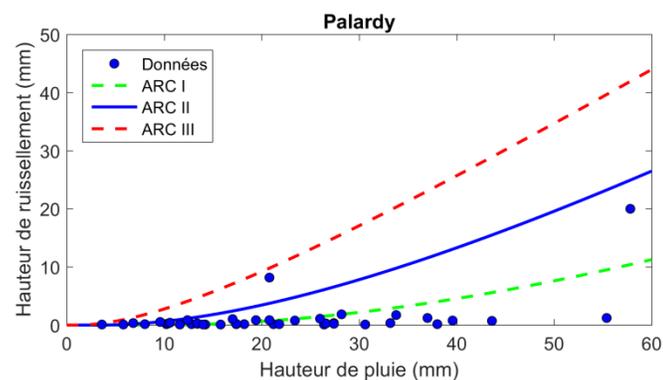
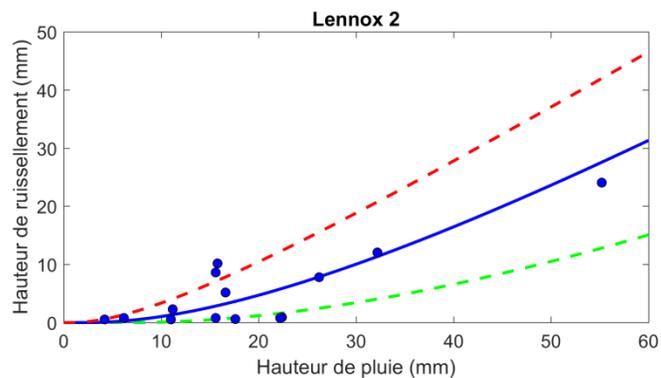
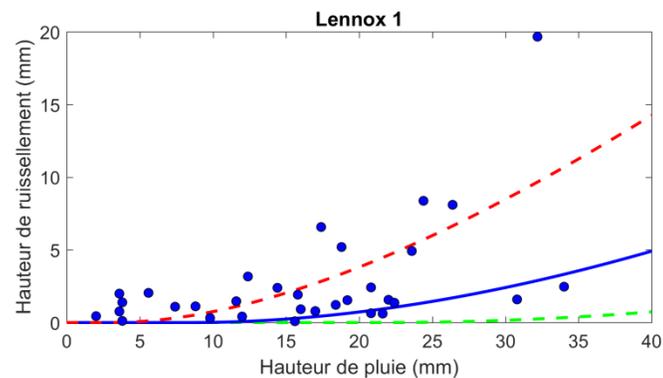
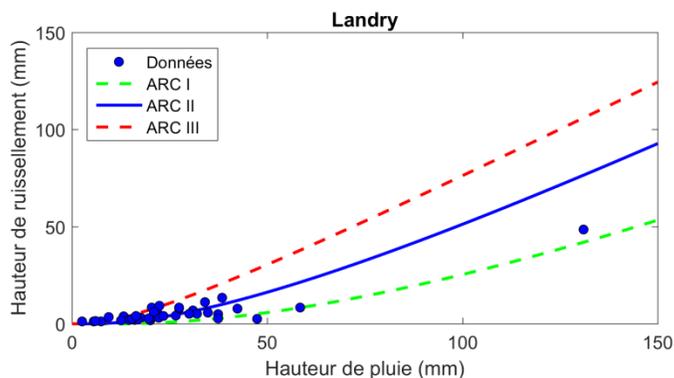
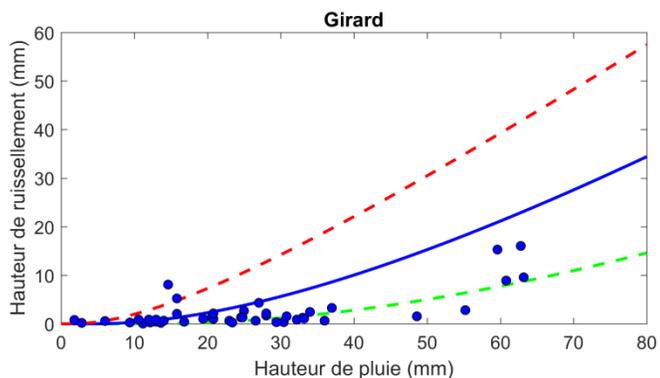
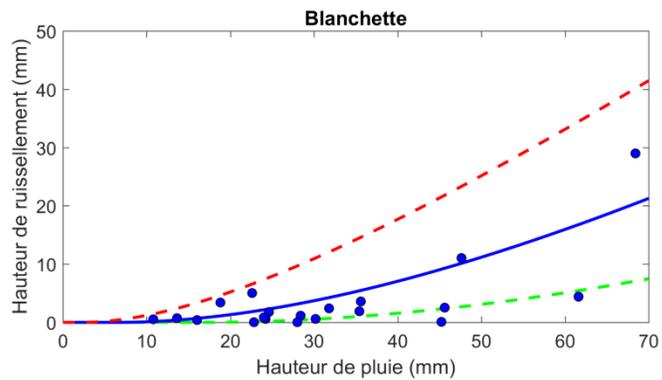
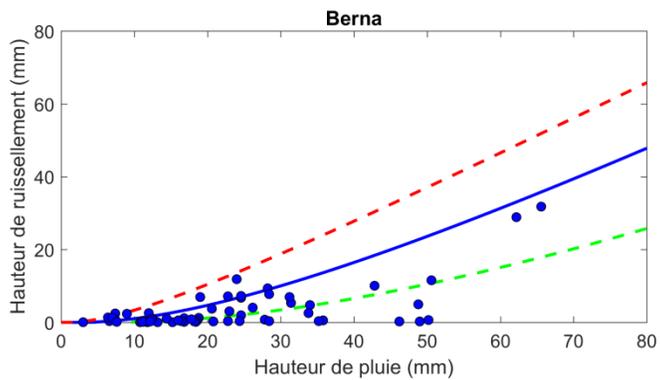


Figure 5.4 – Hauteur de ruissellement (mm) en fonction de la hauteur de pluie (mm) aux sites sous étude. Les courbes correspondent à la Méthode SCS modifiée (ARC I, II et III) et les points aux valeurs mesurées aux différents sites.

Tableau 5.8– Valeurs du *Root Mean Square Error* (RMSE) et du biais pour chacun des sites selon les différentes versions de la Méthode SCS utilisées, en tenant compte des valeurs de ruissellement mesurées et estimées. Il est important de noter que seuls les événements de pluie de plus de 20 mm sont considérés dans l'estimation des valeurs du RMSE et du biais. Un biais positif signifie que la méthode considérée surestime globalement les hauteurs de ruissellement observées.

Site	Nombre d'événements de pluie de plus de 20 mm	RMSE (mm)				Biais (mm)			
		SCS originelle	SCS modifiée	SCS ajustée	Monfet	SCS originelle	SCS modifiée	SCS ajustée	Monfet
Berna	29	9.9	10.0	5.9	10.8	6.6	7.2	-1.1	8.7
Blanchette	16	4.6	5.1	5.9	10.7	1.0	2.3	-2.3	9.5
Girard	27	6.2	6.6	2.7	12.7	4.2	5.2	-1.0	11.9
Landry	24	8.8	7.8	6.7	9.1	1.05	1.9	0.8	7.25
Lennox 1	10	6.8	6.0	6.1	6.7	-4.3	-3.1	-3.3	4.6
Lennox 2	5	3.1	3.5	2.7	5.3	1.9	2.6	0.2	4.4
Palardy	20	8.5	9.0	4.4	12.7	6.4	7.3	-1.7	11.6

5.3.2 Méthode SCS ajustée

La troisième version de la Méthode SCS a consisté à déterminer la valeur de λ qui permettait le mieux de reproduire les résultats observés. L'approche s'apparente à celle utilisée par Fu *et al.* (2011) et décrite à la Section 5.1.2. Elle procède selon les étapes suivantes :

1. Une valeur de λ est d'abord fixée.
2. Pour chaque paire de valeurs (H_p, H_r) , la valeur correspondante de S_r est estimé à partir de la relation suivante :

$$S_r = \frac{[2 \lambda H_p + (1 - \lambda) H_r] - \sqrt{(1 - \lambda)^2 H_p^2 + 4 \lambda H_p H_r}}{2 \lambda^2} \quad (5.16)$$

Cette équation est équivalente à l'Équation 5.7. Elle permet donc d'estimer la rétention maximale potentielle S_r de chacun des événements mesurés supposant une valeur de λ donnée.

3. Une régression des valeurs de rétention initiale estimées à partir des hyétogrammes et des hydrogrammes de chacun des événements, $I_a^{(mes)}$, en fonction des valeurs de S_r déterminés à l'étape précédente est ensuite réalisée :

$$I_a^{(mes)} = \lambda' S_r \quad (5.17)$$

4. La valeur de λ' est comparé à la valeur initiale utilisée λ et les étapes 2 et 3 sont répétées jusqu'à ce que $\lambda' = \lambda$.

Cette procédure permet donc d'estimer la valeur de λ pour laquelle les valeurs de S_r des événements considérés et les I_a correspondant ($I_a^{(est)} = \lambda S_r$) sont similaires aux valeurs I_a observées ($I_a^{(mes)} = I_a^{(mes)}$).

Cette approche repose sur les hypothèses suivantes :

1. La méthode SCS (Équation 5.1) est valable.
2. La grande variabilité des hauteurs de ruissellement mesurées (voir Figures 5.3) suggère que, pour les sites sous étude, plusieurs facteurs autres que la hauteur de pluie conditionnent les hauteurs de ruissellement et que les rétentions maximales potentielles varient beaucoup d'un événement à l'autre.

3. Même si les valeurs de S_r et donc de I_a varient d'un événement à l'autre, la relation $I_a = \lambda S_r$ s'applique à chacun événement et λ est le même pour tous les événements et tous les bassins considérés.
4. La procédure décrite à la Figure 5.1 permet d'estimer les valeurs de I_a avec lesquelles les valeurs estimées à partir de la relation $I_a = \lambda S_r$ peuvent être comparées.

La valeur de λ ainsi estimée est de 0.03, valeur très différente de la valeur de la méthode SCS originelle ($\lambda = 0.2$) et légèrement inférieure à la valeur de la Méthode SCS modifiée ($\lambda = 0.05$). La Figure 5.5 montre les fonctions de répartition (*Cumulative Distribution Function* CDF) des valeurs de CN des différents événements en chaque site obtenues à partir de l'Équation 5.16 en utilisant $\lambda = 0.03$. Les lignes verticales correspondent aux valeurs estimées à partir de la Méthode SCS originelle. Il est important de noter que seuls les événements de pluie de plus de 20 mm ont été considérés. Le Tableau 5.9 présente les valeurs de CN correspondant aux 10^e, 50^e et 90^e percentiles des CDF aux différents sites avec la valeur correspondante de la Méthode SCS originelle (ARC II). Ces percentiles ont été retenus puisqu'ils auraient permis de définir les intervalles considérés pour les valeurs de CN ARC I et ARC III (Ponce et Hawkins, 1996).

Tableau 5.9– Valeurs des 10^e, 50^e et 90^e percentiles des distributions de CN aux différents sites selon la Méthode SCS ajustée et valeurs de la Méthode SCS originelle (ARC II).

Site	CN			CN selon SCS originelle (ARC II)	CN selon SCS originelle (ARC I)
	10 ^e percentile	50 ^e percentile	90 ^e percentile		
Berna	22	63	84	88	75
Blanchette	22	43	76	76	58
Girard	31	48	65	81	64
Landry	47	74	88	82	66
Lennox 1	47	55	85	71	52
Lennox 2	49	68	85	88	75
Palardy	25	32	52	85	70

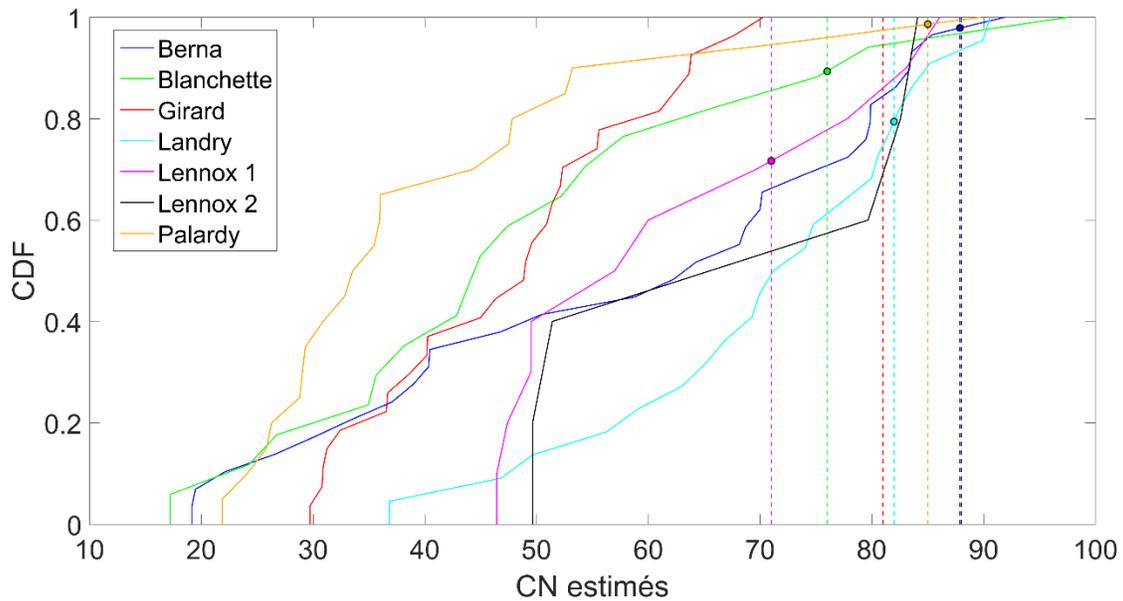


Figure 5.5 – *Cumulative Distribution Function (CDF)* des valeurs de CN des différents événements aux différents sites. Les lignes verticales correspondent aux valeurs de CN de la Méthode SCS originelle (ARC II) et les points sont à l'intersection entre ces valeurs et les CDF du site correspondant. La valeur de $\lambda = 0.03$ a été considérée.

Un examen de la Figure 5.5 et du Tableau 5.9 montre que les valeurs de CN de la Méthode originelle (ARC II) surestiment largement les valeurs médianes à tous les sites et qu'elles dépassent en plusieurs sites les valeurs du 90^e percentile. De plus, les intervalles des valeurs de CN estimées (10^e et 90^e percentiles) sont nettement plus larges que les valeurs de la Méthode SCS originelle. Ces résultats suggèrent donc que les capacités de rétention maximales aux sites sous étude sont pour plusieurs événements beaucoup plus grandes que les valeurs proposées par la Méthode SCS originelle (plus petites valeurs de CN aux sites que valeurs SCS) et que la variabilité inter-événement des conditions hydrologiques conditionnant la relation ruissellement/pluie est également plus grande que celle proposée par la Méthode SCS originelle (plus grande dispersion des valeurs de CN). Ainsi, l'utilisation des valeurs de CN de la Méthode SCS originelle à ces sites résultera en des hauteurs de ruissellement calculées plus élevées que celles généralement mesurées dans environ 90 % des événements.

La Figure 5.6 présente les valeurs de S_r pour chacun des événements aux différents sites avec les valeurs correspondants de I_a mesurées. Ce graphique reproduit l'allure originale de la Figure 5.2 maintes fois reproduite dans les divers documents consultés. Une comparaison des Figures 5.2 et 5.6 montre que la dispersion des points est relativement similaires mais que la pente de la régression pour les sites sous étude est effectivement beaucoup plus faibles que celle estimées à partir des données de la Figure 5.2.

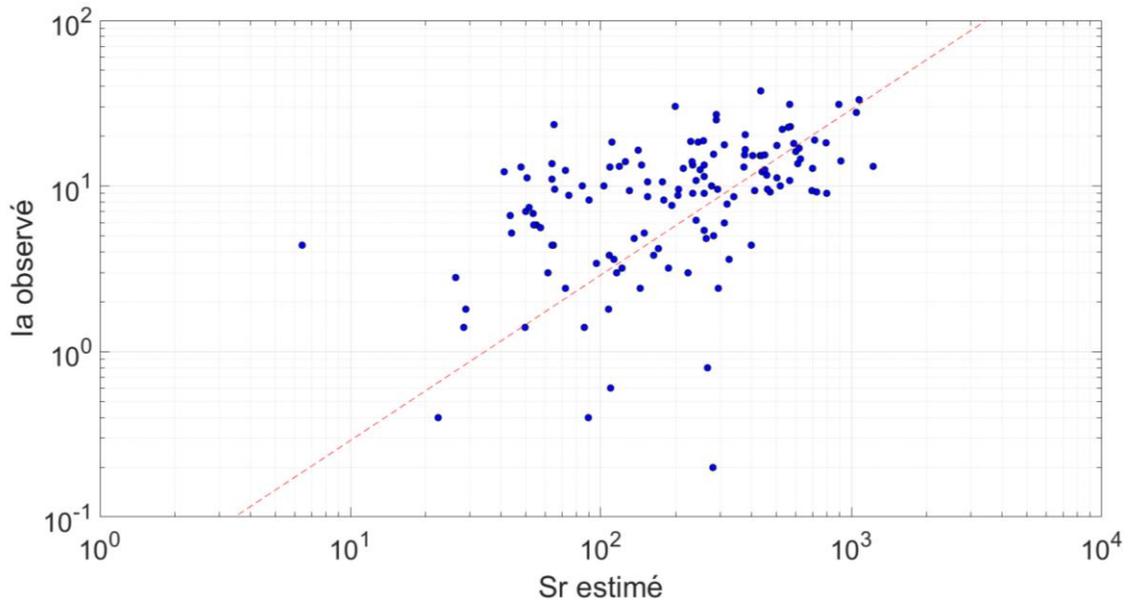


Figure 5.6 - Valeurs de S_r pour chacun des événements aux différents sites avec les valeurs correspondantes de I_a mesurées selon la procédure décrite à la Figure 5.2. La pente de la régression correspond à $\lambda=0.03$

La Figure 5.7 présente les hauteurs de ruissellement en fonction des hauteurs de pluie aux différents sites pour les 10^e, 50^e et 90^e percentiles des distributions des CN (Tableau 5.9). On constate que les courbes des 10^e et 90^e percentiles définissent bien 'l'enveloppe' des hauteurs de ruissellement mesurées. De plus, le Tableau 5.8 indique que la valeur de CN médiane estimée à partir de la Méthode SCS ajustée permet de réduire les valeurs de RMSE et de biais à tous les sites sauf le site Blanchette.

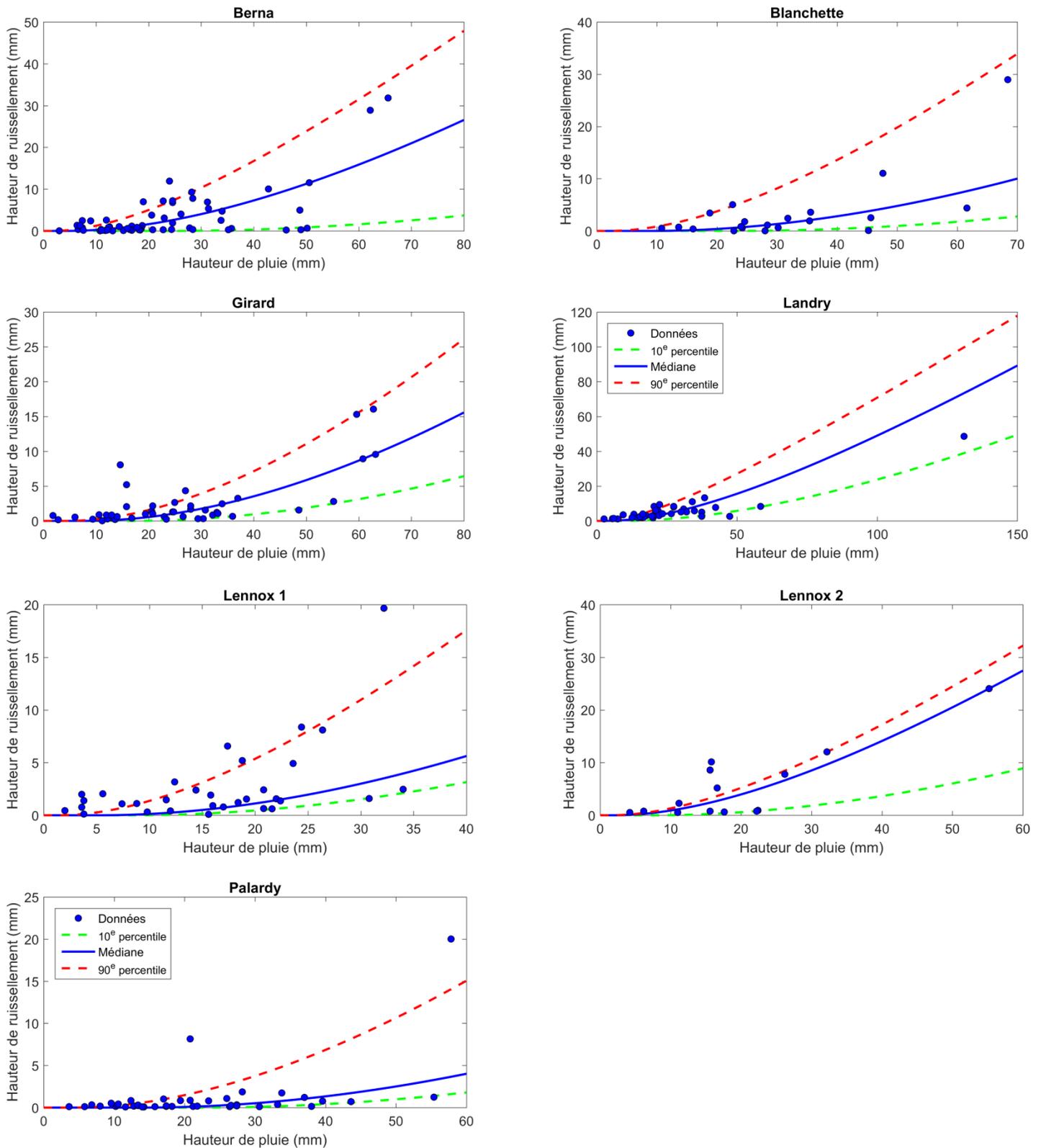


Figure 5.7 - Hauteur de ruissellement (mm) en fonction de la hauteur de pluie (mm) aux sites sous étude. Les courbes correspondent à la Méthode SCS ajustée (ARC I, II et III) et les points aux valeurs mesurées aux différents sites.

Les analyses actuelles permettent de tirer les conclusions suivantes :

1. Les Méthodes SCS originelle et modifiée surestiment les hauteurs de ruissellement. De plus, les écarts entre les valeurs estimées par ces deux méthodes et les valeurs observées ainsi que les biais sont somme toute similaires.
2. La Méthode SCS ajustée a permis d'identifier un $\lambda = 0.03$ ce qui est très inférieur à ce qui est utilisé par la Méthode SCS originelle (0.2) mais qui est très près de la valeur proposée par Jiang (2001) et Hawkins *et al.* (2002) de 0.05.
3. Les valeurs de CN de la Méthode SCS ajustée sont nettement inférieures aux valeurs de CN de la Méthode SCS originelle considérant un percentile équivalent. Cela implique que le potentiel de rétention des sites à l'étude est plus grand que les valeurs proposées par la Méthode SCS originelle. Dès lors, l'utilisation de $\lambda = 0.03$ avec les CN correspondant au 50^e percentile (ARC II) de la Méthode SCS originelle (Tables 2-2a à 2-2d de USDA et NRCS, 1986) permettra d'estimer des hauteurs de ruissellement plus élevées que ceux générés par 90 % des événements observés.
4. La très grande dispersion des hauteurs de ruissellement mesurées suggère que plusieurs facteurs (e.g. conditions antérieures d'humidité, pratiques agricoles) autres que la hauteur de pluie ont un impact déterminant sur les hauteurs de ruissellement générées par un événement de pluie donnée.

5.3.3 Facteurs susceptibles d'influencer la réponse hydrologique des bassins sous étude

Afin de tenter de mieux comprendre l'ensemble de ces résultats et l'impact potentiel de divers facteurs susceptible de modifier les hauteurs de ruissellement pour une hauteur de pluie donnée (p. ex. conditions antérieures d'humidité), diverses analyses préliminaires ont été conduites dont la présente section rend compte. Par ailleurs, toujours afin de mieux comprendre la réponse hydrologique des bassins sous étude, une discussion de certain événement aux sites Blanchette et Palardy est présentée aux Sections 5.2.4.1 et 5.2.4.2 respectivement.

Le premier facteur, et le plus souvent évoqué dans la littérature pour expliquer la variabilité de la réponse hydrologique, sont les conditions antérieures d'humidité généralement associées au total de pluie sur les cinq jours précédant l'événement pluie/débit considéré.

La Figure 5.8 représente les valeurs de CN estimées à partir de la méthode SCS ajustée en fonction des totaux de pluie sur les cinq jours antérieurs pour tous les événements à tous les sites. Ces résultats suggèrent que la variabilité des valeurs de CN est beaucoup plus grande lorsque le total de pluie sur cinq jours est faible et que les CN tendent à être plus élevées lorsque le total de pluie sur cinq jours augmente. Considérant que des valeurs de CN plus élevées correspondent à des capacités de rétention plus faibles et

résultent en des hauteurs de ruissellement plus élevées, ce résultat semble corroborer l'hypothèse d'un impact des conditions antérieures d'humidité sur les hauteurs de ruissellement.

Un autre facteur susceptible d'avoir un impact est le stade de croissance des productions agricoles en chacun des sites. Afin de vérifier cette hypothèse, le graphique des valeurs de CN en fonction du jour julien où l'événement pluie/débit est survenu a été construit (Figure 5.9). Cette fois aucun comportement particulier n'est observé suggérant que l'impact de ce facteur n'est pas perceptible sur la base des données disponibles.

5.2.4.1 Site Palardy

Pour le site Palardy, des 41 événements pluie/débit considérés (Tableau 3.1), seulement deux ont généré plus de deux millimètres de ruissellement (Tableau 5.10). À priori, il est difficile de trouver des points communs à ces deux événements qui pourraient expliquer pourquoi les hauteurs de ruissellement mesurées sont si élevées comparativement aux autres événements pluie/débit. Il est important de mentionner que, sans tenir compte de ces événements, la hauteur moyenne de ruissellement pour tous les autres événements pluie/débit au site Palardy est de 0.47 mm.

Tableau 5.10 – Événements pluie/débit du bassin-versant Palardy ayant générés des hauteurs de ruissellement supérieures à deux millimètres.

Date (année-mois-jour)	Pluie 5 jours antérieurs (mm)	Durée (h)	Hauteur pluie (mm)	Intensité moyenne (mm/h)	Hauteur de ruissellement (mm)
2012-05-29	41.6	5.9	57.8	9.9	20.0
2014-04-14	9.6	42.9	20.8	0.8	8.2

Pour le premier événement survenu le 29 mai 2012, une précipitation d'intensité moyenne élevée survenant après une période antérieure de cinq jours relativement pluvieuse pourrait expliquer les hauteurs de ruissellement élevées observées (Tableau 5.10).

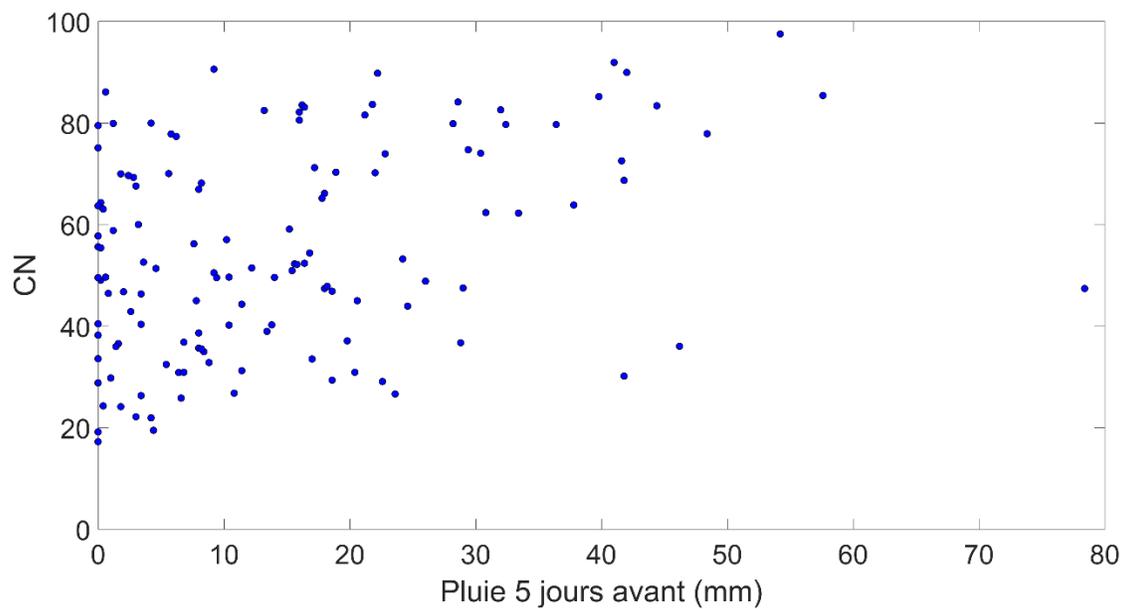


Figure 5.8 – Valeurs de CN estimées à partir de la méthode SCS ajustée en fonction des hauteurs de pluie totale sur les cinq jours précédents l'événement de pluie/débit considéré.

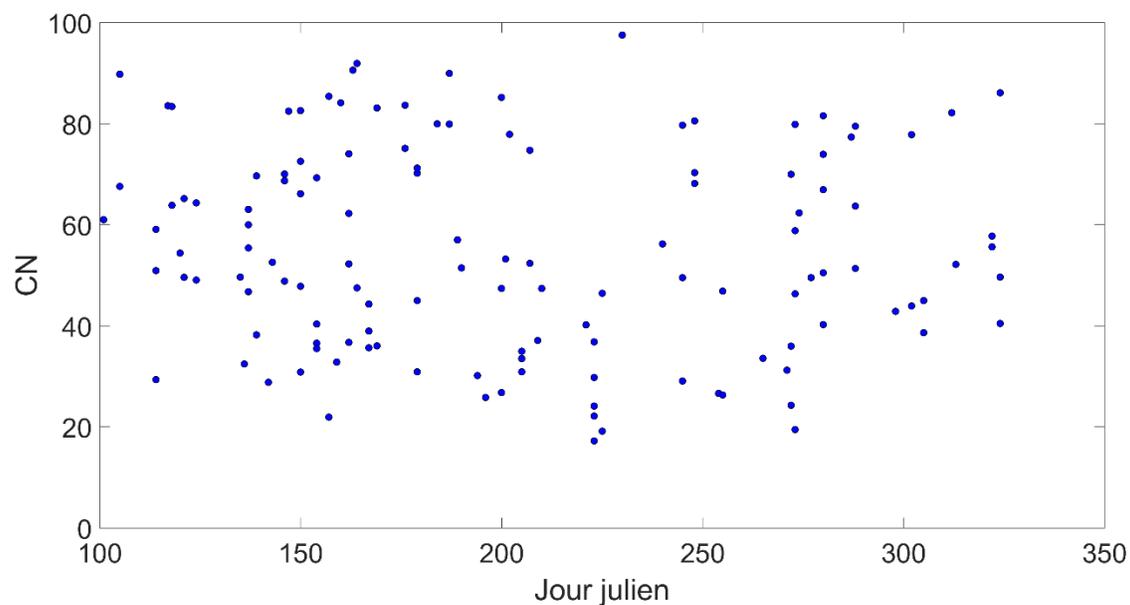


Figure 5.9 – Valeurs de CN estimées à partir de la méthode SCS ajustée en fonction du jour julien où est survenu l'événement de pluie/débit.

Pour le deuxième cas toutefois, l'intensité de la pluie est très faible et moins de 10 mm de pluie ont été reçus au cours des cinq jours antérieurs. Le moment de l'année où l'événement est survenu a certainement eu une influence plus grande sur la production de ruissellement. En effet, l'événement est survenu à la mi-avril. Bien qu'il ait été mentionné auparavant que tout événement susceptible d'avoir été influencé par la fonte de la neige avait été exclu des analyses (voir Chapitre 3), il est possible que ce cas fasse exception. Bien qu'il n'y ait plus de couvert de neige, il est possible que l'influence de la fonte de neige se fasse encore sentir et que les sols soient saturés malgré de faible précipitation au cours des cinq jours antérieurs. Il est intéressant de noter qu'un événement similaire, survenu à la même période de l'année (22 avril 2012) pour lequel la précipitation dans les cinq jours précédents était plus élevée (18.6 mm) et d'intensité moyenne également plus élevée (3.1 mm/h pour une durée de 12.9 heures pour un total de 39.6 mm de pluie) a généré une hauteur de ruissellement de 0,75 mm.

Le Tableau 5.11 présente tous les événements pour lesquels plus de 30 mm de pluie ont été reçus et où très peu de ruissellement a été observé (moins de 2 mm). Il est intéressant de noter que des événements pluie/débit caractérisés par des conditions antérieures sèches et de faibles intensités moyennes (événement # 5 et # 6) génèrent plus de ruissellement que d'autres événements caractérisés par des précipitations dans les cinq précédents beaucoup plus élevées et/ou une intensité moyenne plus grande (événement # 2 et # 8). A première vue, rien ne semble expliquer pourquoi des hauteurs de ruissellement si faibles ont été enregistrées pour ces événements au site Palardy si ce n'est que les capacités de rétention en ce site sont très élevées. D'ailleurs le CN médian en ce site était le plus faible de tous les sites (valeur de 32) avec des valeurs des 10^e et 90^e percentiles de 25 et 52, valeurs très nettement inférieures à celles proposées par la méthode SCS originelle (CN = 85).

Tableau 5.11 - Événements pluie/débit du bassin-versant Palardy dont les précipitations sont supérieures à 30 mm et ayant générés peu de ruissellement (moins de 2 mm).

Événement #	Date (année-mois-jour)	Total pluie 5 jours antérieurs (mm)	Durée (h)	Hauteur pluie (mm)	Intensité moyenne (mm/h)	Hauteur de ruissellement (mm)
1	2012-04-23	18.6	12.8	39.6	3.1	0.8
2	2013-09-02	22.6	3.2	33.2	10.1	0.4
3	2013-09-12	3.4	11.2	43.6	3.8	0.7
4	2015-06-16	11.4	4.0	33.8	8.4	1.7
5	2015-08-11	1.8	17.2	55.4	3.2	1.2
6	2015-09-29	1.4	16.0	37.0	2.3	1.2
7	2016-06-05	4.2	8.25	38.0	4.6	0.1
8	2016-07-14	6.6	2.08	30.6	14.7	0e.1

5.4 Méthode de Monfet

La méthode de Monfet a été appliquée en chacun des sites en utilisant les régressions de l'Équation 5.12. La Figure 5.3 montre très clairement que la méthode de Monfet surestime les hauteurs de ruissellement observées et ce pour tous les bassins à l'étude. Par ailleurs, cette méthode, tel que discuté à la Section 5.2, repose sur l'hypothèse que la capacité de rétention potentielle tend vers l'infinie ce qui est difficilement justifiable d'un point de vue physique et hydrologique. Le Tableau 5.8 indique par ailleurs que la méthode de Monfet conduit aux RMSE aux biais les plus élevées.

Chapitre 6 – Débit de pointe

Le présent chapitre vise à comparer certaines formulations proposées dans la littérature pour l'estimation des débits de pointe aux valeurs estimées par la méthode rationnelle et de l'hydrogramme triangulaire. La méthode rationnelle est d'abord décrite à la Section 6.1 et la méthode est appliquée à la Section 6.2. La Section 6.3 décrit la méthode de l'hydrogramme triangulaire et présente les résultats de son application.

Il convient de noter que la Section 6.1 provient d'un rapport réalisé dans le cadre du projet de révision des critères de conception des ponceaux pour des bassins de drainage de 25 km² et moins dans un contexte de changements climatiques (Mailhot *et al.*, 2016). Puisque ce rapport contient une revue de littérature très complète sur la méthode rationnelle (MÉRA), le texte a été ajouté de façon intégrale au présent rapport.

6.1 Méthode rationnelle

La Méthode Rationnelle (MÉRA) est utilisée couramment depuis plus de 125 ans en Amérique du Nord. Il est donc important de bien comprendre les fondements de cette équation pour bien en saisir les nuances et les limites. Les sections suivantes décrivent la MÉRA et ses différentes composantes. La Section 6.1.1 détaille l'origine de la MÉRA, les critiques à son égard et les raisons qui font que cette méthode est encore utilisée aujourd'hui. La Section 6.1.2 présente les hypothèses qui sous-tendent cette approche et discute du bien-fondé de son utilisation en milieu naturel par opposition au milieu urbain. La Section 6.1.3 présente le cadre d'application de la MÉRA en ce qui concerne la taille des bassins-versants. Finalement une revue de littérature portant sur le coefficient de ruissellement est présentée à la Sections 6.1.4.

6.1.1 La méthode rationnelle, 125 ans plus tard

L'origine de la MÉRA, bien qu'elle reste imprécise (Cleveland *et al.*, 2011), remonte à 1851 et est souvent attribuée à un ingénieur irlandais nommé Thomas Mulvany (Dooge, 1957). Toutefois, une description plus précise de la MÉRA a été présentée pour la première fois par Emil Kuichling (Kuichling, 1889). Cette méthode est encore largement utilisée aujourd'hui pour estimer les débits de pointe pour la conception de différentes structures hydrauliques, notamment en raison de sa simplicité, de sa large diffusion et de la littérature abondante à son sujet (Brustsaert, 2005; Dhakal *et al.*, 2013a; Grimaldi et Petroselli, 2015). De plus, la MÉRA a été adaptée un peu partout dans le monde afin de répondre à divers besoins spécifiques. C'est le cas notamment de la méthode de Caquot utilisée en France (Réméniéras, 1976; Hingray *et al.*, 2009) et de la méthode rationnelle urbaine *Urban Rational Method* décrite dans Goyen *et al.* (2014).

La méthode rationnelle sous sa forme la plus générale est représentée par l'équation suivante :

$$Q = \frac{C I_p A}{360} \quad (6.1)$$

où Q est le débit (en m^3/s), I_p l'intensité de la précipitation (en mm/h), A la superficie du bassin-versant considéré (en hectares) et C est le coefficient de ruissellement (adimensionnel). L'interprétation que l'on peut donner du coefficient de ruissellement varie selon les auteurs. L'approche traditionnelle ou déterministe veut que le coefficient de ruissellement exprime la relation entre le volume de ruissellement et le volume de pluie pour chaque événement de pluie (coefficient de ruissellement volumétrique, C_v ; Wong 2002; Dhakal *et al.*, 2012). Une seconde interprétation, dite probabiliste, consiste à dire que cette valeur correspond au rapport du débit de pointe de ruissellement et de l'intensité maximale de pluie sur une durée égale au temps de concentration du bassin-versant $C = Q / I_p$ (Dhakal *et al.*, 2012). Il est alors question du coefficient de ruissellement rationnel (C_R). L'interprétation que l'on donne au coefficient de ruissellement conditionne donc le sens et l'utilisation que l'on peut faire de l'équation (6.1) et des variables qu'elle contient, de même que la façon dont on peut évaluer ce coefficient.

L'utilisation de la MÉRA, près de 125 ans après sa première formulation, peut sembler surprenante considérant les avancées scientifiques réalisées depuis son premier énoncé et le peu d'améliorations apportées à celle-ci (Rossmiller, 1980). La MÉRA a d'ailleurs fait l'objet de plusieurs critiques, notamment par Yen (1992) qui se questionnait à savoir si l'utilisation de cette approche s'explique par des assises scientifiques solides ou par l'absence d'avancées significatives dans les domaines liés à l'hydrologie. En réponse à Yen (1992), Wong (2002) soutient que l'utilisation de la MÉRA est tout à fait justifiée lorsque le coefficient de ruissellement est interprété dans un sens probabiliste. C'est également ce qui est mentionné dans Pilgrim et Cordery (1993) et la MÉRA aurait d'ailleurs été initialement développée dans cet esprit (Kuichling, 1889 ; French *et al.*, 1974 ; Dhakal *et al.*, 2012). Cette interprétation probabiliste de la MÉRA qui établit une relation entre le débit de pointe de période de retour donnée et le produit de l'intensité de la précipitation, de même période de retour et la superficie d'un bassin-versant, aurait été initialement proposée par Horner et Flynt (1936). Elle aurait été un peu oubliée par la suite jusqu'aux travaux de Schaake *et al.* (1967), portant sur des bassins-versants en milieu urbain, et de French *et al.* (1974), qui se sont intéressés à des bassins-versants en milieu rural (Pilgrim et Cordery, 1993).

Une majorité des critiques formulées à l'égard de la MÉRA concernent d'ailleurs l'approche déterministe où le coefficient de ruissellement est dit volumétrique (C_v) et est associé au volume de ruissellement pour une pluie donnée ou encore un événement pluvieux individuel. De fait, la MÉRA, selon plusieurs auteurs, ne devrait pas être utilisée dans ce contexte (French *et al.*, 1974 ; Dhakal *et al.*, 2012). French *et al.* (1974), ainsi que Hotchkiss et Provaznik (1995), suite à des travaux réalisés sur des bassins-versants en Australie et au Nebraska (É.U.) respectivement, mentionnent que la MÉRA donne de

piètres résultats quand elle est utilisée pour estimer les débits de pointe d'événements pluvieux spécifiques.

Plus récemment, Grimaldi et Petroselli (2015) ont questionné l'utilité de la MÉRA considérant les avancées dans plusieurs champs d'expertises, notamment dans le domaine de la caractérisation physiographique des bassins versants. Ceux-ci ont dès lors proposé une nouvelle procédure qui nécessite globalement les mêmes informations que la MÉRA. Selon Grimaldi et Petroselli (2015), leur approche permettrait de remplacer la MÉRA et diminuerait la subjectivité associée à l'évaluation du C_R . Il est important toutefois de mentionner que les conclusions de ces auteurs ne sont basées que sur les résultats obtenus pour un seul bassin-versant. De plus, Grimaldi et Petroselli (2015) mentionnent que la méthodologie qu'ils proposent est plus complexe que la MÉRA et qu'elle implique, elle aussi, certains choix de la part de l'utilisateur. Il est dès lors justifié de se questionner sur la pertinence de nouvelles approches en regard des efforts supplémentaires nécessaires pour leur mise en œuvre.

6.1.2 Hypothèses de base de la méthode rationnelle

L'équation de la MÉRA repose sur plusieurs hypothèses dont les principales sont énumérées ci-dessous (hypothèses reprises du document Transports Québec, 2004). Toutes ces hypothèses et d'autres encore sont discutées dans Rossmiller (1980).

- Lors d'une précipitation d'une intensité constante et d'une distribution uniforme sur un bassin-versant, le taux maximal de ruissellement se produit lorsque la superficie entière du bassin contribue à l'écoulement à l'exutoire.
- Pour une précipitation d'une durée égale au temps de concentration, la période de retour du débit de pointe est identique à celle de la précipitation.
- Le taux maximal de ruissellement est une fraction du taux de précipitation. La relation est donc linéaire entre le débit et la précipitation.
- Le C_R est le même pour des précipitations de différentes périodes de retour et pour tout événement de précipitation sur un même bassin-versant.
- La MÉRA ne tient pas compte de l'emmagasinement des eaux en surface (TDT, 2014)

Il est important de mentionner que ces hypothèses sont valides pour des petits bassins-versants fortement imperméabilisés. À ce titre, il faut rappeler que la MÉRA a été développée pour estimer les débits de pointe en milieu urbain (Kuichling, 1889; Dhakal *et al.*, 2012). Lorsque les surfaces imperméables sont importantes, la valeur attribuée au C_R est constant d'une pluie à l'autre (French *et al.*, 1974). De plus, le drainage urbain minimise l'emmagasinement des eaux en surface (French *et al.*, 1974). Toutefois, lorsque la MÉRA est appliquée à des milieux plus naturels ou ruraux, certaines hypothèses s'appliquent plus difficilement, notamment celles reliées au C_R , à l'équivalence de la période de retour du débit de pointe et de la précipitation et à l'emmagasinement temporaire des eaux en surface. Ainsi :

- Le C_R peut varier en fonction de l'intensité de la pluie et il sera d'autant plus grand que la période de retour est élevée, mais également en fonction des conditions antérieures d'humidités et des saisons.
- L'influence des conditions hydrologiques antérieures et des saisons sur le C_R implique que des événements de même période de retour et de même durée ne généreront pas nécessairement des débits de pointe semblables.
- Les milieux naturels sont souvent caractérisés par la présence de lacs et milieux humides qui ont un impact important sur le régime hydrologique d'un bassin-versant.

6.1.3 Applicabilité de la méthode rationnelle

Plusieurs auteurs mentionnent que la MÉRA ne devrait être utilisée que pour de petits bassins-versants. Ainsi selon ASCE et WPCF (1969), la MÉRA, correctement appliquée, permet de donner des résultats satisfaisants pour les petits bassins-versants. Wanielista *et al.* (1997) affirment quant à eux que les hypothèses de la MÉRA sont raisonnables pour des bassins-versants dont le temps de concentration est inférieur à 20 minutes.

L'un des principaux arguments en faveur de l'utilisation de la MÉRA pour de petits bassins-versants provient du fait que la répartition spatiale des précipitations sur de grands bassins-versants a une plus grande probabilité de ne pas être uniforme (Rossmiller, 1980). Ainsi, la MÉRA, qui considère une distribution uniforme de la précipitation, pourrait conduire à une surestimation des débits de pointe (Hoang, 1979; Pilgrim et Cordery, 1993). À ce sujet, Cleveland *et al.* (2011) affirment que l'assertion selon laquelle la MÉRA surestime les débits de pointe fait presque consensus. Madramootoo (1989) a d'ailleurs rapporté le même constat au Québec pour un bassin-versant rural de 8.1 km².

Concernant la superficie des bassins-versants, ASCE et WPCF (1969) indiquent que les principes de bases de la MÉRA peuvent s'appliquer à de grands bassins-versants mais que les guides pratiques limitent généralement son application à des bassins-versants de moins de 13 km². C'est le cas notamment du guide provenant de *Colorado State University* (Heimstra et Reich, 1967). Brutsaert (2005) abonde dans le même sens en affirmant qu'en pratique, la MÉRA est généralement appliquée à des bassins-versants de moins de 15 km².

D'autres sources suggèrent une application encore plus restreinte de la MÉRA. Selon Hannon (1980), la MÉRA peut être appliquée à des bassins-versants de superficies généralement comprises entre 0,9 et 1,4 km² en fonction du degré d'urbanisation. Ceux-ci mentionnent que plus un bassin-versant est urbanisé, plus sa superficie devrait être petite et qu'un bassin-versant entièrement urbain ne devrait pas avoir une superficie supérieure à 0,3 km². Dans le même ordre d'idée, TDT (2014) restreint l'utilisation de la MÉRA à des bassins-versants urbains et ruraux dont la superficie ne dépasse pas 1 km² (200 acres).

Pour Young et McEnroe (2014), l'application limitée de la MÉRA à de très petits bassins-versants provient d'une mauvaise perception. À l'origine, Kuichling (1889) ne suggère aucune limite quant à la superficie des bassins-versants. À cet effet, celui-ci mentionne que pour les grands bassins-versants, une analyse plus élaborée, visant à identifier les conditions sous lesquelles les débits de pointe surviennent, est nécessaire mais que la même méthode peut être appliquée. Pilgrim et Cordery (1993) affirment pour leur part que plusieurs études ont démontrées l'applicabilité de la MÉRA à de plus grands bassins-versants. Young *et al.* (2009) appuient cette dernière affirmation en précisant toutefois que les bassins-versants ne doivent pas être régulés.

French *et al.* (1974) ont démontré que lorsque la MÉRA est utilisée pour estimer des débits de pointe selon une approche à base fréquentielle (Équation 6.2), elle pouvait être appliquée à des bassins-versants ruraux dont la superficie peut être supérieure à 250 km². Selon Pilgrim et Cordery (1993), la MÉRA est largement utilisée pour estimer les débits de pointe de petits (< 25 km²) et moyens (< 500 km²) bassins-versants ruraux. De plus, de multiples études récentes ont porté sur l'amélioration de l'utilisation de la MÉRA pour des bassins-versants pouvant atteindre 80, 320 voire 440 km² (Young *et al.*, 2009; Dhakal *et al.*, 2012; Dhakal *et al.*, 2013a,b).

Il est important également de mentionner les résultats de McEnroe *et al.* (2007) et Young *et al.* (2009). Ces derniers ont observé une très faible corrélation entre le C_R et la superficie des bassins-versants, pour des bassins-versants allant jusqu'à 78 km². Ce constat, également rapporté par Young et McEnroe (2014), suggère que la MÉRA peut être appliquée sur des bassins-versants dont la superficie peut atteindre environ 80 km². Ceux-ci ont développé des équations fréquentielles régionales des débits de pointe (*regional flood-frequency equations*) au Kansas (E.U.) qui ont une forme similaire à l'équation de la MÉRA. Une régression entre les valeurs de C_R et les précipitations annuelles moyennes a ensuite été estimée. Ces régressions prennent la forme suivante pour la période de retour 25 ans :

$$C_R = a P^K \quad (6.2)$$

où *a* et *K* sont des constantes et *P* est la précipitation annuelle moyenne. Young et McEnroe (2014) concluent que cette équation peut être utilisée pour des bassins-versants ruraux, situés au Kansas, avec un écoulement non régulé et dont la superficie est inférieure à 80 km².

Toutes les études n'arrivent toutefois pas aux mêmes conclusions. Ainsi, Nouh (1989), cité dans Cleveland *et al.* (2011), ont montré que la MÉRA ne s'appliquait pas, tant pour des bassins-versants de moins de 200 km² que pour de très grands bassins-versants (> 4000 km²) en régions montagneuses situés en Arabie Saoudite.

En résumé, de nombreuses sources suggèrent d'appliquer la MÉRA à des bassins-versants dont la superficie ne dépasse pas environ 15 km² et même dans certains cas 1 km². Toutefois, les arguments en faveur de cette dernière limite demeurent peu

convaincants. Plusieurs arguments jouent en faveur d'une utilisation de la MÉRA pour des bassins-versants plus grands. L'absence de relation entre le C_R et la superficie du bassin-versant en est certainement un. Il reste tout de même difficile d'établir une limite précise selon les informations actuelles et ce que les différentes sources suggèrent (15, 25, 80, 250, 320, 440 et 500 km²).

6.1.4 Estimation du coefficient de ruissellement rationnel (C_R)

Le coefficient de ruissellement C_R est le paramètre le plus imprécis et le plus difficile à estimer de la MÉRA (ASCE et WPCF, 1969; Pilgrim et Cordery, 1993, MDDEFP et MAMROT, 2014). L'estimation du C_R nécessite de préciser plusieurs caractéristiques (pente moyenne du bassin-versant, classification hydrologique et occupation du territoire) dont l'estimation peut varier d'un utilisateur à l'autre. De plus, il peut également varier pour d'autres raisons (saisonnalité, conditions antérieures, intensité de la pluie, etc.), ce qui va à l'encontre de l'une des hypothèses de base de la MÉRA voulant qu'il soit le même pour tout événement de précipitation sur un même bassin-versant. À cela s'ajoute le fait que l'estimation de C_R laisse place à une certaine subjectivité de la part de l'utilisateur (Grimaldi et Petroselli, 2015). Les guides d'hydrologie générale suggèrent fréquemment une fourchette de valeurs pour une même utilisation du sol. Dans ASCE et WPCF (1969) par exemple, l'étendue des valeurs du C_R pour une zone commerciale située au centre-ville (*Business-Downtown*) se situe entre 0,70 et 0,95 (voir Annexe D). Même pour une zone "plus naturelle" (*unimproved*) la fourchette de valeurs est de 0,10 à 0,30.

6.1.4.1 Influence de la période de retour

Le C_R est sensible à la période de retour de l'événement de pluie considéré (Hoang, 1979). Selon Hingray *et al.* (2009), la réactivité d'un bassin-versant sera d'autant plus grande que la précipitation est intense. Ainsi, un événement plus intense pourra générer davantage de ruissellement hortonien² et favorisera donc un C_R plus élevé (Hotchkiss et Provaznik, 1995; Hingray *et al.*, 2009). Dans ce contexte, le C_R peut être considéré comme une fonction de la période de retour (Pilgrim et Cordery, 1993; Hotchkiss et Provaznik, 1995; Titmarsh *et al.*, 1995).

Dès lors, des ajustements du C_R en fonction de la période de retour ont été proposés dans des documents d'hydrologie générale tels Gupta (1989) et Viessman et Lewis (2003). Ces valeurs sont présentées à la Figure 6.1. Il est important de mentionner que les valeurs proposées dans ces ouvrages proviennent, selon Dhakal *et al.* (2013b), de sources antérieures tel le manuel de conception de gestion des eaux pluviales du Denver de 1969 (*Urban Storm Drainage Criteria Manual* ; voir Waugh *et al.*, 2002 et Jens, 1979). La similarité des valeurs présentées dans Gupta (1989) et Viessman et Lewis (2003) avec celles de Jens (1979) pour une imperméabilisation de 65 % suggère une utilisation urbaine de ces facteurs de correction.

² Le ruissellement hortonien survient lorsque l'apport en pluie est plus grand que les capacités d'infiltration du sol (Hingray *et al.*, 2009).

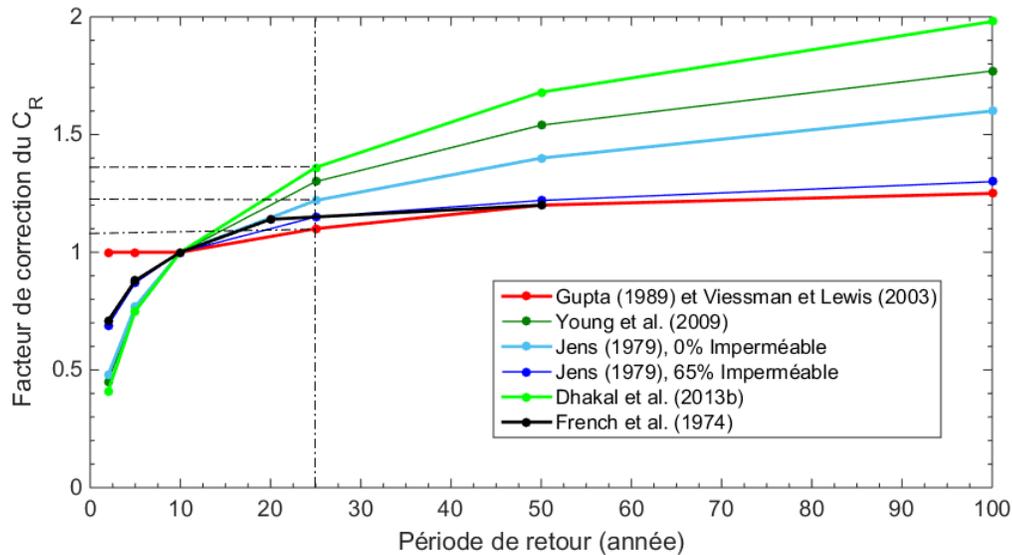


Figure 6.1 - Facteur de correction du coefficient de ruissellement rationnel en fonction de la période de retour selon différentes études.

Les faibles variations de C_R pour les périodes de retour allant de 2 à 10 ans ont été fort probablement rapportées par Schaake *et al.* (1967) qui ont observé une augmentation moyenne du C_R , pour les périodes de retour 1 et 10 ans, de seulement 10 % et qui ont conclu qu'il serait raisonnable d'utiliser une seule valeur pour cette gamme de période de retour. ASCE et WPCF (1969) a également peut-être influencé la décision de ces auteurs. Dans ce guide, il est spécifié que les valeurs de C_R proposées sont valables pour des événements pluvieux de périodes de retour 5 et 10 ans et que des valeurs plus élevées devraient être utilisées pour des événements moins fréquents. Cela permet aussi d'expliquer que la période de retour 10 ans est régulièrement utilisée à titre de référence pour déterminer le facteur de correction (f) définis par :

$$f = \frac{C_R(T)}{C_R(10)} \quad (6.3)$$

où T est la période de retour. La Figure 6.1 permet de constater que les valeurs de ce facteur de correction varient de façon importante selon les sources. Pour les périodes de retour inférieures à 10 ans, une grande variabilité des facteurs de correction apparaît surtout lorsqu'il est question de bassins-versants naturels (Jens, 1979; Young *et al.*, 2009 et Dhakal *et al.*, 2013b) ce qui concorde avec les résultats de Hotchkiss et Provaznik (1995). Sur la base de ces informations, le C_R pourrait être réduit de moitié et du quart pour les périodes de retour 2 et 5 ans comparativement à la période de retour 10 ans. Un autre fait intéressant est la similitude des valeurs entre Jens (1979) (cas avec 0% imperméable), Young *et al.* (2009) et Dhakal *et al.* (2013b) pour les périodes de retour inférieures à 10 ans.

Pour la période de retour 25 ans, qui est utilisée dans la conception des pontons au Québec pour des bassins-versants de moins de 25 km², les écarts du facteur de correction sont importants, allant de 1,10 à 1,36. Toutefois, si les facteurs de correction provenant de Gupta (1989), Viessman et Lewis (2003) ainsi que de Jens (1979) (cas à 65 % imperméable) ne sont pas considérés puisqu'ils représentent davantage des bassins-versants urbains, l'écart devient beaucoup moins grand (1,22 à 1,36). Ainsi, sur la base d'études antérieures, un facteur de correction d'environ 1,30 pourrait être retenu pour la période de retour 25 ans.

Pour les périodes de retour 50 et 100 ans, les valeurs de Gupta (1989), Viessman et Lewis (2003) et de Jens (1979) (cas à 65 % imperméable) se distinguent des autres. Ces valeurs, valables en milieu fortement urbanisé, sont nécessairement associées à des C_R plus élevés que les valeurs de Jens (1979) (cas avec 0% imperméable), Young *et al.* (2009) et Dhakal *et al.* (2013b). Elles sont donc moins sensibles à la période de retour, ce qui explique les facteurs de correction moins élevés pour les périodes de retour 50 et 100 ans. À l'inverse, les valeurs provenant de bassins-versants avec une composante rurale plus importante seront plus sensibles à la période de retour (ASCE et WPCF, 1969). Ainsi, si les facteurs de correction déterminés en milieu rural sont appliqués à des C_R élevés et associés à des surfaces imperméables importantes, les C_R résultant atteindront 1,0 rapidement (Figure 7.2). De plus, la Figure 6.2 suggère que les valeurs de C_R tendent asymptotiquement vers une valeur limite lorsque la période de retour augmente. Dooge (1973), Rossmiller (1980) et Grimaldi *et al.* (2012) mentionnent que pour des événements de pluie de périodes de retour élevées, le C_R devrait tendre vers une valeur constante.

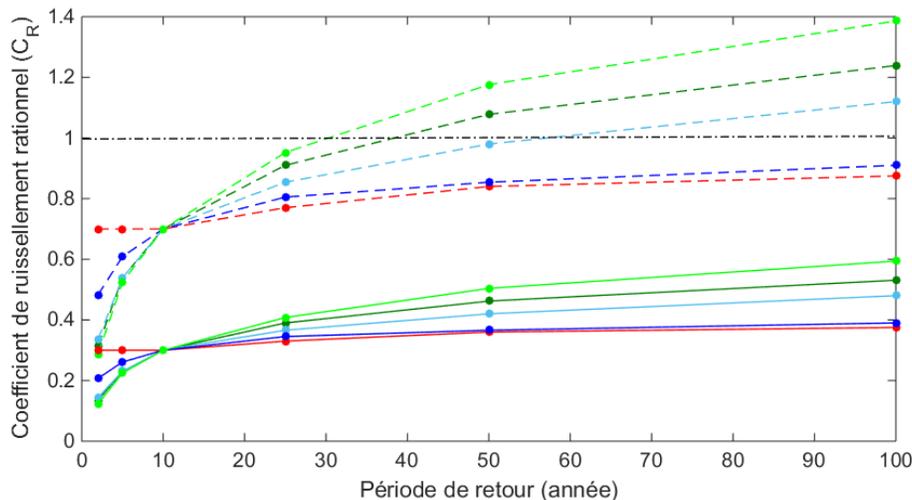


Figure 6.2 - Coefficients de ruissellement rationnels ajustés en fonction de la période de retour selon les facteurs de correction provenant de différentes études (lignes pleines : $C_R = 0,30$; lignes pointillées : $C_R = 0,70$; rouge : Gupta (1989) et Viessman et Lewis (2003); bleu foncé : Jens (1979, 65 % imperméable); bleu pâle : Jens (1979, 0 % imperméable); Vert foncé : Young *et al.* (2009); vert pâle : Dhakal *et al.* (2013b).

6.1.4.2 Influence des conditions hydrologiques antérieures

Les conditions hydrologiques antérieures peuvent également influencer la valeur de C_R (Schaake *et al.* 1967; Hotchkiss et Provaznik, 1995; Wanielista *et al.*, 1997). Une pluie s'abattant sur un sol humide génèrera un ruissellement plus rapidement que sur des sols secs. Les saisons, et la présence de plus ou moins de végétation, auront également une influence sur le C_R (Hoang, 1979; Madramootoo, 1988). Ainsi, le concept de valeur unique pour le coefficient de ruissellement apparaît difficilement applicable lorsque l'on considère des bassins-versants naturels où les conditions hydrologiques antérieures peuvent avoir une incidence majeure.

6.1.5 Valeurs proposées pour le coefficient de ruissellement rationnel (C_R)

Plusieurs valeurs de C_R ont été proposées dans la littérature pour différentes occupations du territoire (zone commerciale, industrielle, résidentielle, terrain de jeu, etc.) et différentes caractéristiques physiographiques (végétation, pente et classification hydrologique ; Chow *et al.*, 1988 ; Pilgrim et Cordery, 1993; Viessman et Lewis, 2003).

Les valeurs publiées du C_R et qui sont couramment utilisées en milieu urbain sont tirées du document de l'*American Society of Civil Engineers* et de la *Water Pollution Control Federation* (voir ASCE et WPCF, 1969, Annexe D). Ces valeurs proviennent d'une large étude, menée avant 1960, prenant la forme d'un questionnaire auquel 71 organismes privés et publics des États-Unis ont répondu (Dhakal *et al.*, 2012). Selon Dhakal *et al.* (2013a), aucune justification basée sur des analyses de données provenant de précipitations et de débits n'appuie ces valeurs. Il est d'ailleurs précisé dans ASCE et WPCF (1969) que ces valeurs s'appuient sur des décennies d'expériences pratiques avec la MÉRA.

Selon Dhakal *et al.* (2012), ces valeurs sont considérées comme des valeurs de C_R plutôt que des valeurs de C_V puisqu'elles n'ont pas été estimées à partir de relation précipitation/ruissellement et parce qu'elles s'approchent de la définition de la MÉRA introduite par Kuichling (1889). En effet, celui-ci estimait que la relation entre débit de pointe et intensité de la précipitation était déterminée par le niveau d'imperméabilisation d'un bassin-versant. Ainsi, selon Kuichling (1889), un C_R de zéro correspond à une zone complètement perméable alors qu'un $C_R = 1$ correspond à une zone complètement imperméable.

Dans les zones moins imperméabilisées, milieux ruraux et forestiers, quelques sources proposent différentes valeurs pour les C_R (Annexe B). Les valeurs proposées dans les ouvrages Schwab (1957), Dunne et Leopold (1978) et Schwab et Frévert (1985) semblent elles aussi purement arbitraires et hypothétiques d'autant plus qu'aucune référence n'est citée par ces auteurs. Seules les valeurs proposées par Law (1956), Institute of Hydrology (1976), McDonnell (1990) et Mulholland (1990) proviennent d'analyses de données observées. Ces valeurs sont d'ailleurs très spécifiques à leur milieu et aux caractéristiques hydrologiques et topographiques des sites à l'étude.

Ce contexte montre à quel point la détermination des valeurs de C_R à partir de données observées a reçu à ce jour peu d'attention. Cette lacune a été plusieurs fois soulignée (Young *et al.*, 2009; Dhakal *et al.*, 2013b).

Schaake *et al.* (1967) ont été parmi les premiers à estimer des C_R à partir de données de débit et de précipitation. Ils ont ainsi évalué les C_R de 20 petits bassins-versant urbains (< 0,6 km²) situés à Baltimore (É.U.). Suite à leur analyse, Schaake *et al.* (1967) ont obtenu des valeurs comprises entre 0,29 et 1,01. Selon Young *et al.* (2009), si Schaake *et al.* (1967) avaient utilisé le T_C au lieu du temps de décalage (voir Section 1.5), les valeurs obtenues auraient été plus élevées. De plus, selon Young et McEnroe (2014), suivant l'interprétation probabiliste de la MÉRA, il est tout à fait possible d'obtenir une valeur de C_R supérieure à 1,0.

French *et al.* (1974) ont pour leur part estimé les C_R pour 37 bassins-versants ruraux de moins de 250 km² situés dans la région de Sydney en Australie. Pour la période de retour 10 ans, les auteurs ont trouvé des valeurs variant entre 0,1 dans l'ouest de Sydney et 1,0 dans le sud de Sydney, démontrant ainsi que le C_R dépend de façon importante des conditions locales.

Plus récemment, Hotchkiss et Provaznik (1995) ont évalué des valeurs se situant entre 0,20 et 0,82 pour la période de retour 10 ans sur 24 petits bassins-versants agricoles du Nebraska (E.U.). Ces auteurs ajoutent que les valeurs moyennes du C_R qu'ils ont estimées sont généralement plus élevées que celles suggérées dans les différents guides d'hydrologie générale.

Young *et al.* (2009) arrivent aux mêmes conclusions que Schaake *et al.* (1967) et Hotchkiss et Provaznik (1995). D'abord, ils remarquent que les C_R évalués à partir de données observées sur 72 bassins-versants du Kansas (E.U.) de moins de 78 km², varient grandement avec des valeurs allant de 0,11 et 0,32 pour la période de retour 2 ans et de 0,59 à 0,97 pour la période de retour 100 ans. De plus, les travaux démontrent que les valeurs obtenues suite à cette analyse sont plus élevées que celles proposées dans ASCE et WPCF (1969), exceptées pour la période de retour deux ans.

Plus récemment, Dhakal *et al.* (2013b) ont obtenu des résultats similaires à ceux de Young *et al.* (2009) pour 20 bassins-versants ruraux et 16 bassins-versants urbains situés au Texas (E.U.) dont les superficies varient entre 2,3 et 320 km². Ceux-ci ont évalué des C_R de 0,08 à 0,39 pour la période de retour 2 ans et de 0,34 à 1,44 pour la période de retour 100 ans.

Il est toutefois étonnant de constater que les résultats de ces études n'ont pas été utilisés pour mettre à jour les tables de valeurs de C_R les plus couramment citées. L'utilisateur est dès lors obligé d'utiliser encore aujourd'hui ces tables sachant qu'elles n'ont pas été établies à partir de données de terrain.

Le C_R est souvent déterminé à partir de l'occupation du territoire, le type de sol et la pente et ces informations ne se retrouvent pas dans les articles d'intérêts. Dans

Schaake et al, (1967), les seules informations disponibles concernant les bassins-versants sont la superficie, l'imperméabilisation, la longueur et la pente du chenal. French et al. (1974), ne donnent que la superficie des bassins-versants, même chose pour Hotchkiss et Provaznik (1995) qui ajoutent une brève description du territoire où se trouvent les bassins-versants : « *All are located in the relatively flat terrain of the loess plains* ». Dans Young et al. (2009), ainsi que Dhakal et al. (2013b), seules les occupations principales du territoire sont spécifiées.

Un travail de recherche plus approfondi permettrait certainement de retracer des articles plus anciens avec les descriptions des bassins-versants. Il serait également possible d'effectuer la caractérisation de ces bassins-versants puisque dans certains cas, leur localisation est connue. Pour les études moins récentes (Shaake et al., 1967 et French et al., 1974), il est fort possible que des modifications à l'occupation du territoire aient été apportées ce qui ajoute à la difficulté de ce travail qui nécessiterait, dans tous les cas, beaucoup de temps et de ressources.

6.1.6 Résumé sur les valeurs attribuées au coefficient de ruissellement

En résumé, l'un des principaux facteurs influençant la valeur de C_R est la période de retour. Ainsi, un facteur de correction devrait être appliqué aux valeurs les plus couramment utilisées. Le Tableau 6.1 propose des facteurs de correction, basés sur la revue de littérature de la Section 6.4.1, pour différentes périodes de retour considérant que les valeurs de C_R disponibles dans les ouvrages de référence s'appliquent à la période de retour 10 ans.

Tableau 6.1 - Facteurs de correction proposés applicables aux valeurs du coefficient de ruissellement rationnel pour des surfaces perméables ou des bassins-versants ruraux (la valeur de référence est pour la période de retour 10 ans).

Période de retour (année)	Facteur de correction
2	0,5
5	0,75
10	1,00
25	1,30
50	1,50
100	1,75

Très peu des valeurs de C_R proposées dans la littérature proviennent d'analyse de données observées. De plus, il est difficile d'établir un lien entre les valeurs de C_R provenant de données observées et les caractéristiques des bassins-versants à l'étude. Dans ce contexte, les tables proposant des valeurs de C_R , que ce soit en milieux urbain

ou rural, n'ont jamais, à proprement parler, été mises à jour. À partir des travaux de Schaake *et al.* (1967), French *et al.* (1974), Hotchkiss et Provaznik (1995), Young *et al.* (2009) et Dhakal *et al.* (2013b), il est seulement possible d'affirmer que les valeurs de C_R évaluées à partir de données observées de débits et d'intensité de pluie :

- varient grandement dans l'espace, même pour des régions relativement homogènes;
- sont très variables pour une même occupation du sol;
- sont plus élevées pour les plus grandes périodes de retour;
- peuvent être supérieures à celles présentées par ASCE et WPCF (1969) et les autres documents de référence.

6.2 Application de la Méthode rationnelle

La première étape afin de vérifier la validité de la MÉRA a été d'estimer la période de retour de la précipitation associée à chaque événement pluie/débit dont la durée est égale ou supérieure à un temps de concentration défini pour un bassin-versant. Dans le cadre de cette analyse, quatre temps de concentration ont été associés à chaque bassin-versant. Ces temps de concentration correspondent au temps médian ainsi qu'aux temps délimitant les premier et troisième quartiles de la distribution des valeurs obtenues avec la méthode d'estimation T_p . Cette méthode d'estimation a été privilégiée pour les raisons évoquées à la Section 4.8. De plus, l'utilisation d'une fourchette de valeur permet de mieux rendre compte de la performance de la MÉRA vis-à-vis les valeurs observées. Le temps de concentration provenant de l'équation Sheridan modifiée (voir Figure 4.10 et Tableau 4.11) a également été retenu.

Le Tableau 6.2 montre les fourchettes de valeurs résultantes en chaque site et compare ces fourchettes avec les valeurs médianes des méthodes d'estimation du temps de concentration PNDP et CM. Il est important de mentionner que PNDP est la méthode d'estimation qui tend à donner les temps de concentration les plus courts alors que CM est la méthode qui donne les temps de concentration les plus longs. Le Tableau 6.2 montre que la fourchette couverte par les 1^{er} et 3^e quartiles des valeurs estimées par la méthode T_p chevauchent la fourchette des valeurs médianes des méthodes PNDP et CM et permet donc de bien couvrir les possibles incertitudes sur l'estimation des temps de concentration.

Cette approche permet d'une part, de vérifier si l'utilisation du temps de concentration médian permet d'obtenir des débits de pointe estimés par la MÉRA similaires aux débits de pointe observés et, d'autre part, elle permet de tenir compte de la variabilité des temps de concentration estimés selon les différentes méthodes et permet ainsi de voir l'incidence d'une surestimation ou d'une sous-estimation du temps de concentration sur l'estimation des débits de pointe.

Tableau 6.2 – Temps de concentration (en heures) estimés selon les méthodes PNDP, CM et T_p et selon l'équation Sheridan modifiée pour l'estimation de la période de retour des précipitations associées à chaque événement pluie/débit.

Site	T_p			PNDP	CM	Sheridan modifiée
	1 ^{er} quartile	Médiane	3 ^e quartile	Médiane		
Berna	0.4	0.8	2.5	0.5	1.3	1.3
Blanchette	3.4	4.2	7.0	3.6	4.7	2.6
Girard	3.1	5.4	9.7	3.6	7.1	4.5
Landry	3.0	3.8	6.0	2.8	5.4	2.7
Lennox 1	0.4	0.7	1.0	0.4	1.1	0.3
Lennox 2	0.3	0.7	1.3	0.3	0.5	0.6
Palardy	0.1	0.3	0.7	0.1	0.7	1.1

Afin d'établir la correspondance avec les durées de pluies généralement utilisées dans les courbes IDF, les valeurs du Tableau 6.2 ont été arrondies de la façon suivante :

1. Pour les temps de concentration de moins de 30 minutes, la valeur a été arrondie aux cinq minutes;
2. Pour les temps de concentration compris entre 30 et 120 minutes, la valeur a été arrondie aux 15 minutes;
3. Pour les temps de concentration de plus de 120 minutes, la valeur a été arrondie aux 30 minutes.

Le Tableau 6.3 montre les valeurs des temps de concentration retenues pour les analyses ultérieures. Les valeurs minimales et maximales retenues correspondent aux 1^{er} et 3^e quartiles de la distribution des valeurs du temps de concentration estimées par la méthode T_p .

Pour chaque site, les événements pluie/débit dont la durée de la précipitation est inférieure au temps de concentration considéré (Tableau 6.3) n'ont pas été retenus. Le Tableau 6.4 montre le nombre d'événements retenu en chaque site. Rappelons qu'au total, 248 événements pluie/débit ont été sélectionnés (Tableau 3.1). Pour les événements pluie/débit retenus, une fenêtre de durée égale au temps de concentration était déplacée sur toute la durée de la précipitation afin de trouver l'intensité maximale de la pluie au cours de cette durée.

Tableau 6.3 – Valeurs médianes, minimales et maximales des temps de concentration retenues en chaque site avec la méthode d'estimation T_p et valeurs obtenues par l'équation Sheridan modifiée.

Site	Valeurs retenues			
	Minimale	Médiane	Maximale	Sheridan modifiée
Berna	25 minutes	45 minutes	2.5 heures	1.25 heures
Blanchette	3.5 heures	4 heures	7 heures	2.5 heures
Girard	3 heures	5.5 heures	9.5 heures	4.5 heures
Landry	3 heures	4 heures	6 heures	2.5 heures
Lennox 1	20 minutes	45 minutes	1 heure	20 minutes
Lennox 2	15 minutes	45 minutes	1.25 heures	30 minutes
Palardy	10 minutes	15 minutes	45 minutes	1 heure

Tableau 6.4 – Nombre d'événements pluie/débit retenus pour l'analyse de la méthode rationnelle considérant les temps de concentration minimal, médian et maximal et ceux obtenus avec l'équation Sheridan modifiée.

Site	Temps de concentration			
	Minimal	Médian	Maximal	Sheridan modifiée
Berna	58	57	41	51
Blanchette	13	13	9	15
Girard	39	33	23	34
Landry	24	22	17	25
Lennox 1	31	29	29	31
Lennox 2	14	13	12	13
Palardy	41	41	33	32
Total	220	208	164	201

Cette intensité de pluie était par la suite utilisée pour estimer la période de retour des précipitations à partir des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) établies par Mailhot *et al.* (2014). Les stations météorologiques d'où proviennent les IDF pour chacun des sites sont présentées au Tableau 5.5. Dans Mailhot *et al.* (2014), les intensités de pluie associées aux différentes périodes de retour étant données pour certaines durées, les valeurs pour les durées non répertoriés ont été estimées par interpolation (Tableau 6.5).

Cette méthodologie repose sur deux hypothèses associées à la MÉRA exposées à la Section 6.1.2.

1. Lors d'une précipitation d'une intensité constante et d'une distribution uniforme sur un bassin-versant, le taux maximal de ruissellement se produit lorsque la superficie entière du bassin contribue à l'écoulement à l'exutoire.
2. Pour une précipitation d'une durée égale au temps de concentration, la période de retour du débit de pointe correspondant est similaire à la période de retour de la précipitation.

La première hypothèse explique pourquoi une fenêtre d'une durée égale au temps de concentration a été utilisée pour identifier la hauteur maximale de pluie sur cette même durée et par conséquent la période de retour de la précipitation.

La deuxième hypothèse permet, dans le cas présent, de tenir compte du nombre limité d'années disponibles qui rend l'utilisation de l'analyse fréquentielle pour déterminer les débits de pointe de diverses récurrences difficilement justifiable. Ainsi, une période de retour est estimée pour la précipitation de chaque événement pluie/débit et, suivant la deuxième hypothèse, la même période de retour est associée au débit de pointe correspondant. Il est dès lors possible de comparer les débits de pointe observés pour chaque événement à ceux estimés par la MÉRA pour la même période de retour. Il suffit d'attribuer à la variable I_p (intensité de la pluie (mm/h), de l'Équation 6.1, la valeur associée à une pluie de même période de retour et dont la durée est égale au temps de concentration. Puisque ce type d'analyse s'intéresse spécifiquement aux événements peu fréquents, tous les événements pluie/débit associés à des précipitations de période de retour de moins de 2 ans n'ont pas été considérés dans l'analyse (Tableaux 6.6). Les analyses suivantes permettront par ailleurs de vérifier le bien-fondé de cette hypothèse.

Afin d'illustrer la procédure, un exemple sera donné à partir d'un événement pluie/débit provenant du bassin-versant Berna survenu le 26 mai 2011. La durée totale de la précipitation est de 1.5 heures durant laquelle 26.0 mm de pluie sont tombés. Le temps de concentration médian retenu pour le bassin-versant Berna est de 45 min. La hauteur maximale de pluie reçue sur cette durée est de 20.0 mm ce qui correspond à une intensité de 26.7 mm/h. À partir d'une interpolation des courbes IDF correspondant aux périodes de retour 2 et 5 ans (25.5 et 34.1 mm respectivement; Tableau 6.5), la période de retour estimée pour une durée de 45 minutes est de 2.2 ans. Puisque la période de retour est supérieure à deux ans, l'événement pluie/débit correspondant est conservé pour analyse et la période de retour fixée à 2 ans. En se basant sur l'hypothèse que la période de retour de l'événement de pluie définit la période de retour du débit de pointe, la période de retour associée à ce débit, mesuré à $Q = 0.023 \text{ m}^3/\text{sec}$, est donc de 2 ans.

Tableau 6.5 – Intensité moyenne de pluie (mm/h) associée à chaque période de retour pour une durée égale aux temps de concentration minimal, médian et maximal ainsi que ceux obtenus avec l'équation Sheridan modifiée.

Site	Temps de concentration	Période de retour (année)					
		2	5	10	25	50	100
Berna	Minimal (25 min.)	38.8	52.2	61.2	72.5	80.7	89.0
	Médian (45 min.)	25.5	34.1	39.7	46.9	52.1	57.4
	Maximal (2.5 h.)	10.7	14.0	16.2	18.9	21.0	23.0
	Sheridan modifiée (1.25 h.)	17.2	22.7	26.4	31.0	34.4	37.8
Blanchette	Minimal (3.5 h.)	9.4	12.5	14.5	17.2	19.1	21.1
	Médian (4 h.)	8.5	11.4	13.3	15.6	17.4	19.2
	Maximal (7 h.)	5.8	7.7	9.0	10.6	11.8	13.0
	Sheridan modifiée (2.5 h.)	11.5	15.3	17.9	21.1	23.5	25.9
Girard	Minimal (3 h.)	9.4	12.3	14.1	16.5	18.3	20.1
	Médian (5.5 h.)	6.1	7.9	9.0	10.5	11.6	12.7
	Maximal (9.5 h.)	4.1	5.3	6.0	6.9	7.7	8.4
	Sheridan modifiée (4.5 h.)	7.0	9.1	10.5	12.2	13.5	14.8
Landry	Minimal (3 h.)	9.4	12.3	14.1	16.5	18.3	20.1
	Médian (4 h.)	7.6	9.9	11.4	13.3	14.7	16.1
	Maximal (6 h.)	5.7	7.4	8.4	9.8	10.8	11.9
	Sheridan modifiée (2.5 h.)	10.1	13.3	15.3	17.9	19.8	21.7
Lennox 1	Minimal (20 min.)	49.9	65.3	75.5	88.5	98.0	108.0
	Médian (45 min.)	27.1	35.4	40.9	47.8	53.0	58.1
	Maximal (1 h.)	22.7	29.4	33.9	39.6	43.8	47.9
	Sheridan modifiée (20 min.)	53.6	70.1	81.1	95.1	105.3	116.1
Lennox 2	Minimal (15 min.)	56.6	73.5	84.6	98.7	109.2	119.5
	Médian (45 min.)	27.1	35.4	40.9	47.8	53.0	58.1
	Maximal (1.25 h.)	18.5	24.2	27.9	32.6	36.1	39.5
	Sheridan modifiée (30 min.)	32.0	41.8	48.3	56.6	62.6	68.8
Palardy	Minimal (10 min.)	62.0	88.0	105.2	126.9	143.0	159.0
	Médian (15 min.)	50.3	70.8	84.4	101.5	114.3	126.9
	Maximal (45 h.)	26.9	36.2	42.4	50.1	55.9	61.6
	Sheridan modifiée (1 h.)	20.7	27.8	32.5	38.4	42.8	47.2

Le débit de conception pour cet événement est estimé à partir de l'équation de la MÉRA (Équation 6.1) en considérant la période de retour 2 ans. Les valeurs des paramètres (C_R et A) utilisés se retrouvent au Tableau 2.1 Le débit de pointe de période de retour 2 ans correspondant estimé à partir de la MÉRA en considérant l'intensité maximale de pluie sur une durée de 45 minutes (temps de concentration médian estimé) de période de retour 2 ans (26.7 mm/h) est de 0.19 m³/sec (Tableau 6.7). On constate que, dans ce cas, la MÉRA a largement surestimé le débit observé. Les conditions hydrologiques antérieures peuvent expliquer en partie ce résultat. En effet, seulement 6 mm de pluie ont été reçus au cours des cinq jours précédents l'événement pluie/débit du 26 mai et aucune pluie n'est tombée dans les 50 heures auparavant.

Le Tableau 6.6 présente les caractéristiques de tous les événements de pluie dont la période de retour est de 2 ans ou plus à tous les sites avec les intensités et les périodes de retour correspondantes.

Tableau 6.6 – Caractéristiques des événements pluie/débit dont la période de retour de la précipitation est supérieure ou égale à 2 ans pour au moins un des temps de concentration considérés (voir Tableau 6.3). Les entrées du tableau ne comportant pas de valeurs correspondent aux cas où la durée de l'événement de pluie était inférieure au temps de concentration considéré.

Site	Date de l'événement (Année/Mois/Jour)	Durée de la pluie (h)	Précipitation totale (mm)	Intensité maximale de pluie observée (mm/h) ¹				Période de retour ² de la pluie (année)			
				Durée minimale	Durée médiane	Durée maximale	Sheridan modifiée	Durée minimale	Durée médiane	Durée maximale	Sheridan modifiée
Berna	2010-07-13	3.2	35.8	37.6	23.2	13.8	22.9	2	2	5	5
	2011-05-26	1.5	26.0	35.7	26.7	-	19.8	2	2	-	3
	2011-06-25	1.3	18.6	27.6	20.8	-	-	< 2	2	-	-
	2011-07-06	0.7	26.6	51.9	-	-	-	5	-	-	-
	2011-08-28	7.8	70.8	25.2	21.6	17.3	20.3	< 2	2	13	3
	2012-10-04	1.2	18.6	29.5	22.9	-	-	< 2	2	-	-
	2013-10-07	3.7	31.8	30.0	25.6	11.7	19.1	< 2	2	2	3
	2014-05-17	8.2	48.6	16.2	13.1	9.8	11.2	< 2	< 2	2	< 2
	2014-06-03	2.0	27.2	46.2	30.9	-	20.2	3	3	-	3
	2015-07-21	1.0	18.2	33.8	23.7	-	-	2	2	-	-
2016-07-23	2.67	28.4	23.3	23.5	10.2	16.0	< 2	2	2	2	
Blanchette	2012-05-29	6.4	46.8	10.3	10.4	-	13.8	2	3	-	3
	2014-06-25	12.4	68.2	10.6	9.3	6.8	12.8	3	2	3	3
	2015-05-19	3.3	45.6	-	-	-	13.4	-	-	-	3
	2015-08-11	12.5	45.2	7.1	6.9	5.4	7.8	< 2	< 2	2	< 2
	2015-09-29	2.7	27.4	-	-	-	10.5	-	-	-	2
Girard	2012-04-23	13.0	36.8	6.3	4.7	3.5	5.2	< 2	< 2	2	< 2
	2012-05-29	5.7	30.2	9.5	5.5	-	6.5	2	2	-	2
	2012-10-06	9.9	32.8	5.3	5.2	3.4	5.4	< 2	2	2	< 2
	2015-08-11	11.3	48.6	8.5	6.7	5.1	7.2	2	3	4	2
	2010-06-28	7.7	35.8	8.7	6.2	-	7.2	2	2	-	2
	2010-10-01	27.3	62.6	6.0	5.2	3.7	5.0	< 2	2	2	< 2
	2010-10-15	27.5	59.4	6.7	4.8	4.2	5.3	< 2	< 2	2	< 2
Landry	2011-08-28	14.7	130.8	18.9	17.1	14.8	19.3	60	> 100	> 100	39
	2011-09-05	20.8	33.8	7.7	6.7	4.6	8.0	< 2	2	< 2	< 2
	2013-10-07	3.4	30.0	9.7	-	-	10.4	2	-	-	2

Site	Date de l'événement (Année/Mois/Jour)	Durée de la pluie (h)	Précipitation totale (mm)	Intensité maximale de pluie observée (mm/h) ¹				Période de retour ² de la pluie (année)			
				Durée minimale	Durée médiane	Durée maximale	Sheridan modifiée	Durée minimale	Durée médiane	Durée maximale	Sheridan modifiée
Landry	2014-05-17	13.7	42.2	8.5	8.1	6.5	8.3	2	2	3	< 2
	2014-06-03	9.5	29.8	8.0	6.0	4.0	8.9	2	< 2	< 2	2
	2015-08-11	11.8	47.2	7.3	6.5	6.0	6.9	< 2	2	2	< 2
Lennox 1	2014-07-08	1.4	22.2	27.9	26.1	20.6	30.7	< 2	2	2	< 2
Lennox 2	2013-09-02	4.6	54.6	67.2	37.3	25.8	39.3	3	6	6	4
	2014-07-09	1.4	22.2	31.2	26.1	17.3	26.3	< 2	2	2	< 2
Palardy	2012-05-22	2.0	28.0	52.9	50.4	28.3	22.4	2	2	2	2
	2012-05-25	0.6	17.8	44.7	49.6	-	-	< 2	2	-	-
	2012-05-29	2.3	23.2	42.4	34.4	22.4	20.5	< 2	< 2	2	2
	2012-05-29	2.2	54.4	164.7	135.2	51.2	46.0	> 100	> 100	28	79
	2013-05-23	0.9	16.8	31.8	28.0	22.1	-	< 2	< 2	2	-
	2013-06-01	1.6	17.2	58.8	55.2	21.9	15.3	2	2	2	< 2
	2013-09-02	3.2	32.8	88.2	72.8	31.5	22.4	5	5	3	2
	2014-05-22	3.0	26.2	42.4	40.8	22.7	17.3	< 2	2	2	2
	2014-07-27	0.6	13.2	49.4	41.6	-	-	2	2	-	-
	2015-05-19	0.7	12.2	49.4	39.2	-	-	2	2	-	-
	2015-06-16	4.0	33.6	37.6	40.0	28.8	23.1	< 2	2	2	3
	2015-07-07	0.6	15.0	45.9	40.8	-	-	< 2	2	-	-
	2015-09-29	16.0	36.8	47.1	40.8	22.9	16.7	< 2	2	2	< 2
2016-07-14	2.08	30.6	111.8	76.8	36.3	25.6	12	6	5	3	
2016-07-23	1.33	27.4	104.7	93.6	32.8	22.4	10	15	3	2	

1. Intensité maximale moyenne enregistrée pendant une durée égale au temps de concentration (Tableau 6.3)
2. La période de retour a été arrondie à l'année près.

6.2.1 Comparaison des débits de pointe mesurés et estimés à partir de la méthode rationnelle

Les paragraphes suivants présentent les résultats des analyses site par site comparant les débits de pointe estimés par la méthode MÉRA et les débits de pointe mesurés. Le Tableau 6.7 présente l'ensemble des débits mesurés pour chacun des événements et la valeur correspondante estimée avec la MÉRA sur la base de l'hypothèse que, dans le cas des pluies intenses, la période de retour du débit de pointe est déterminée par la période de retour de la pluie qui lui est associée. Ainsi suivant cette hypothèse, on devrait observer un faible nombre d'événement où le débit de pointe mesuré dépasse le débit de pointe observé. Seul le temps de concentration médian est considéré dans ces analyses à moins d'indications contraires.

6.2.1.1 Site Berna

On observe une surestimation presque systématique des débits de pointe estimés par rapport aux débits de pointe mesurés pour une même période de retour et ce même en considérant les temps de concentration plus longs (3^e quartile). Seul l'événement du 8 août 2011 (Ouragan Irène) présente un débit mesuré plus élevé que les débits estimés à partir de la MÉRA. Pour les autres événements associés à des périodes de retour plus élevées (5 ans pour le 13 juillet 2010 et le 6 juillet 2011), les écarts entre les débits MÉRA et mesurés sont plus élevés que pour les événements de plus petites périodes de retour (2 et 3 ans), même si pour le premier cas, le débit de pointe a été estimé à partir d'un temps de concentration plus long alors que dans le deuxième cas, il s'agit du temps de concentration plus court.

6.2.1.2 Site Blanchette

Pour le site Blanchette, aucun événement de pluie de période de retour supérieure à trois ans n'a été enregistré. Dans trois cas sur cinq, les débits MÉRA sont largement supérieurs aux débits observés. Pour l'événement du 29 mai 2012, des débits MÉRA et observés très similaires peuvent être observés. Pour l'événement du 25 juin 2014 le débit mesuré est près de deux fois plus élevé que les débits MÉRA et ce même considérant l'utilisation de temps de concentration plus courts.

6.2.1.3 Site Girard

Les débits estimés par MÉRA sont systématiquement plus élevés que les débits de pointe mesurés. A noter toutefois qu'aucun événement de pluie de période de retour de plus de 4 ans n'est survenu en ce site.

Tableau 6.7 – Comparaison des débits de pointe observés et estimés à partir de la MÉRA selon les durées minimales, médianes et maximales retenues et les temps de concentration obtenus avec l'équation Sheridan modifiée. Les périodes de retour des événements de pluie en années sont indiquées entre parenthèses. Les entrées en bleu correspondent aux événements où le débit mesuré dépasse les débits estimés.

Site	Date	Débit de pointe observé (m ³ /sec)	Débit de pointe estimé par MÉRA (m ³ /sec) (Période de retour en année)			
			Durée Minimale T _P	Durée Médiane T _P	Durée Maximale T _P	Sheridan modifiée
Berna	2010-07-13	0.019	0.279 (2)	0.172 (2)	0.103 (5)	0.170 (5)
	2011-04-27	0.025				0.105 (2)
	2011-05-26	0.023	0.265 (2)	0.198 (2)		0.147 (3)
	2011-06-25	0.128		0.155 (2)		
	2011-07-06	0.282	0.386 (5)			
	2011-08-28	0.302		0.160 (2)	0.128 (13)	0.151 (3)
	2012-10-04	0.028		0.170 (2)		
	2013-10-07	0.010		0.190 (2)	0.087 (2)	0.142 (3)
	2014-05-17	0.017			0.073 (2)	
	2014-06-03	0.003	0.343 (3)	0.230 (3)		0.150 (3)
	2015-07-21	0.059	0.251 (2)	0.176 (2)		
2016-07-23	0.004		0.174 (2)	0.076 (2)	0.119 (2)	
Blanchette	2012-05-29	0.060	0.061 (2)	0.061 (3)		0.081 (3)
	2014-06-25	0.120	0.062 (3)	0.054 (2)	0.040 (3)	0.075 (3)
	2015-05-19	0.013				0.079 (3)
	2015-08-11	0.001			0.032 (2)	
	2015-09-29	0.001				0.062 (2)
Girard	2010-06-28	0.005	0.117 (2)	0.083 (2)		0.096 (2)
	2010-10-01	0.030		0.069 (2)	0.050 (2)	
	2010-10-15	0.034			0.056 (2)	
	2012-04-23	0.001	0.126 (2)	0.073 (2)	0.047 (2)	0.087 (2)
	2012-10-06	0.004		0.069 (2)	0.046 (2)	
	2015-08-11	0.004	0.113 (2)	0.089 (3)	0.068 (4)	0.096 (2)
Landry	2011-08-28	0.141	0.155 (60)	0.140 (>100)	0.121 (>100)	0.158 (39)
	2011-09-05	0.051		0.055 (2)		
	2013-10-07	0.019	0.080 (2)			0.086 (2)
	2014-05-17	0.006	0.070 (2)	0.066 (2)	0.054 (3)	
	2014-06-03	0.004	0.066 (2)			0.073 (2)
	2015-08-11	0.003		0.053 (2)	0.049 (2)	
Lennox 1	2014-07-08	0.018		0.141 (2)	0.111 (2)	
Lennox 2	2013-09-02	0.381	0.350 (3)	0.195 (6)	0.134 (6)	0.205 (4)
	2014-07-09	0.026		0.136 (2)	0.090 (2)	

Site	Date	Débit de pointe observé (m ³ /sec)	Débit de pointe estimé par MÉRA (m ³ /sec) (Période de retour en année)			
			Durée Minimale T _P	Durée Médiane T _P	Durée Maximale T _P	Sheridan modifiée
Palardy	2012-05-22	0.018	0.313 (2)	0.298 (2)	0.167 (2)	
	2012-05-25	0.003		0.293 (2)		
	2012-05-29	0.012			0.132 (2)	0.122 (2)
	2012-05-29	0.093	0.974 (>100)	0.800 (>100)	0.303 (28)	0.272 (79)
	2013-05-23	0.005			0.131 (2)	
	2013-06-01	0.009	0.348 (2)	0.326 (2)	0.129 (2)	
	2013-09-02	0.006	0.522 (5)	0.431 (5)	0.186 (3)	0.132 (2)
	2014-05-22	0.001		0.241 (2)	0.134 (2)	0.102 (2)
	2014-07-27	0.003	0.292 (2)	0.246 (2)		
	2015-05-19	0.004	0.292 (2)	0.232 (2)		
	2015-06-16	0.018		0.237 (2)	0.170 (2)	0.137 (3)
	2015-07-07	0.006		0.241 (2)		
	2015-09-29	0.003		0.241 (2)	0.136 (2)	
	2016-07-14	0.001	0.661 (12)	0.454 (6)	0.214 (5)	0.152 (3)
	2016-07-23	0.005	0.619 (10)	0.554 (15)	0.194 (3)	0.132 (2)

6.2.1.4 Site Landry

Le site Landry a connu un événement de pluie de période de retour de plus de 100 ans (28 août 2011; ouragan Irène). Pour cet événement et celui du 5 septembre 2011, les débits de pointe estimés par la MÉRA sont très similaires aux débits observés, lorsque l'on considère le temps de concentration médian. Ces deux événements sont toutefois très différents. Pour le premier, la période de retour estimée est supérieure à 100 ans alors que pour l'autre elle est de l'ordre de 2 ans. Le fait que le débit estimé par la MÉRA pour l'événement de pluie de période de plus de 100 ans correspond au débit mesuré plaide en faveur de cette méthode. Tous les autres événements sont associés à des périodes de retour de l'ordre de 2 ans.

6.2.1.5 Site Lennox 1

Un seul événement a été recensé en ce site de période de retour 2 ans. Le débit de pointe mesuré en cette occasion est nettement plus petit que le débit de pointe MÉRA.

6.2.1.6 Site Lennox 2

Deux événements pertinents ont été recensés en ce site. Pour l'événement du 2 septembre 2013, on note que le débit MÉRA est inférieur au débit de pointe mesuré. Près de 32 mm de pluie ont été enregistrés dans les cinq jours précédents cet événement. Cette quantité d'eau peut avoir favorisée un débit de pointe plus élevé.

Toujours pour l'événement du 2 septembre 2013, il est intéressant de noter que si l'on considère le temps de concentration correspondant au 1^{er} quartile (durée minimale), le débit de pointe estimé par la MÉRA est similaire au débit de pointe observé. Cela

démontre notamment que le temps de concentration retenu peut avoir une incidence majeure sur les débits de pointe estimés notamment pour des sites où les temps de concentration sont très courts.

6.2.1.7 Site Palardy

Les résultats du chapitre précédent avaient permis de montrer que les capacités de rétention à ce site étaient très élevées. Ce constat semble corroborer par les résultats obtenus pour les débits de pointe. Pour tous les événements à ce site, dont les périodes de retour vont de 2 à plus de 100 ans, les débits de pointe estimés par MÉRA sont beaucoup plus élevés que les débits mesurés.

En résumé, l'analyse du Tableau 6.7 et des Figures 6.2 et 6.3 permet d'observer que :

1. Pour un même site et une même période de retour, les débits de pointe observés sont très variables même si les conditions hydrologiques antécédentes sont apparemment similaires. Cela démontre que d'autres facteurs ont une incidence majeure sur la formation de ruissellement et les débits de pointe observés.
2. De façon générale, les débits mesurés sont inférieurs aux débits de pointe MÉRA et ce peu importe la durée du temps de concentration retenue. De tous les événements recensés, seuls trois ont des débits de pointe mesurés supérieurs aux valeurs estimées à partir de MÉRA considérant des temps de concentration médians et obtenus à partir de l'équation de Sheridan modifiée. De ces trois événements, deux sont associés à des pluies de périodes de retour de l'ordre de 2 à 3 ans, un à un événement de pluie de période de retour entre 4 et 6 ans. Ces résultats tendent à montrer que l'hypothèse selon laquelle la période de retour de l'événement de pluie détermine la période de retour du débit de pointe correspondant est très certainement erronée. La MÉRA ne doit donc pas être interprétée sur une base événementielle comme plusieurs documents consultés semblent le suggérer (ce point est discuté plus avant en conclusion).

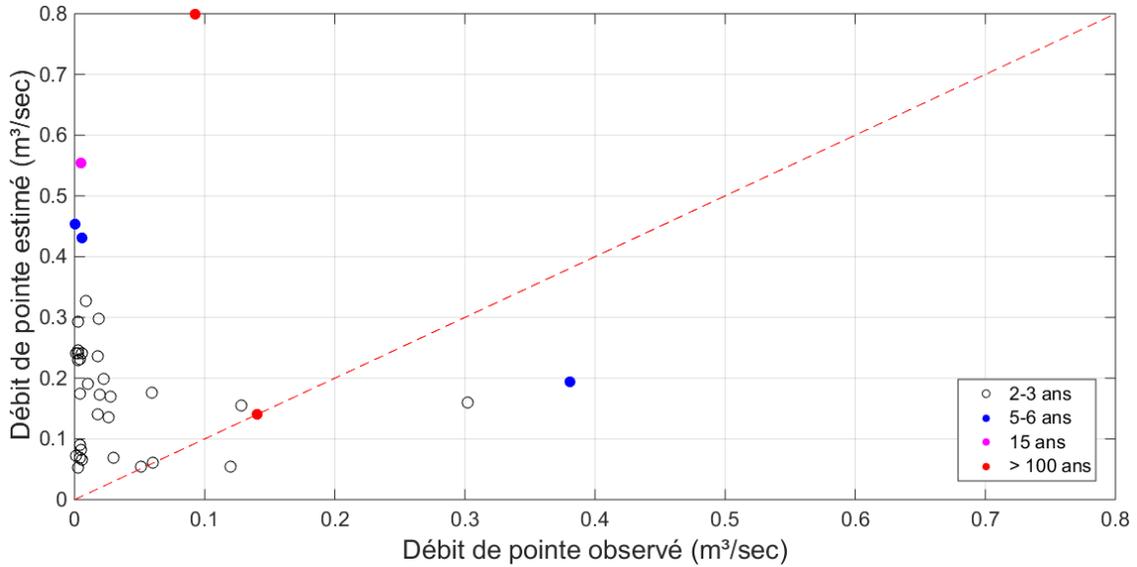


Figure 6.3 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la méthode rationnelle en considérant le temps de concentration médian de la méthode d'estimation des temps de concentration T_p . La période de retour de chacun des événements de pluie est également indiquée. La ligne pointillée rouge représente la droite de pente 1.

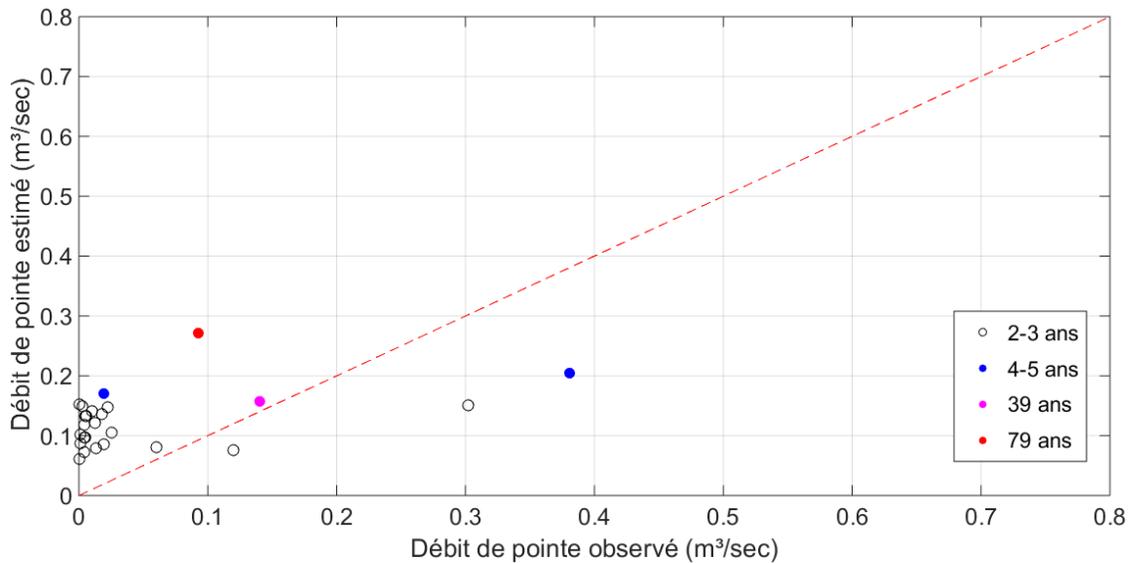


Figure 6.4 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la méthode rationnelle en considérant le temps de concentration obtenu avec l'équation de Sheridan modifiée. La période de retour de chacun des événements de pluie est également indiquée. La ligne pointillée rouge représente la droite de pente 1.

6.3 Application de la Méthode de l'hydrogramme triangulaire SCS

Bien que la méthode de l'hydrogramme triangulaire SCS (MHT) n'a pas fait l'objet d'une revue de littérature, la comparaison des débits de pointe observés et à ceux estimés par cette méthode a été réalisée.

Il est toutefois important de mentionner que la MHT a été développée aux États-Unis dans les mêmes années que la Méthode SCS utilisée pour estimer les hauteurs de ruissellement (voir Chapitre 5). Selon Montas *et al.* (1990), la méthode aurait été développée à partir de données provenant de bassins-versants dont la superficie est inférieure à 15 km².

L'équation pour estimer un débit de pointe à partir de la MHT est la suivante :

$$Q = \frac{0.208 \text{ Hr } A}{T_c} \quad (6.4)$$

où Q est le débit de pointe (en m³/s), H_r la hauteur de ruissellement (en mm), A la superficie du bassin-versant considéré (en km²) et T_c est le temps de concentration, estimé à partir de l'équation Sheridan modifiée (voir Figure 4.10 et Tableau 4.11) et exprimé en heure.

6.3.1 Comparaison des débits de pointe mesurés et estimés à partir de la méthode de l'hydrogramme triangulaire

Pour comparer les débits de pointe issus de la MHT aux débits de pointe mesurés, les hauteurs de ruissellement ont été estimées à partir de la Méthode SCS originelle ($\lambda=0.2$), modifiée ($\lambda=0.05$) et ajustée ($\lambda=0.03$) lesquels sont décrites aux Sections 5.3.1 et 5.3.2. Pour chacune des méthodes, des conditions hydrologiques antérieures moyennes (ARC II) ont été retenues. Les valeurs de S_r pour la Méthode SCS originelle et ajustée se trouvent au Tableau 5.6 alors que les valeurs de S_r pour la Méthode SCS modifiée se trouvent au Tableau 5.7. Le paramètre I_a à quant à lui été estimé à partir de l'Équation 5.3. Dans le reste du document, les appellations suivantes : MHT originelle, MHT modifiée et MHT ajustée, seront utilisées pour identifier la méthode d'estimation des hauteurs de ruissellement utilisée. La superficie de chacun des sites est présentée au Tableau 2.1 et les valeurs de T_c en chaque site, correspondant à l'équation de Sheridan modifiée, sont présentées au Tableau 6.3.

L'utilisation de la Méthode SCS a été privilégiée à la méthode de Monfet en raison des limites de cette dernière, de l'hypothèse discutable en ce qui concerne la rétention potentielle maximale infinie et de la confusion quant aux équations rapportées dans Monfet (1979, voir la Section 5.2 pour plus de détails).

Le Tableau 6.8 compare les débits de pointe observés à ceux estimés par la MHT et la MÉRA. On constate que les débits de pointe de la MHT sont moins élevés que les débits de pointe de la MÉRA à tous les sites, à l'exception de six événements pluie/débit et ce peu importe la méthode utilisée pour estimer les hauteurs de ruissellement nécessaire à la MHT (Méthodes SCS originelle, modifiée ou ajustée). De ces six événements, trois événements ont des débits observés plus grands que ceux estimés par la MÉRA (les points sous la droite de pente un aux Figures 6.2 et 6.3). Cependant tous ces événements ont des débits estimés par la MHT ajustée supérieurs aux débits de pointe mesurés (Figure 6.4). La comparaison entre les Figures 6.3 et 6.4 suggère que la MHT ajustée permet d'obtenir des débits de pointe plus près de débits de pointe observés pour les événements plus fréquents (2 et 3 ans) et qu'elle évite de sous-estimer les débits de pointe pour les débits observés associés à des périodes de retour plus élevées.

Tableau 6.8 – Comparaison des débits de pointe observés et estimés à partir de la méthode rationnelle et de l'hydrogramme triangulaire. Seuls les débits de pointe pour les événements de pluie dont la durée est plus longue que la durée considérée (temps de concentration estimé avec l'équation Sheridan modifiée; Tableau 6.3) et de période de retour de 2 ans ou plus sont présentés (Tableau 6.7). Les entrées en bleues montrent les situations où le débit de pointe estimé par la MÉRA est plus élevé que les débits de pointe de l'une ou l'autre des MHT.

Site	Date	Débit de pointe observé (m ³ /sec)	Période de retour basée sur la précipitation (année)	Débit de pointe estimé (m ³ /sec)			
				MERA (m ³ /sec)	MHT ajustée (m ³ /sec)	MHT modifiée (m ³ /sec)	MHT originelle (m ³ /sec)
Berna	2010-07-13	0.019	5	0.170	0.165	0.129	0.124
	2011-04-27	0.025	2	0.105	0.112	0.084	0.076
	2011-05-26	0.023	3	0.147	0.099	0.073	0.064
	2011-08-28	0.302	3	0.151	0.442	0.380	0.392
	2013-10-07	0.010	3	0.142	0.137	0.105	0.099
	2014-06-03	0.003	3	0.150	0.107	0.080	0.071
	2016-07-23	0.004	2	0.119	0.114	0.086	0.078
Blanchette	2012-05-29	0.060	3	0.081	0.071	0.044	0.039
	2014-06-25	0.120	3	0.075	0.134	0.092	0.093
	2015-05-19	0.013	3	0.079	0.068	0.042	0.036
	2015-09-29	0.001	2	0.062	0.027	0.014	0.006
Girard	2012-05-29	0.001	2	0.087	0.045	0.028	0.021
	2015-08-11	0.004	2	0.096	0.102	0.072	0.069
	2010-06-28	0.005	2	0.096	0.061	0.040	0.034
Landry	2011-08-28	0.141	39	0.158	0.471	0.399	0.426
	2013-10-07	0.019	2	0.086	0.050	0.032	0.025
	2014-06-03	0.004	2	0.073	0.049	0.031	0.024
Lennox 2	2013-09-02	0.381	4	0.205	0.430	0.359	0.366
Palardy	2012-05-29	0.012	2	0.122	0.068	0.044	0.032
	2012-05-29	0.093	79	0.272	0.271	0.213	0.216
	2013-09-02	0.006	2	0.132	0.122	0.087	0.078
	2014-05-22	0.001	2	0.102	0.084	0.057	0.045
	2015-06-16	0.018	3	0.137	0.127	0.091	0.082
	2016-07-14	0.0007	3	0.152	0.109	0.077	0.066
	2016-07-23	0.005	2	0.132	0.090	0.062	0.051

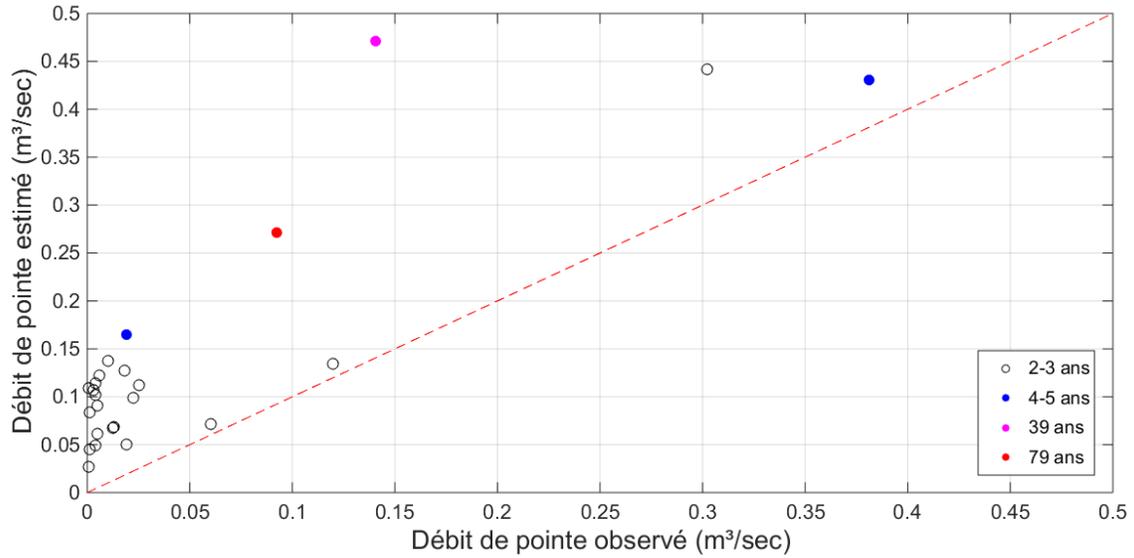


Figure 6.5 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la MHT ajustée, considérant le temps de concentration obtenu avec l'équation de Sheridan modifiée selon la période de retour de chacun des événements pluie/débit (la ligne en rouge représente la droite de pente 1).

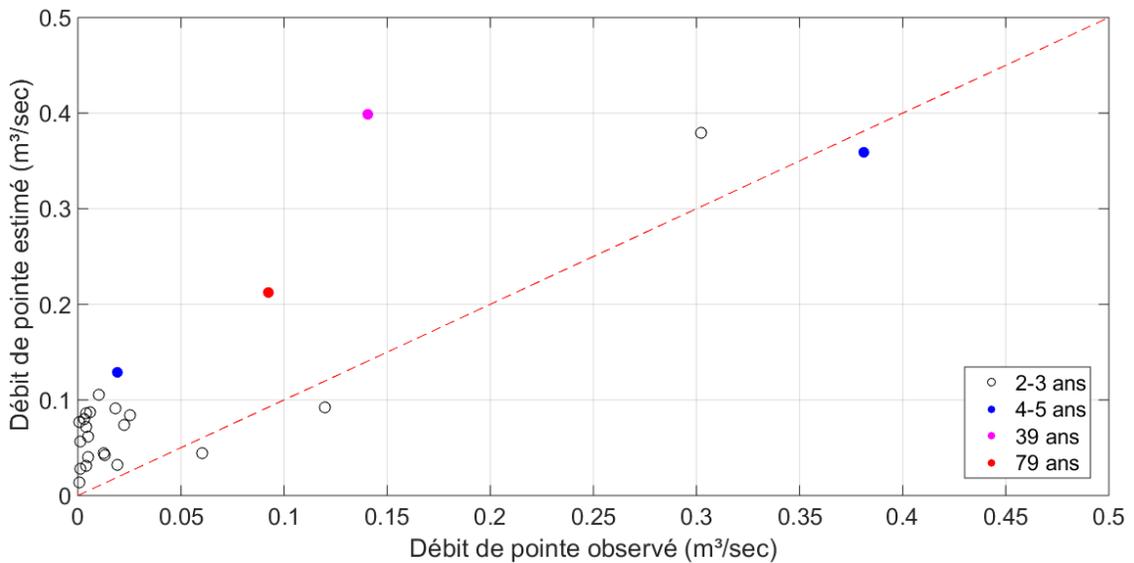


Figure 6.6 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la MHT modifiée, considérant le temps de concentration obtenu avec l'équation de Sheridan modifiée, selon la période de retour de chacun des événements pluie/débit (la ligne en rouge représente la droite de pente 1).

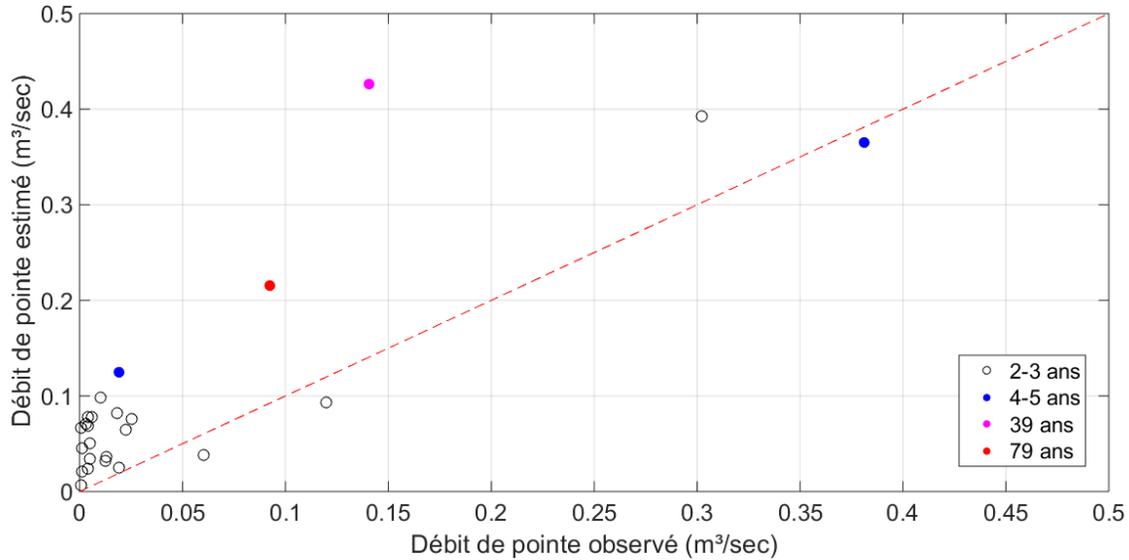


Figure 6.7 – Comparaison des débits de pointe observés et des débits de pointe estimés à partir de la MHT originelle, considérant le temps de concentration obtenu avec l'équation de Sheridan modifiée, selon la période de retour de chacun des événements pluie/débit (la ligne en rouge représente la droite de pente 1).

6.4 Nombre d'années avec dépassements des débits de pointe estimés

Une autre approche a été utilisée afin d'estimer dans quelle mesure les débits de pointe de la MÉRA et de la MHT représentent bien les quantiles de la distribution des débits de pointe aux différents sites. Suivant cette approche, on considère l'ensemble des années de mesures aux différents sites ce qui fait un total de 37 années de mesures. On estime en chaque site le débit de pointe de période de retour 2, 5 et 10 ans et le nombre d'années où les débits de pointe mesurés dépassent cette valeur. Dans le cas de la période de retour 2 ans par exemple, le nombre 'moyen' escompté d'années avec dépassements pendant 37 ans est de l'ordre de $37/2 = 18.5$ ans. De même pour les périodes de retour 5 et 10 ans, on aura en moyenne 7.4 et 3.7 années avec dépassements pendant cette période. La loi binomiale peut être utilisée pour estimer la probabilité d'obtenir x années avec dépassements pendant la période de 37 ans. Le nombre d'années observé avec dépassements permet donc d'avoir une évaluation de la plus ou moins grande vraisemblance des débits de pointe estimés par la MÉRA et la MHT.

Le Tableau 6.9 présente les résultats de cette analyse pour les périodes de retour 2, 5 et 10 ans pour la MÉRA et la MHT. Pour la MHT, les versions 'modifiée' et 'ajustée' ont été retenues (voir Section 6.3.1). Pour la MÉRA, on constate que le nombre d'années avec dépassements est nettement plus faible pour la période de retour 2 ans (probabilité de 3.2×10^{-6} d'avoir dans ce cas 5 années avec dépassements sur 37 années de

données), comparable pour la période de retour 5 ans (probabilité de 0.20 d'avoir dans ce cas 5 années avec dépassements) et légèrement plus élevé pour la période de retour 10 ans (probabilité de 0.15 d'avoir 5 dépassements). Ces résultats tendent à montrer que la MÉRA fournit de façon globale pour l'ensemble des sites des valeurs vraisemblables des débits de pointe pour les périodes de retour 5 et 10 ans.

Les résultats pour la MHT ajustée ($\lambda = 0.03$) montrent que le nombre de dépassements est plus élevé pour la période de retour 2 ans comparativement à la MÉRA (probabilité de 2.5×10^{-3} d'avoir dans ce cas 10 années avec dépassements sur 37 années de données), valeur beaucoup plus probable que celle obtenue pour la MÉRA mais tout de même éloigné du nombre moyen escompté d'années avec dépassement de 18.5. Pour les périodes de retour 5 et 10 ans, les résultats sont similaires à ceux de la MÉRA. Ces résultats suggèrent que les deux méthodes tendent, globalement pour l'ensemble des sites, à donner des estimations vraisemblables des débits de pointe.

Finalement, pour la MHT modifiée ($\lambda = 0.05$) le nombre d'années avec dépassements est supérieur au nombre escompté pour les périodes de retour 5 et 10 ans. Ces résultats suggèrent que la MHT modifiée aurait tendance à légèrement sous-estimer les débits de pointe.

Tableau 6.9 – Nombre total d'années où les débits de pointe mesurés ont dépassé les débits de pointe de différentes périodes de retour estimés par MÉRA et par la méthode de l'hydrogramme triangulaire (MHT ajustée et MHT modifiée) sur l'ensemble des sites sous étude.

Période de retour (ans)	MÉRA	MHT ajustée ($\lambda = 0.03$)	MHT modifiée ($\lambda = 0.05$)	Nombre 'moyen' escompté d'années avec dépassement
2	5	10	11	18.5
5	5	6	10	7.4
10	5	6	7	3.7

En résumé, les analyses précédentes ont permis de dégager les constats suivants :

1. Lorsque les périodes de retour des événements de pluie sont associées aux débits de pointe mesurés, la MÉRA surestime généralement les débits observés pour l'ensemble des événements dont la période de retour de la précipitation est supérieure à deux ans. Dans quelques cas seulement où les débits observés sont très élevés, les débits de pointe estimés par la MÉRA sont inférieurs. La MHT ajustée surestime également les débits observés et ce, pour tous les événements dont la période de retour de la précipitation est supérieure à deux ans.

2. Les résultats obtenus montrent que l'hypothèse selon laquelle la période de retour de l'événement de pluie détermine la période de retour du débit de pointe correspondant est inexacte. De fait, un événement de pluie de faible période de retour peut générer un débit de période de retour beaucoup plus élevé si les conditions hydrologiques s'y prêtent (p. ex. si les sols sont saturés). La MÉRA et la MHT ne doivent donc pas être interprétées sur une base événementielle comme plusieurs documents consultés semblent le suggérer.
3. Le nombre d'années avec dépassements des débits de pointe estimés par la MÉRA et la MHT ajustée est vraisemblable et près des valeurs moyennes escomptées pour les périodes de retour 5 et 10 ans et nettement plus faible pour la période de retour 2 ans. Ces résultats suggèrent que les débits de pointe estimés par les méthodes MÉRA et MHT ajustée sont vraisemblables pour les périodes de retour 5 et 10 ans mais trop élevés pour la période de retour 2 ans.
4. Le nombre d'années avec dépassements des débits de pointe estimés par la MHT modifiée est légèrement plus élevé que pour la MHT ajustée. Ces résultats demeurent toutefois vraisemblables et ne permettent pas d'invalider les estimés de la MHT modifiée.
5. Dans l'ensemble, ces résultats suggèrent que les débits de pointe estimés par la MÉRA et la MHT ajustée sont vraisemblables et représentatifs des quantiles de débits de pointe pour les plus grandes périodes de retour (5 et 10 ans) qui sont généralement les périodes de retour d'intérêt pour la conception. Il n'a pas été possible toutefois de classer ces deux méthodes et d'affirmer que l'une est supérieure à l'autre.
6. L'analyse précédente (années avec dépassements) permet une évaluation globale des méthodes pour l'ensemble des sites. Elle ne permet pas d'évaluer la performance locale des méthodes analysées.
7. De manière générale, il n'est pas possible de statuer sur la plus ou moins grande exactitude des débits de conception estimés par la MÉRA ou la MHT ajustée à estimer les débits de pointe mesurés pour les plus grandes périodes de retour (> 10 ans) puisque le nombre d'années de mesures disponible est trop faible.

7. Résumé et recommandation

Le MAPAQ, en collaboration avec Agriculture et agroalimentaire Canada, a instrumenté sept petits bassins-versants en Montérégie et en Estrie (Berna, Blanchette, Girard, Landry, Lennox 1, Lennox 2 et Palardy) depuis 2010. Les données de pluies et de débits recueillies sur ces bassins avaient pour objectif de valider les méthodes de calcul couramment utilisées pour estimer les temps de concentration, les débits de pointe et les volumes de ruissellement à partir des caractéristiques physiographiques des bassins (p. ex. aire, longueur du parcours de l'eau, pente). Ces méthodes empiriques, pour la plupart développées à partir de données provenant de sites américains, sont appliquées au Québec sans avoir préalablement fait l'objet d'une validation à partir de données québécoises mesurées en champs. Le présent rapport rend compte des travaux visant à comparer les temps de concentration, volumes de ruissellement et débits de pointe estimés à partir des événements de pluie/débit mesurés aux valeurs déterminées à partir des relations empiriques ou de méthodes proposées dans la littérature. Des relations empiriques spécifiques aux sites sous étude ont ensuite été développées dans certains cas. Enfin, des recommandations sont formulées quant aux méthodes à utiliser pour les bassins agricoles du sud du Québec. Les sections suivantes rendent compte des principales conclusions touchant les temps de concentration (Chapitre 4), les hauteurs de ruissellement (Chapitre 5) et les débits de pointe (Chapitre 6) Chaque section contient également un certain nombre de recommandation sur les formulations à utiliser pour chacune de ces variables.

7.1 Temps de concentration

Un premier examen de la littérature permet de constater qu'il existe une certaine confusion sur la définition du temps de concentration qui est parfois assimilé au temps de réponse (*lag time*) ou au temps de montée (*peak time*). De même, plusieurs méthodes ont été proposées pour estimer ces temps à partir des hydrogrammes et des hyétogrammes enregistrées en un site donné. A l'heure actuelle, aucune de ces méthodes ne fait consensus et chaque méthode permet d'estimer des temps de concentration différents pour chaque événement pluie/débit. Quatre méthodes d'estimation du temps de concentration ont été retenues dans le cadre de la présente étude. Ces méthodes se distinguent par l'utilisation de différentes caractéristiques des hydrogrammes/hyétogrammes (centre de masse des hyétogrammes, débit de pointe, etc.) pour l'estimation des temps de concentration.

Une analyse préliminaire des données enregistrées aux sept sites sous étude a permis d'identifier un total de 150 événements pluie/débit susceptibles d'être utilisés pour déterminer les temps de concentration en chaque site. Une application des quatre méthodes d'estimation retenues a permis de montrer que la méthode PNDP (défini comme la durée entre le centre de masse de la pluie nette et la pointe de l'écoulement direct) permettait d'estimer les temps de concentration les plus courts et les moins

variables d'un événement pluie/débit à un autre. Cependant, pour des raisons pratiques et plus particulièrement parce qu'elle ne requiert pas d'hyéto-gramme, la méthode d'estimation T_P a été retenue pour toutes les analyses nécessitant les temps de concentration. La valeur médiane de la distribution des valeurs obtenues pour les différents événements pluie/débit en chaque site a été préférée à la valeur moyenne compte tenu de la forte asymétrie des distributions de ces valeurs.

Il convient de noter qu'une analyse statistique de base a montré que les temps de concentration estimés à partir de chaque événement pluie/débit dépendaient des caractéristiques de l'événement de pluie et notamment de la durée de cette dernière et ce quel que soit la méthode d'estimation considérée. Un tel résultat n'est pas surprenant d'un point de vue hydrologique mais montre aussi que le concept de temps de concentration n'est pas à proprement parler une caractéristique 'intrinsèque' d'un bassin-versant ne dépendant uniquement que des caractéristiques de ce dernier. Pour un événement de pluie donné, les caractéristiques de celle-ci, de même que les conditions antérieures d'humidité des sols ont un impact majeur sur le temps de réponse hydrologique d'un bassin versant. Le temps de concentration doit donc être vu comme un temps 'caractéristique moyen' de réponse du bassin.

Les temps de concentration estimés à partir des données terrain en chaque site ont ensuite été comparés aux valeurs calculées à partir des équations empiriques suivantes : 1) *Federal Aviation Administration* (FAA), 2) Williams, 3) Kirpich, 4) Mockus, 5) *SCS-Lag*, 6) Johnstone-Cross et 7) Sheridan. Ces équations ont été retenues puisqu'elles sont les plus généralement utilisées, les plus simples et les mieux adaptées à une application à de petits bassins agricoles. Ces équations expriment le temps de concentration en fonction de l'une ou plusieurs des caractéristiques physiographiques suivantes des bassins : la longueur du réseau hydrographique, la pente du bassin (ou du cours d'eau), la surface du bassin, le coefficient de ruissellement et le *curve number*.

Les résultats montrent que les différentes équations conduisent à des temps de concentration sensiblement différents selon les bassins et que la fourchette des temps de concentration calculés augmente avec l'aire du bassin. Par ailleurs, aucune équation empirique ne permet de reproduire correctement les temps de concentration observés pour l'ensemble des sept bassins sous étude. Ainsi, bien que les temps de concentration calculés soient relativement justes pour les plus petits bassins, toutes les équations sous-estiment les temps de concentration pour les plus grands bassins. Ce résultat n'est pas surprenant compte tenu du caractère empirique de ces équations dont les paramètres ont été estimés sur des bassins dont les caractéristiques peuvent différer sensiblement des bassins sous étude.

Le bassin Palardy présente un cas particulier. En effet, malgré une superficie équivalente aux bassins Lennox 1 et 2 et une pente beaucoup plus petite, les temps de concentration estimés à partir des données de terrain sont très semblables à ceux des bassins Lennox 1 et 2. Ce résultat suggère qu'une ou plusieurs autres caractéristiques de ce bassin, non prise en compte dans la présente analyse (p. ex. type de pratique

agricole susceptible d'affecter l'infiltration et le ruissellement), doit être considérée pour expliquer le faible temps de concentration observé. Toutes les équations empiriques surestiment le temps de concentration pour ce bassin.

Il convient de noter que, de toutes les équations empiriques considérées, l'équation de Kirpich fournit les temps de concentration les plus faibles pour une grande majorité de sites. Ce résultat revête une certaine importance lorsque l'on sait que la méthode de Kirpich est très souvent utilisée au Québec. L'utilisation de cette équation conduirait donc à une sous-estimation du temps de concentration même en sites avec fortes pentes et vraisemblablement à une surestimation des débits de pointe. Bien que ce biais soit moins dramatique qu'une éventuelle surestimation du temps de concentration (et donc une possible sous-estimation du débit de pointe), il n'en demeure pas moins non optimal.

Les relations empiriques proposées dans la littérature ne permettant pas de rendre compte de façon satisfaisante des temps de concentration pour les bassins à l'étude, d'autres équations qui reprennent essentiellement les principales formulations ont été développées. Les équations retenues ont été ajustées aux valeurs des temps de concentration estimées aux différents sites sous étude.

De toutes les équations développées celle qui semble le mieux s'ajuster aux bassins sous étude est celle de Sheridan qui ne considère comme variable explicative que la longueur du parcours de l'eau. Cette équation permet d'estimer adéquatement les temps de concentration des sept bassins à l'étude. Cette formulation offre l'avantage que la longueur du parcours de l'eau est un paramètre pouvant être rapidement et facilement estimé.

Les travaux réalisés dans le cadre de ce mandat nous amènent à formuler les **recommandations** suivantes quant à la méthode à utiliser pour l'estimation des temps de concentration pour les parcelles agricoles du sud du Québec :

1. Les utilisateurs ne devraient pas utiliser telles quelles les formulations empiriques proposées dans la littérature ou, s'ils le font, être conscients que les temps de concentration ainsi calculés peuvent être biaisés (possibles sous-estimation ou surestimations);
2. Des équations proposées, la formule de Kirpich est celle conduisant le plus souvent aux plus fortes sous-estimations du temps de concentration et à ce titre elle ne devrait pas être utilisée pour ce type de bassin-versant, même aux sites avec de fortes pentes;
3. A défaut d'autres choix, il est recommandé d'estimer le temps de concentration en utilisant plusieurs équations différentes afin d'avoir une idée de la dispersion des valeurs possibles; il faut cependant demeurer conscient que toutes les équations peuvent tout de même sous-estimer ou surestimer la valeur réelle;
4. Considérant que l'équation de type Sheridan développée dans le cadre de ce travail ($T_c = 2.8 L^{1.6}$) est celle qui permet la meilleure estimation des temps de

concentration pour les sept bassins sous étude, nous recommandons son utilisation pour les bassins agricoles du sud du Québec; son utilisation doit toutefois se limiter aux bassins de tailles comparables, présentant des caractéristiques physiographiques similaires aux bassins sous étude et dont les longueurs du parcours de l'eau sont inférieures à 1.8 km.

Les utilisateurs doivent être conscients que plusieurs éléments non pris en compte dans l'équation du temps de concentration proposée (en fait tous les éléments autres que la longueur du parcours de l'eau) peuvent avoir une incidence sur les temps de concentration notamment celles liées aux pratiques agricoles. Le fait que la formulation retenue n'intègre que la longueur du parcours de l'eau comme variable explicative ne signifie pas que les autres facteurs n'auront pas d'influence dans certains cas.

7.2 Hauteur de ruissellement

L'examen de la littérature (très abondante) concernant la méthode SCS a permis de montrer qu'il en existe plusieurs interprétations et que sa mise en application peut prendre plusieurs formes. La méthode SCS établit un lien entre la hauteur de pluie d'un événement et la hauteur de ruissellement correspondante. Deux paramètres sont utilisés à cette fin à savoir la rétention initiale (I_a) qui intègrerait toutes les pertes avant que le ruissellement de surface proprement dit ne débute (eau accumulée dans les dépressions de surface, interceptée par la végétation, évaporée et infiltrée avant ruissellement) et la rétention potentielle maximale, (S_r) qui représente la rétention maximale du bassin excluant la rétention initiale (I_a). Ainsi la rétention totale du bassin, définie par la différence entre la hauteur de pluie totale et la hauteur de ruissellement tend asymptotiquement vers $(S_r + I_a)$ lorsque la hauteur de pluie devient très grande. Une relation du type $I_a = \lambda S_r$ est utilisée pour lier ces deux paramètres et la valeur $\lambda = 0.2$ a été utilisée dans de multiples applications. L'origine de cette valeur de 0.2 est toutefois assez obscure et reposerait sur des études réalisées sur des bassins-versants américains. La valeur de S_r , qui peut prendre des valeurs comprises entre zéro et l'infini, est généralement transformée en valeur de *curve number* CN, plus pratique puisque les valeurs de CN sont comprises entre 0 et 100.

Les valeurs de CN ont été répertoriées en fonction des caractéristiques physiographiques des bassins. Il serait donc possible d'estimer la valeur de CN à partir de ces caractéristiques et de calculer les valeurs de S_r et I_a correspondant. Les valeurs de CN (ARC II) proposées sont applicables à des conditions 'moyennes' d'humidité des sols et la relation résultante donnerait en quelque sorte la hauteur de ruissellement dans des conditions hydrologiques 'moyennes'. Autrement dit, s'il était possible d'avoir accès à un très grand nombre d'événements de pluie de hauteurs semblables, la hauteur de ruissellement médiane pour tous ces événements correspondrait au CN proposé.

La variabilité des réponses hydrologiques d'un événement de pluie à l'autre est prise en compte à travers la définition de valeurs maximales et minimales de CN (ARC I et ARC III) sensées tenir compte de la variabilité inter-événement de la réponse hydrologique. Par ailleurs, il est apparu clair que, bien que ce point ne soit pas mentionné clairement dans la littérature, que la méthode SCS ne s'applique qu'à des événements de pluie assez intenses ou 'peu fréquents' sans toutefois qu'il ne soit possible de préciser le sens exacte de cette condition. Dans le cas présent, les analyses se sont limités aux événements de pluie ayant générés 20 mm ou plus de pluie. Ce choix demeure toutefois arbitraire.

L'examen préliminaire des hauteurs de ruissellement en fonction des hauteurs de pluie aux différents sites montre une très grande variabilité de la réponse hydrologique d'un événement de pluie à l'autre. Ainsi deux événements de pluie générant des hauteurs de pluie très semblables pourront générer des hauteurs de ruissellement très différentes. Sans surprise, plusieurs autres facteurs, autres que la hauteur de pluie, déterminent donc la hauteur de ruissellement pour un événement de pluie donnée. Ces facteurs peuvent être liés aux conditions initiales du bassin au moment où la précipitation survient (conditions antérieures d'humidité, état de croissance de la végétation, pratiques agricoles antérieures, etc.) mais aussi à la distribution spatio-temporelle de la pluie (ainsi l'intensité de la pluie peut affecter l'infiltration). Une méthode (SCS ou autre) qui n'intègre pas ces divers facteurs ne peut prétendre représenter la réponse hydrologique pour un événement donné mais plutôt une 'moyenne' des réponses hydrologiques pour plusieurs événements pluvieux générant des hauteurs de pluie équivalentes en présence de diverses conditions initiales.

Afin d'apprécier la variabilité des conditions de ruissellement la méthode SCS a été utilisée et appliquée à chaque événement de pluie/débit pour estimer les valeurs de CN correspondantes. La distribution des valeurs de CN en chaque site a été construite et représente cette variabilité en fonction des conditions initiales. Une régression des valeurs de I_a estimées à partir des hyétogrammes et hydrogrammes mesurés avec les valeurs de S_r de chacun des événements a été réalisée. Le paramètre $\lambda = I_a/S_R$, initialement utilisé pour estimer les S_r des événements, a été modifié jusqu'à ce qu'il soit égal à la pente de la régression I_a mesurée versus S_r . La valeur $\lambda = 0.03$ a ainsi été estimée. Cette valeur diffère de la valeur initialement proposée de $\lambda = 0.2$ mais se rapproche de la valeur proposée par certains auteurs. La distribution des valeurs de CN correspondant a permis d'identifier pour chaque site un CN médian et les valeurs de CN correspondant aux 10^e et 90^e percentiles.

Les CN de l'approche SCS originelle ont ensuite été comparés aux distributions des valeurs de CN mesurées en chacun des sites. Cette comparaison montre que les valeurs de CN de l'approche originelle (ARC II) correspondent à des quantiles élevés des distributions des CN estimées généralement de l'ordre du 90^e percentile ou même plus à certains sites. Autrement dit, les valeurs proposées correspondent à des situations où la rétention potentielle maximale est beaucoup moins élevée que celle

rencontrée dans la grande majorité des événements pluie/débit observés. Ces valeurs ne sont pas invraisemblables mais correspondent à des situations peu fréquentes où pour une hauteur de pluie donnée les conditions favorisent des hauteurs de ruissellement élevées.

Les travaux réalisés dans le cadre de ce mandat nous amènent à formuler les **recommandations** suivantes quant à la méthode à utiliser pour l'estimation des hauteurs de ruissellement pour les parcelles agricoles du sud du Québec :

1. Les utilisateurs devraient être conscients que les valeurs de CN (ARC II) proposées et généralement utilisées dans plusieurs applications ne sont pas représentatives des conditions hydrologiques 'moyennes' mais plutôt de conditions favorisant des hauteurs de ruissellement plus élevées que celles généralement rencontrées. Leur utilisation conduira à une estimation des hauteurs de ruissellement correspondant à des situations favorisant de forts ruissellements (p. ex. conditions antérieures humides).
2. Les bassins considérés, qui sont représentatifs des bassins agricoles du sud du Québec, peuvent répondre très différemment à deux événements de pluie de même hauteur. La réponse hydrologique pour ces bassins est conditionnée par plusieurs autres facteurs tels que les pratiques agricoles en cours, le stade de croissance de la végétation, les conditions antérieures d'humidité des sols, le compactage des sols, etc. La distribution temporelle de la pluie peut jouer un rôle très important dans la réponse hydrologique puisque l'évolution temporelle de l'infiltration dépend de cette intensité. L'utilisateur de la méthode SCS devrait être conscient des limites de cette méthode lorsqu'elle est appliquée sur une base événementielle. En fait la méthode SCS doit être interprétée sur une base statistique. Ainsi l'utilisation d'un CN médian signifie que, pour une hauteur de pluie donnée, la hauteur de ruissellement aura une chance sur deux d'être plus élevée que la valeur estimée par la méthode SCS.
3. Afin de reproduire des conditions 'médianes' de ruissellement, dans le sens du paragraphe précédent, nous recommandons d'utiliser des valeurs de CN comprises entre 40 et 70. Pour estimer les fourchettes de variation des hauteurs de ruissellement, nous recommandons d'utiliser les valeurs de 25 à 50 pour le 10^e percentile des hauteurs de ruissellement (ARC I) et de 65 à 90 pour le 90^e percentile des hauteurs de ruissellement (ARC III). Les valeurs de la méthode SCS originelle peuvent être utilisées mais l'utilisateur doit être conscient qu'elles définissent des conditions de ruissellement proches du 90^e percentile des hauteurs de ruissellement observées.
4. L'utilisation de la méthode de Monfet n'est pas recommandée puisque les hauteurs de ruissellement estimées par cette méthode tendent à surestimer les hauteurs de ruissellement sur la gamme de valeurs de hauteurs de pluie observées. De plus cette approche repose sur une hypothèse hydrologique douteuse (capacité de rétention maximale infinie).

7.3 Débit de pointe

Deux méthodes d'estimation des débits de pointe ont été considérés à savoir la méthode rationnelle (MÉRA) et la méthode de l'hydrogramme triangulaire (MHT). Les différents sites ayant été monitorés que sur de courtes périodes (de deux à sept années), le nombre d'années disponibles ne permet pas une estimation des quantiles des débits de pointe annuels pour les périodes de retour pertinentes. Dès lors deux autres approches ont été considérées pour comparer les débits de pointe estimés et mesurés. La première repose sur l'hypothèse que, pour un événement de pluie/débit donné, la période de retour associée au débit de pointe sera similaire à la période de retour de l'événement de pluie correspondant. Ainsi, les périodes de retour de chacun des événements de pluie de périodes de retour de 2 ans ou plus ont été calculées et les débits de pointe de même période de retour estimés par MÉRA et MHT. Ces débits ont ensuite été comparés aux débits de pointe mesurés pour cet événement. On s'attend dès lors que les débits mesurés soient, pour une vaste majorité d'événement, inférieurs aux débits de pointe estimés.

Les résultats montrent que, sans surprise, très peu d'événements de pluie de grandes périodes de retour (> 10 ans) ont été enregistrés aux différents sites. Par ailleurs, l'hypothèse voulant que les périodes de retour des pluies et des débits soient similaires semblent incorrectes puisque des événements de pluies de période de retour 2 ans peuvent très bien générer des débits de pointe de période de retour beaucoup plus élevées. L'interprétation à privilégier pour la MÉRA est qu'elle établit une relation statistique entre quantiles de pluies extrêmes et quantiles de débits extrêmes. Une interprétation similaire s'applique à la MHT.

L'autre approche a consisté à calculer le nombre d'années où les débits de pointe mesurés sont supérieurs aux débits de pointe estimés pour les périodes de retour 2, 5 et 10 ans pour l'ensemble des sites et des années disponibles pour un nombre total de 37 années. Ainsi, si le débit de pointe estimé est représentatif des débits de pointe mesurés, on s'attend, par exemple, à avoir environ 18-19 années avec dépassements sur une période de 37 ans pour la période de retour 2 ans. La comparaison du nombre d'années moyens avec dépassements escomptés au nombre d'années avec dépassement observés suggère que les débits de pointe estimés par la MÉRA et la MHT sont des estimateurs vraisemblables des quantiles correspondants des distributions des débits de pointe mesurés pour les périodes de retour 5 et 10 ans. Ces mêmes méthodes semblent toutefois surestimer les débits de pointe pour la période de retour 2 ans.

Les travaux réalisés dans le cadre de ce mandat nous amènent à formuler les **recommandations** suivantes quant à la méthode à utiliser pour l'estimation des débits de pointe pour les parcelles agricoles du sud du Québec :

1. Les utilisateurs doivent être conscients que la MÉRA doit être interprété dans un cadre statistique et que son utilisation dans un contexte événementielle est sujet

- à caution. Ainsi, l'assertion voulant que pour une précipitation d'une durée égale au temps de concentration, la période de retour du débit de pointe est identique à celle de la précipitation est incorrecte.
2. La méthode rationnelle (MÉRA) et la méthode de l'hydrogramme triangulaire (MHT ajustée) peuvent être utilisées pour le calcul des débits de pointe des bassins agricoles au Québec de superficies similaires à ceux considérés dans la présente étude. Les résultats montrent que les débits de pointe estimés sont des estimateurs vraisemblables des débits de pointe pour les périodes de retour de 5 et 10 ans.

Bibliographie

ADOT (1993). Highway drainage design manual hydrology. Arizona department of transportation, Phoenix, [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://azdot.gov/docs/business/highway-drainage-design-manual-hydrology>.

ASCE et WPCF (1969). Design and construction of sanitary and storm sewers. American society of civil engineers, Water pollution control federation, ASCE-Manuals and reports on engineering practice – No. 37, WPCF Manual of practice No. 9, 345 East 47TH St. 1979 New York, N.Y. 10017, 332 p.

Baltas, E.A., Dervos, N.A., Mimikou, M.A. (2007). Technical Note: Determination of the SCS initial abstraction ratio in an experimental watershed in Greece. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 11(6), 1825-1829. DOI: 10.5194/hess-11-1825-2007.

Bartlett, M.S., Parolari, A.J., McDonnell, J.J., Porporato, A. (2016). Beyond the SCS-CN method: A theoretical framework for spatially lumped rainfall-runoff response. *Water Resour. Res.*, 52(6), 4608-4627. DOI: 10.1002/2015WR018439.

Beran M. (1980). The Bransby Williams formulas-an evaluation. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, Part 1, 1980, 68(Feb.), 145-147.

Brière F.G. (2006). Distribution et collecte des eaux. Deuxième édition, revue et corrigée. Presse Internationales Polytechnique. 401 p.

Brutsaert, W. (2005). Hydrology : An introduction. Cambridge, University press, New York, 605 p.

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988). Applied hydrology. McGraw-Hill, New York, 572 p.

Cleveland, T.G., Thompson, D.B., Fang, X. (2011). Use of the rational and modified rational method for hydraulic design. Texas Tech University, Multidisciplinary research in transportation, Texas department of transportation, Report #: 0-06070-1. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : www.techmrt.ttu.edu/reports.php.

CSU (1967). Research data assembly for small watershed floods: Part II. Small watershed hydrology program. Colorado state university. Colorado state university experiment station. Fort Collins. Colorado. CER 67-68-13. General Series 856. 86 p. [En ligne] Consulté en septembre 2016: https://dspace.library.colostate.edu/bitstream/handle/10217/6573/Research_Data_Assembly.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Dhaka N., Fang X., Asquith W.H., Cleveland T.G., Thompson D.B. (2013a). Rate-based estimation of the runoff coefficients for selected watersheds in Texas. *J. Hydrol. Eng.*, 18(12), 1571-1580. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000753.

Dhakal, N., Fang, X., Asquith, W.H., Cleveland, T.G., Thompson, D.B. (2013b). Return period adjustment for runoff coefficients based on analysis in undeveloped Texas watersheds. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 139(6), 476-482. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000571.

Dhakal, N., Fang, X., Cleveland, T.G., Thompson, D.B., Asquith, W.H., Marzen, L.J. (2012). Estimation of volumetric runoff coefficients for Texas watersheds using land-use and rainfall-runoff Data. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 138(1), 43-54. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000368.

Dooge, J.C.I. (1973). Linear theory of hydrologic systems. US Department of agriculture, Technical bulletin 1468, 327 p. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://ageconsearch.umn.edu/bitstream/160041/2/tb1468.pdf>.

Dooge, J.C.I. (1957). The rational method for estimating flood peaks: Irish contributions to the technique. *Continuing design, Engineering*, September (6), 311-313.

Dunne, T., Leopold, L.B. (1978). *Water in environmental planning*. W.H. Freeman and Company, San Francisco, 818 p.

Eagleson, P.S. (1962). Unit hydrograph characteristics for sewer areas. *J. Hydr. Eng. Div.-ASCE*, 88(2), 1-25.

FAA (1970). Airport drainage. AC 150/5320-5B. Department of transportation. United-States federal aviation administration. Washington. D.C., 80 p.

Fang X., Cleveland T., Garcia A., Thompson D., Malla R. (2005). Literature review on timing parameters for hydrographs. Report 0-4696-1. Project Number 0-4696-1. Research project title: Estimating timing parameters of direct runoff and unit hydrograph for Texas watersheds. Texas Department of Transportation. [En ligne] Consulté en septembre 2016: <http://library.ctr.utexas.edu/digitized/texasarchive/phase2/4696-1-lamar.pdf>.

Fang, X., P. Pradhan, R. Malla, T. Cleveland, D. Thompson. 2006. Estimating time of concentration for Texas watersheds. American Institute of Hydrology. 2006 Conference. May 21-42. Baton Rouge LA. 14 p.

Fang X., Thompson D.B., Cleveland T.G., Pradhan P., Malla R. (2008). Time of concentration estimated using watershed parameters determined by automated and manual methods. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 134(2). 202–211. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9437(2008)134:2(202).

Fang X., Thompson D.B., Cleveland T.G., Pradhan P. (2007). Variations of time of concentration estimates using NRCS velocity method. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 133(4). 314–322. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9437(2007)133:4(314).

Fennessey, L.A.J., Miller, A.C., Hamlett, J.M. (2001). Accuracy and precision of NRCS models for small watersheds. *J. Am. Water Resour. Assoc.*, 37(4). 899-912. DOI: 10.1111/j.1752-1688.2001.tb05521.x.

Fogel, M. M., Duckstein, L. (1970). Prediction of convective storm runoff in semiarid regions. Proc., IASH-Unesco Symp. On the results of research on representative and experimental basins, Wellington, New Zealand.

Folmar N.D., Miller A.C. (2008). Development of an empirical lag time equation. *J. Irrig. Drain, E-ASCE*, 134(4), 501-506. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9437(2008)134:4(501).

Folmar N.D., Miller A.C., Woodward D. E. (2007). History and development of the NRCS lag time equation. *J. Am. Water Resour. Assoc.*, 43(3), 829-838. DOI: 10.1111/j.1752-1688.2007.00066.x.

French, R., Pilgrim, D.H., Laurenson, E.M. (1974). Experimental examination of the rational method for small rural catchments. Rational method for rural catchments, *Civ. Eng. Trans.*, 16(2), 95-102.

Fu, S., Zhang, G.-H., Wang, N., Luo, L. (2011), Initial Abstraction Ratio in the SCS-CN Method in the Loess Plateau of China. *American Society of Agricultural and Biological Engineers*, 54(1), 163-169. DOI: 10.13031/2013.36271.

Gagné G., Beaudin I., Leblanc M., Drouin A., Veilleux G., Sylvain J.D., Michaud A.R. (2013). Classement des séries de sols minéraux du Québec selon les groupes hydrologiques. Rapport final, IRDA, Québec, Canada, 81 p. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : http://www.irda.qc.ca/assets/documents/Publications/documents/gagne-et-al-2013_rapport_classement_sols_mineraux_groupes_hydro.pdf.

Gericke O.J., Smithers J.C. (2014). Review of methods used to estimate catchment response time for the purpose of peak discharge estimation. *Hydrolog. Sci. J.*, 59(11), 1935-1971. DOI: 10.1080/02626667.2013.866712.

Grimaldi, S., Petroselli, A. (2015). Do we still need the Rational Formula? An alternative empirical procedure for peak discharge estimation in small and ungauged basins. *Hydrol. Sci. J.*, 60(1), 67-77. DOI: 10.1080/02626667.2014.880546.

Grimaldi S., Petroselli A., Tauro F., Porfiri M. (2012). Time of concentration: a paradox in modern hydrology. *Hydrol. Sci. J.*, 57(2), 217-228. DOI: 10.1080/02626667.2011.644244.

Goyen, A., Philips, B.C., Pathiraja, S. (2014). Project 13 stage 3 : Urban rational method review. Australian rainfall & runoff, Revision projects, Project 13, Rational method developments, P13/S3/001, Engineers Australia, Water Engineering, 266 p. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : http://www.arr.org.au/wp-content/uploads/2013/Projects/ARR_Project_13_Stage3_report_DRAFT.pdf.

Guillou, M. (2013). Bassin de stockage d'eau et de sédimentation : concept et dimensionnement. Fiche technique, Ministère de l'agriculture des pêcheries et de

l'alimentation du Québec, Ministère de l'agriculture et de l'agroalimentaire du Canada, 16 p.

Guillou, M. (2012). Analyse hydrologique et morphologique d'un cours d'eau agricole de la plaine du Saint-Laurent. Université Laval, Québec, Canada. Mémoire pour l'obtention d'une Maîtrise en génie agroalimentaire, 171 p.

Gupta, R.S. (1989). Hydrology and hydraulic systems. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 739 p.

Hannon, J.B. (1980). Underground disposal of storm water runoff. FHWA-TS-80-218, [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/Ts80-218.pdf>.

Hawkins, R.H., Jiang, R., Woodward, D.E., Hjelmfelt, A.T., VanMullem, J.E. (2002). Runoff curve number method: examination of the initial abstraction ratio. U.S. Geological Survey Advisory Committee on Water Information - Second Federal Interagency Hydrologic Modeling Conference. July 28 - August 1, Las Vegas, Nevada.

Hawkins, R. H. (1992). Variety, classification, and association in runoff response. Rep., School of Renewable Natural Resour., Univ. of Arizona, Tucson, Ariz., Nov.

Hawkins, D. H. (1973). Improved prediction of storm runoff curve numbers in mountain watersheds. *J. Irrig. Drain. Div. ASCE*, 99(4), 519-523.

Heimstra, L. A. V., Reich, B. M. (1967). Engineering judgment and small area flood peaks. Hydrology Papers, Colorado State University, No. 19, 30 p. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://hermes.cde.state.co.us/drupal/islandora/object/co:11241>.

Hingray, B., Picouet, C., Musy, A. (2009). Hydrologie: 2 Une science pour l'ingénieur. Presses polytechniques et universitaires romandes, Science & Ingénierie de l'environnement, 600 p.

Hoang, V. D. (1979), Étude du coefficient de ruissellement sur des petits bassins versants des régions de l'Estrie et des Bois-francs. Service de l'hydrométrie, Gouvernement du Québec, Ministère des Richesses naturelles, Directions générales des eaux, H.P.-49, REP-64-80, 10 p.

Horner, W.W., Flynt, F.L. (1936). Relation between rainfall and run-off from urban areas. *Trans. Amer. Soc. Civil Engr.*, 101, 140-206.

Hotchkiss, R.H., et B.E. Mc Callum. 1995. Peak Discharge for small agricultural watersheds. *J. Hydraul. Eng.-ASCE*, 121(1), 36-48.

Hotchkiss, R. H., Provaznik, M. K. (1995). Observations on the rational method C value. Watershed management: Planning for the 21st century, T.J. Ward, ed., ASCE, Reston, VA, 21-26.

Institute of Hydrology. (1976). "Water balance of the headwater catchments of the Wye and Severn 1970-1975." Rep. No. 33, Institute of Hydrology, Oxfordshire, UK.

Jacob, J.H., Srinivasan, R. (2005). Effects of curve number modification on runoff estimation using WSR-88D rainfall data in Texas watersheds. *J. Soil Water Conserv.*, 60(5), 274-279.

Jain, M.K., Mishra, S.K., Suresh Babu, P., Venugopal, K. (2006). On the I_a -S relation of the SCS-CN method. *Nord Hydrol.*, 37(3), 261-275, DOI: 10.2166/nh.2006.011.

Jens, S.W. (1979). Design of urban highway drainage. FHWA Pub. No. TS-79-225, Federal Highway Administration, Washington, DC, [En ligne] Consulté en septembre 2016 : http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/ts79_225.pdf.

Jiang, R. (2001). Investigation of runoff curve number initial abstraction ratio. The University of Arizona, 120 p. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://arizona.openrepository.com/arizona/handle/10150/191301>.

Johnstone D., Cross W.P. (1949). Elements of applied hydrology. The Ronald Press Company, New York, 276 p.

Kirpich Z.P. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. *Civil Eng.*, 10(6), 362.

Kuichling, E. (1889). The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts. Transactions, American Society of Civil Engineers 20 (January), 56 p.

Lapp, P. 1996. The Hydrology and Water Quality of an Intensive Agricultural Watershed in Quebec. M.S. thesis, Dept. of Agricultural Engineering, Mc Gill University, Montreal, Canada. 125 p.

Law, F. (1956). The effect of afforestation upon the yield of water catchment areas. Technical. Rep., British association for advancement of sciences, Sheffield, England.

Li, M.-H., Chibber, P. (2008). Overland flow time of concentration on very flat terrains. Journal of the transportation research board, Transportation research record, December, No. 2060. DOI: 10.3141/2060-15.

Ling, L., Yusop, Z. (2014). A micro focus with macro impact: Exploration of initial abstraction coefficient ratio (λ) in Soil Conservation Curve Number (CN) methodology. 8th International symposium of the digital earth (ISDE8), IOP Conf. Series: Earth and environmental sciences 18. DOI: 10.1088/1755-1315/18/1/012121.

Madramootoo, C. A. (1989). Some observations of the rational method for peak flow prediction on flat rural watersheds in Quebec. *Can. Water Resour. J.*, 15(1), 5-11.

Madramootoo, C.A. et P. Enright. 1988. Applicability of the Soil Conservation Service Equations for Runoff Prediction in the Ottawa – St Lawrence Lowlands. *Can. J. Civ. Eng.*, 15(5), 759-765, DOI: 10.1139/l88-100.

Mailhot A., Bolduc S., Pelletier M., Talbot G. (2016). Révision des critères de conception des ponceaux pour des bassins de drainage de 25 km² et moins dans un contexte de changements climatiques. Rapport No. R1649, Institut national de la recherche scientifique, Centre Eau-Terre et Environnement, 155 p.

Mailhot, A., Talbot, G., Panthou, G. (2014). Mise à jour de certains paramètres du Manuel de conception des ponceaux et des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) PHASE I. INRS-Eau, Terre et Environnement, Ministère des Transports du Québec, Rapport de recherche R1505, 101 p.

McCuen R.H. (2009). Uncertainty analyses of watershed time parameters. *J. Hydrol. Eng.*, 14(5), 490-498. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000011.

McCuen R.H., Wong S.L., Rawls W.J. (1984). Estimating urban time of concentration. *J. Hydraul. Eng.-ASCE*, 110(7), 887-904.

McDonnell, J. J. (1990). A rational for old water discharge through macropores in a steep, humid catchment. *Water Resour. Res.*, 26(11), 2821-2832.

McEnroe, B. M., Young, C. B., Rome, A. C. (2007). Flood frequency relationships for small watersheds in Kansas. Report No. K-TRAN: KU-06-4, Final Report, Kansas department of transportation, Kansas state university, University of Kansas, 53 p. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://ntl.bts.gov/lib/55000/55900/55970/K-TRAN-KU-06-4.PDF>.

McNeely Engineering. 1982. Design manual for open channel drainage in the Ottawa St. Lawrence Lowlands. 62 p.

MDDEFP et MAMROT (2014). Guide de gestion des eaux pluviales. Ministère du développement durable, de l'environnement, de la faune et des parcs et le Ministère des affaires municipales, des régions et de l'occupation du territoire. [En ligne] Consulté en février 2016 : <http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/pluviales/guide-gestion-eaux-pluviales.pdf>.

Mendoza J.G.G. (2013). Lag time characteristic of small arid and semiarid watersheds in the southwestern United States. Department of agricultural and biosystems engineering, University of Arizona, 241 p. [En ligne] Consulté en février 2016 : <http://arizona.openrepository.com/arizona/handle/10150/311345>.

Mishra, S.K., Sahu, R.K., Eldho, T.I, Jain, M.K. (2006). An improved *Ia-S* relation incorporating antecedent moisture in SCS-CN methodology. *Water Resour. Manag.*, 20(5), 643-660. DOI: 10.1007/s11269-005-9000-4.

Monfet, J. 1979. Évaluation du coefficient de ruissellement à l'aide de la méthode SCS modifiée. Ministère des Richesses naturelles. 35p.

Montas H.J., P.G. Enright, C.A. Madramootoo. 1990. Évaluation des débits de pointe pour les petits bassins versants du Québec. Agdex 750, MAPAQ, service du génie. 62 p.

Morgali, J.R., Linsley, R.K. (1965). Computer analysis of overland flow. *J. Hydr. Eng. Div.-ASCE*, 91(3), 81-100.

Mulholland, P. J., Wilson, G. V., Jardine, P. M. (1990). Hydrogeochemical response of forested watershed to storms : Effect of preferential flow along shallow and deep pathways. *Water Resour. Res.*, 26(2), 3021-3036.

Nouh, M. (1989). The use of the rational formula in infiltrating mountainous catchments. In Proceedings of the international conference for centennial of Mannings formula and Kuichling's rational formula, p. 226-237. Department of civil engineering, University of Virginia, Charlottesville, VA.

Pilgrim D.H., Cordery I. (1993). Chapter 9: Flood runoff. In Maidment, D.T., Handbook of hydrology, McGraw-Hill, New-York, USA.

Ponce, V.M., Hawkins, R.H. (1996). Runoff curve number: Has it reached maturity? *J. Hydrol. Eng.*, 1(1), 11-19. DOI : 10.1061/(ASCE)1084-0699(1996)1:1(11), 11-19.

Réméniéras, G. (1986). L'hydrologie de l'ingénieur. Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France, 2^e édition revue et augmentée, Éditions Eyrolles, 61, Bd saint-Germain, Paris 5^e, 460 p.

Rivard, G., Rinfret, L.-A. (2011a). Conception des étang épurateurs et régulateurs de l'eau. Rapport d'avancement, Revue de littérature, Aquapraxis inc., Ministère de l'alimentation et de l'agroalimentaire du Canada, Projet 10136-100, 85p.

Rivard, G., Rinfret, L.-A. (2011b). Conception des étang épurateurs et régulateurs de l'eau. Aquapraxis inc., Ministère de l'alimentation et de l'agroalimentaire du Canada, Projet 10287-100, 62p.

Rocha N.R. (2014). Débits de crue et analyse hydrologique de petits bassins versants. Université Laval, Québec, Canada. Mémoire pour l'obtention d'une Maîtrise en génie agroalimentaire, 155 p.

Roche P.-A., Miquel J., Gaume E. (2012). Hydrologie quantitative : Processus, modèles et aide à la décision. Springer-Verlag, France, 590 p.

Rossmiller R. (1980). The rational formula revisited. International symposium on urban storm runoff, University of Kentucky, Lexington, Kentucky, July 28-31, 1980, p. 1-12.

Roussel M.C., Thompson D.B., Fang D.X., Cleveland T.G., Garcia A.C. (2005). Timing parameter estimation for applicable Texas watersheds. 0-4696-2. Texas Dept. of

transportation, Austin, TX, 40 p. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://library.ctr.utexas.edu/digitized/texasarchive/phase2/4696-2-lamar.pdf>.

Schaake, J. C., Geyer, J. C., Knapp, J. W. (1967). Experimental examination of the rational method. *J. Hydr. Eng. Div.-ASCE*, 93(6), 353-370.

Schwab, G. O., Frevert, R. K. (1985). Elementary soil and water engineering. 3rd Edition, Johnm Wiley & Sons, Inc., Toronto, 356 p.

Schwab, G. O. (1957). Elementary soil and water engineering. John Wiley & Sons, New York, 292 p.

Sharafi S., Hosseini S.M. (2011). Methodology for identifying the best equations for estimating the time of concentration of watersheds in a particular region. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 137(11), 712-719. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000373.

Sheridan J.M. (1994). Hydrograph time parameters for flatland watershed. *Transactions of the ASCE*, 37(1), 103-113.

Shi, Z.-H., Chen, L.-D., Fang, N.-F., Qin, D.-F., Cai, C.-F. (2009). *Catena*, 77(1),1-7. DOI : 10.1016/j.catena.2008.11.006.

Singh V.P. (1984). Mathematical models for ungagged watersheds with potential for quantifying the effect of land use changes on streamflow. Technical completion report, Louisiana Water Resources Research Institute. Louisiana State University. Baton Rouge. LA 70803. 143 p. [En ligne] Consulté en avril 2016 : http://www.lwrri.lsu.edu/downloads/LWRRRI_Bulletins/May2005/LWRRRI_TCR_1984.pdf

TDT (2014). Hydraulic design manual. Texas department of transportation, [En ligne] Consulté en septembre 2016: <http://onlinemanuals.txdot.gov/txdotmanuals/hyd/hyd.pdf>.

Tedela, N.H., McCutcheon, S.C., Rasmussen, T.C., Hawkins, R.H., Swank, W.T., Campbell, J.L., Adam, M.B., Jackson, C.R., Tollner, E.W. (2012). Runoff Curve Numbers for 10 Small Forested Watersheds in the Mountains of the Eastern United States. *J. Hydrol. Eng.*, 17(11), 1188-1198. DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000436.

Titmarsh, G., Cordery, I., Pilgrim, D. (1995). Calibration Procedures for Rational and USSCS Design Flood Methods. *J. Hydraul. Eng.*, 121(1), 61–70. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:1(61).

Thompson, D.B. (2006). The rational method, regional regression equations, and site-specific flood-frequency relations. Texas Tech University, Report No. 0-4405-1, , [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <https://ttu-ir.tdl.org/ttu-ir/bitstream/handle/2346/22794/4405-1.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.

Transports Québec (2004). Manuel de conception des ponceaux. Ministère des transports du Québec, Division des structures, 541 p.

USDA-NRCS (1986). Urban hydrology for small watersheds. TR-55, United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service, [En ligne] Consulté en septembre 2016 : http://www.nrcs.usda.gov/Internet/FSE_DOCUMENTS/stelprdb1044171.pdf.

USDA-NRCS (2004). National Engineering Handbook: Part 630 Hydrology. Chapter 10: Estimation of direct runoff from storm rainfall. United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Services. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://directives.sc.egov.usda.gov/OpenNonWebContent.aspx?content=17752.wba>.

USDA-NRCS (2004). National Engineering Handbook : Part 630 Hydrology. Chapter 9 Hydrologic Soil-Cover Complexes. United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Services. [En ligne] Consulté en septembre 2016 : <http://www.wcc.nrcs.usda.gov/ftpref/wntsc/H&H/NEHhydrology/ch9.pdf>.

Viessman, W., Lewis, G. L. (2003). Introduction to hydrology. 5th Ed., Pearson Education, Upper Saddle River, NJ.

Wanielista M., Kersten R., Eaglin R. (1997). Hydrology: Water quality and quality control. New York, NY, John Wiley & Sons, Inc.

Waugh, P., Jones, J., Urbonas, B., MacKenzie, K., Guo, J. (2002). Denver Urban Storm Drainage Criteria Manual. *Global Solutions for Urban Drainage*, 1-8. DOI: 10.1061/40644(2002)56.

Williams G.B. (1922). Flood discharge and the dimensions of spillways in India. *The Engineer*, Sept. 29, 321-322.

Wong T.S.W. (2005). Assessment of time of concentration formulas for overland flow. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 131(4), 383-387. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9437(2005)131:4(383).

Wong, T. S. W. (2002). Call for awakenings in storm drainage design. *J. Hydrol. Eng.*, 7(1), 1-2. DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0699(2002)7:1(1).

Xianzhao, L., Jiazhu, L. (2008). Application of SCS Model in estimation of runoff from small watershed in Loess Plateau of China. *Chin. Geogra. Sci.*, 18(3), 235-241. DOI: 10.1007/s11769-008-0235-x.

Yen, B. C. (1992). "Preface." Catchment runoff and Rational formula, B. C. Yen, ed., Water Resources Publications, Littleton, CO, iii-iv.

Young, C. B., McEnroe, B. M. (2014). Evaluating the form of the rational equation. *J. Hydrol. Eng.*, 19(1), 265-269. DOI : 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000769.

Young, C. B., McEnroe, B. M., Rome, A. C. (2009). Empirical determination of rational method runoff coefficient. *J. Hydrol. Eng.*, 14(12), 1283-1289. DOI : 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000114.

Yuan, Y., Nie, W., McCutcheon, S.C., Taguas, E.V. (2014). Initial abstraction and curve numbers for semiarid watersheds in Southeastern Arizona. *Hydrol. Process.*, 28(3), 774-783. DOI: 10.1002/hyp.9592.

Annexe A. Sites d'étude et instrumentation

Tableau A.1 – Caractéristiques des sites à l'étude.

Site		Berna	Blanchette	Girard	Landry	Lennox 1	Lennox 2	Palardy
Municipalité		Lacolle	La Présentation	St-Blaise	St-Valentin	Lennoxville	Lennoxville	Ste-Madeleine
Centroïde bassin-versant	Latitude	45.0767	45.7071	45.1672	45.1085	45.37009	45.36579	45.5764
	Longitude	73.3597	73.0432	73.2963	73.3505	71.80521	71.82041	73.0204
Altitude moyenne (m)		42	30	43	46	220	170	35
Séries de sol		Loam limono argileux Bearbrook	Loam limoneux St Hyacinthe (94%) et loam limono argileux St Hyacinthe (6%)	Loam Laprairie et Boucherville; argile St Marcel; Loam limoneux St Jacques	Loam sableux Joseph. Massueville. Lacolle. St Valentin	Loam rocheux Magog	Loam argileux Coaticook	Loam sableux fin Joseph
Conductivité hydraulique moyenne (cm/h)	15 cm	1.28	1.27	4.47	0.53	ND	ND	0.42
	25 cm	1.9	0.38	1.62	1.23			0.35
	40 cm	0.04	0.06	4.23	0.39			0.35
Cultures et travail de sol		2010. 2012.2013 : maïs grain. labour	2012 à 2014 : Rive droite (3.38 ha ou 62%) prairie;	2011 : maïs grain. labour	2011 : Maïs grain. labour	2013 : céréale grainée	2013 : maïs ensilage	2012 à 2015 : maïs grain. chisel
		2011. 2014 : soya. chisel	Rive gauche (2.05 ha ou 38%) maïs grain et soya labour;	2012-2014 : Rive droite (1.54 ha) prairie; Rive gauche (9.15 ha)	2012 : pois. labour	2014-2015 : prairie	2014-2015 : soya labour	

Site	Berna	Blanchette	Girard	Landry	Lennox 1	Lennox 2	Palardy
	2015 : maïs grain. chisel	2015 : maïs grain	2012 : soya semis direct puis chisel;	2013 et 2015 : maïs travail réduit du sol;			
			2013-2014 : maïs grain labour;	2014 : soya semis direct			
			2015 : maïs grain				
Drainage souterrain	Systématique	Systématique	Systématique	Systématique	Partiel	Partiel	Systématique
	Espacement 13.5 m	Espacement 15.5 m	Espacement 13.7 m				



Figure A.1 - Installation du déversoir sur le site Berna au printemps 2010 (Photo : Mikael Guillou).



Figure A.2 - Installation du déversoir sur le site Girard en juin 2010 (Photo : Mikael Guillou).



Figure A.3 - Problème de mesure hivernale en présence de glace sur le site Berna le 2 avril 2015 (Photo : Mikael Guillou).



Figure A.4 - Problème de mesure hivernale en présence de glace sur le site Palardy le 15 février 2012 (Photo : Mikael Guillou).



Figure A.5 - Problème de mesure hivernale lors de la fonte de neige sur le site Blanchette le 31 janvier 2013 (Photo : Mikael Guillou).



Figure A.6 - Ruissellement lors du passage de la tempête Irène le 28 août 2011 sur le site Berna (Photo : Mikael Guillou).



Figure A.7 - Ruissellement lors du passage de la tempête Irène le 28 août 2011 sur le site Landry (Photo : Mikael Guillou).



Figure A.8 - Équipement pour la mesure de débit sur le site Palardy le 31 janvier 2013 (Photo : Mikael Guillou).



Figure A.9 - Pluviomètre installé sur le site Berna au cours du printemps 2010 (Photo : Mikael Guillou).

Annexe B – Caractéristiques de 50 bassins-versants agricoles provenant de différentes régions du Québec

Tableau B1 - Variables physiographiques de ces 50 bassins-versants caractérisés en utilisant le module hydrologique d'Info-Sols.

Bassin-versant	Région administrative	Municipalité	Type sol	Aménagement du sol	Surface (ha)	Parcours de l'eau (m)	Pente 0-100 du parcours de l'eau (%)	Pente du bassin-versant (%)	Culture (hypothèse)	CN (ARC II)
1	Bas Saint-Laurent	L'île Verte	LA	planches en faîte	0,9	269	0,4	1,0	céréales labour	83
2		Rimouski	L	nivellement à plat	22,9	870	2,9	4,1	céréales labour	63
3		Saint Arsène	LA	planches en faîte	2,1	884	1,8	1,6	céréales labour	81
4	Lac Saint-Jean	Alma	L	planches en faîte	7,8	860	1,1	3,4	céréales labour	83
5		Saint Félicien	S - A	planches en faîte	10,3	771	0,9	1,4	céréales labour	83
6		Saint-Honoré	S	planches en faîte	7,5	623	1,0	2,1	céréales labour	80
7	Chaudières Appalaches	Montmagny	A	planches en faîte	1,2	526	0,2	0,2	céréales labour	78
8	Chaudières Appalaches	Saint Pierre de la rivière du sud	A - LA	planches en faîte	9,8	930	2,3	4,1	céréales labour	75
9	Chaudières Appalaches	Saint Henri	L	planches en faîte	3,1	350	1,7	2,1	céréales labour	75
10	Chaudières Appalaches	Saint Gervais	LS - A	planches en faîte	17,6	1483	0,9	1,1	gd cult. Labour	84
11	Chaudières Appalaches	Saint Bernard	LS - SL	planches en faîte	1,7	605	0,7	0,7	gd cult. Labour	85
12	Capitale Nationale	Saint Augustain de Desmaures	LA	planches en faîte	1,6	398	0,3	0,4	céréales labour	87
13	Capitale Nationale	Saint Thuribe	L	relief naturel ?	5,5	445	1,1	1,3	céréales labour	83
14	Capitale Nationale	Saint Ubalde	L	relief naturel ?	9,9	834	6,9	3,9	céréales labour	84
15	Montérégie Est	Saint Basile	AL	planches	1,7	481	0,9	1,1	gd cult.	85

Bassin- versant	Région administrative	Municipalité	Type sol	Aménagem ent du sol	Surfac e (ha)	Parcours de l'eau (m)	Pente 0-100 du parcours de l'eau (%)	Pente du bassin-versant (%)	Culture (hypothèse)	CN (ARC II)
		Le Grand		en faîte					Labour	
16	Montérégie Est	Yamaska	LA - A	nivellement à plat	1,9	403	0,5	0,8	gd cult. Labour	85
17	Montérégie Est	Saint Mathieu de Beloeil	LA-AL	nivellement à plat	2,6	415	0,5	0,6	gd cult. Labour	85
18	Montérégie Est	Saint Pie	S - LS - AL	nivellement à plat	32,5	1999	0,5	0,6	gd cult. Labour	74
19	Montérégie Est	Dunham	L - LS	relief naturel ?	2,2	363	1,1	1,7	céréales labour	80
20	Montérégie Est	Saint Joachim de Shefford	L	relief naturel ?	0,2	96	2,8	2,9	prairie	58
21	Montérégie Ouest	Rigaud	A - L	nivellement à plat	13,5	919	0,2	0,3	gd cult. Labour	83
22	Montérégie Ouest	Saint Sébastien	LS - O	nivellement à plat	14,9	789	0,4	0,4	gd cult. Labour	85
23	Montérégie Ouest	Sainte Martine	A	nivellement à plat	14,5	1074	0,4	1,4	gd cult. Labour	85
24	Montérégie Ouest	Saint Rémi	O	nivellement à plat	2,0	396	0,1	0,2	gd cult. Labour	89
25	Montérégie Ouest	Saint Anicet	S - LA - AS	nivellement à plat	11,8	1109	0,4	0,5	gd cult. Labour	79
26	Montérégie Ouest	Sainte justine de Newton	A	nivellement à plat	12,6	1036	0,1	0,1	gd cult. Labour	85
27	Montérégie Ouest	Saint Clet	A	nivellement à plat	5,4	619	0,1	0,2	gd cult. Labour	85
28	Centre du Québec	Saint Sylvère	L S- S - O	planches en faîte	5,2	876	0,3	0,5	céréales labour	83
29	Centre du Québec	Princeville	L - O	relief naturel ?	17,6	1212	1,0	1,3	céréales labour	83
30	Centre du Québec	Bécancour	S	planches en faîte	3,2	950	0,8	2,3	gd cult. Labour	85
31	Centre du Québec	Sainte Perpétue	LS	planches en faîte	3,5	761	0,9	1,1	gd cult. Labour	85
32	Centre du Québec	Kingsey Falls	L Li - LS	relief naturel ?	7,1	963	1,1	1,2	céréales labour	79
33	Centre du	Lyster	Lsgro	relief	9,1	614	1,2	1,5	céréales	63

Bassin-versant	Région administrative	Municipalité	Type sol	Aménagement du sol	Surface (ha)	Parcours de l'eau (m)	Pente 0-100 du parcours de l'eau (%)	Pente du bassin-versant (%)	Culture (hypothèse)	CN (ARC II)
	Québec		ssier	naturel ?					labour	
34	Centre du Québec	Plessisville	L	relief naturel ?	4,9	481	0,5	1,0	céréales labour	83
35	Centre du Québec	Saint Cyrille de Wendover	S - Sli	planches en faîte	1,1	346	0,4	0,7	gd cult. Labour	85
36	Etrie	Sainte Anne La Rochelle	L	relief naturel ?	4,9	528	3,4	5,9	céréales labour	75
37	Etrie	Valcourt	LS	relief naturel ?	0,2	70	2,3	2,9	céréales labour	83
38	Etrie	Stukely Sud	L	relief naturel ?	0,2	69	6,8	7,5	céréales labour	75
39	Etrie	Valcourt	L - LS	relief naturel ?	1,9	402	4,1	4,5	céréales labour	79
40	Mauricie	Sainte Thècle	L	planches en faîte	1,4	295	3,5	6,0	gd cult. Labour	85
41	Mauricie	Saint Justin	LS-L-LA-A	planches en faîte	6,5	664	0,9	0,7	gd cult. Labour	83
42	Mauricie	Maskinongé	LA	planches en faîte	7,6	1713	0,4	0,6	gd cult. Labour	85
43	Mauricie	Maskinongé	LA	planches en faîte	9,4	1256	0,4	0,4	gd cult. Labour	85
44	Mauricie	Saint Séverin	Sli	nivellement à plat	3,1	388	0,1	0,5	gd cult. Labour	85
45	Lanaudière	Repentigny	LS - A	planches en faîte	3,2	495	0,4	0,6	gd cult. Labour	85
46	Lanaudière	L'Assomption	LA	nivellement à plat	0,7	133	0,5	0,7	gd cult. Labour	85
47	Lanaudière	Repentigny	LS - A	nivellement à plat	3,6	587	0,5	0,6	gd cult. Labour	85
48	Lanaudière	L'Assomption	S	nivellement à plat	6,0	546	0,4	0,5	gd cult. Labour	67
49	Lanaudière	Repentigny	S	nivellement à plat	1,7	498	0,5	0,5	gd cult. Labour	85
50	Centre du Québec	Saint Félix de Kingsey	L - Li	relief naturel ?	8,4	700	2,6	2,7	céréales labour	83

Annexe C. Liste des équations pour le calcul du temps de concentration

C.1 Équation de la *Federal Aviation Administration*

Le temps de concentration, T_C , selon l'équation de la *Federal Aviation Administration* (FAA) s'exprime sous la forme :

$$T_C = a (1,1 - C_R) L^{0,5} S^{-0,333} \quad (C.1)$$

où C_R (sans unité) est le coefficient de ruissellement, L , la longueur du parcours de l'eau et S , la pente. L'équation est également parfois écrite sous la forme suivante :

$$T_C = a (1,1 - C_R) L^{0,5} (100 S)^{-0,333} \quad (C.2)$$

avec, dans ce dernier cas, S est défini en pi/pi ou m/m. La première forme sera appelée forme principale et la seconde forme secondaire. La valeur de a dépend des unités de T_C , L et de la convention utilisée pour définir S (Tableau C.1).

Tableau C.1 - Valeurs de a selon les différents systèmes de notation et de définition de S. La lettre P réfère à la forme principale de l'équation FAA et S à la forme secondaire.

Forme de l'équation	Unités	Valeur de a	Références
P	$L = [\text{pi}]; S = [\%]; T_C = [\text{min}]$	1.8	FAA (1970); Wanielista <i>et al.</i> (1997); Li et Chibber (2008)
P	$L = [\text{pi}]; S = [\%]; T_C = [\text{h}]$	0.03	McCuen <i>et al.</i> (1984)
P	$L = [\text{m}]; S = [\text{m}/\text{m}]; T_C = [\text{min.}]$	0.704	Wong (2005); Gericke et Smithers (2014) ²
S	$L = [\text{m}]; S = [\text{m}/\text{m}]; T_C = [\text{h}]$	5.43×10^{-2}	Sharifi et Hosseini (2011) ¹
P	$L = [\text{m}]; S = [\%]; T_C = [\text{min}]$	3.26	Transport Québec (2004) ³

¹La valeur de a rapportée dans Sharifi et Hosseini (2011) (version secondaire de l'équation) est de 1.65626×10^{-2} et ne semble donc pas cohérente avec les unités utilisées.

²La valeur du coefficient apparaissant entre parenthèses dans le terme de droite est différente et est égale à 1.83 (au lieu de 1.1). Par ailleurs le coefficient a n'est pas égal au coefficient obtenu après transformation au système métrique. La transformation effectuée pour convertir dans le système métrique semble donc incorrecte.

³A noter que la valeur de l'exposant de S indiquée dans le Guide des ponceaux est - 0.33 et non -0.333.

C.2 Équation de Williams

Le temps de concentration, T_C selon l'équation de Williams s'exprime sous la forme :

$$T_C = a L A^{0.4} D^{-1} S^{-0.2} \quad (\text{C.3})$$

où L est la longueur du parcours de l'eau, S la pente 85-10 et D le diamètre d'un bassin-versant circulaire de même superficie. La valeur de a dépend des unités de T_C , L, D et A de même que de la convention utilisée pour définir S (Tableau C.2).

Tableau C.2 - Valeurs de a de l'équation de Williams selon les différents systèmes de notation.

Unités	Valeur de a	Références
$L = [km]; A = [km^2]; D = [km]; S = [m/m]; T_C = [min]$	16.32	Fang <i>et al.</i> (2008)
$L = [mi]; A = [mi^2]; D = [mi]; S = [pi/pi]; T_C = [min]$	23.89	Fang <i>et al.</i> (2008)
$L = [mi]; A = [mi^2]; S = [%]; T_C = [h]$	N/A	Lie et Chibber (2008)

Le temps de concentration, T_C selon l'équation de Williams modifiée s'exprime sous la forme :

$$T_C = a L A^{-0,1} S^{-0,2} \quad (C.4)$$

où L est la longueur du parcours de l'eau et S la pente. La valeur de a dépend des unités de T_C , L, D et A de même que de la convention utilisée pour définir S (Tableau C.3).

Tableau C.3 - Valeurs de a de l'équation de Williams modifiée selon les différents systèmes de notation.

Unités	Valeur de a	Références
$L = [mi]; A = [mi^2]; S = [pi/pi]; T_C = [min]$	21.3	Pilgrim et Cordery (1993); Wanielista <i>et al.</i> (1997)
$L = [km]; A = [km^2]; S = [m/m]; T_C = [min]$	0.2426	Gericke et Smithers (2014)
$L = [m]; A = [ha]; S = [%]; T_C = [h]$	0.00095	Guillou (2012); Rocha (2014)

C.3 Équation de Kirpich (Tennessee)

Le temps de concentration, T_C , selon l'équation de Kirpich (Tennessee), s'exprime sous la forme :

$$T_C = a L^{0,77} S^{-0,385} \quad (C.5)$$

où L est la longueur maximale de l'écoulement et S la pente 85-10. La valeur de a dépend des unités de T_C , L , D et A de même que de la convention utilisée pour définir S (Tableau C.4).

Tableau C.4 - Valeurs de a de l'équation Kirpich (Tennessee) selon les différents systèmes de notation.

Unités	Valeur de a	Références
$L = [m]; S = [m/m]; T_C = [h]$	3.25×10^{-4}	Sharifi et Hosseini (2011)
$L = [km]; S = [m/m]; T_C = [min]$	3.981	Dhakal et al. (2013a)

C.4 Équation de Mockus

Le temps de concentration, T_C , selon l'équation de Mockus s'exprime sous la forme :

$$T_C = a L^{0,8} (S_c + 1)^{1,67} S_b^{0,5} \quad (C.6)$$

où L est la longueur maximale de l'écoulement, S_c , le potentiel maximum de rétention de surface et S_b la pente moyenne du bassin-versant. La valeur de a dépend des unités de T_C et des différentes variables (Tableau C.5).

Tableau C.5 - Valeurs de a de l'équation de Mockus selon les différents systèmes de notation.

Équation	Unités	S_c	Valeur de a	Références
$T_c = a L^{0,8} (S_c + 1)^{1,67} S_b^{0,5}$	L = [pi]; S _c = [po]; S _b = [%]; T _c = [h]	$S_c = \frac{1000}{CN} - 10$	1/9000	Folmar et al. (2007). Mendoza (2013)
$T_c = a L^{0,8} (S_c + 25,4)^{1,67} S_b^{0,5}$	L = [m]; S _c = [mm]; S _b = [%]; T _c = [h]	$S_c = \frac{25400}{CN} - 254$	1/46313	Guillou (2012)

C.5 Équation SCS lag time

Le temps de concentration, T_c, selon l'équation de SCS lag time s'exprime sous la forme :

$$T_c = a L^{0,8} (S_r + 1)^{0,7} S_b^{0,5} \quad (C.7)$$

où L est la longueur maximale de l'écoulement, S_r le potentiel maximum de rétention de surface et S_b la pente moyenne du bassin-versant. La valeur de a dépend des unités de T_c et des différentes variables (Tableau C.6).

Tableau C.6 - Valeurs de a de l'équation de SCS lag time selon les différents systèmes de notation.

Équation	Unités	S_c	Valeur de a	Références
$T_c = a L^{0.8} (S_c + 1)^{0.7} S_b^{0.5}$	$L = [pi];$ $S_c = [po];$ $S_b = [%];$ $T_c = [h]$	$S_c = \frac{1000}{CN} - 10$	1/9000	Folmar et al. (2007); Guillou (2012); Mendoza (2013)
$T_c = a L^{0.8} (S_c + 25,4)^{1.67} S_b^{0.5}$	$L = [m];$ $S_c = [mm];$ $S_b = [%];$ $T_c = [h]$	$S_c = \frac{25400}{CN} - 228,6$	1/706.9	Gericke et Smithers (2014)

C.6 Équation de Johnstone-Cross

Le temps de concentration, T_c , selon l'équation de Johnstone-Cross s'exprime sous la forme :

$$T_c = a L^{0.5} S^{-0.5} \quad (C.8)$$

où L est la longueur maximale de l'écoulement et S la pente 85-10. La valeur de a dépend des unités de T_c , L, D et A de même que de la convention utilisée pour définir S (Tableau C.7).

Tableau C.7 - Valeurs de a de l'équation de Johnstone-Cross selon les différents systèmes de notation et de définition de S.

Unités	Valeur de a	Références
$L = [km]; S = [m/m]; T_c = [min]$	3.258	Fang et al. (2008)
$L = [mi]; S = [pi/mi]; T_c = [min]$	300.3	Li et Chibber (2008). Grimaldi et al. (2012)

Annexe D. Coefficient de ruissellement rationnel (C_R)

Tableau D.1 - Valeurs de coefficients de ruissellement rationnels proposées par ASCE et WPCF (1969) en milieu urbain

Occupation du sol		Coefficient de ruissellement	
Commercial	Centre-Ville	0,7	0,95
	Banlieue	0,5	0,7
Résidentiel	Unifamiliale	0,3	0,5
	Jumelé et duplex	0,4	0,6
	Maison en rangée et condo	0,6	0,75
	Banlieue	0,25	0,4
Appartement		0,5	0,7
Industriel	Faible densité	0,5	0,8
	Densité élevée	0,6	0,9
Parc et cimetière		0,1	0,25
Terrain de jeu		0,2	0,35
Gare de triage		0,2	0,35
Terrain vague		0,1	0,3
Pavé	Asphalte et béton	0,7	0,95
	Bloc de béton, brique	0,7	0,85
Toits		0,75	0,95
Gazon et sol sableux	Plat 2%	0,05	0,1
	Vallonné 2 à 7%	0,1	0,15
	Montagneux 7%	0,15	0,2
Gazon et sol argileux	Plat 2%	0,13	0,17
	Vallonné 2 à 7%	0,18	0,22
	Montagneux 7%	0,25	0,35

Tableau D.2 - Coefficients de ruissellement rationnels associés aux cultures

Description du sol-topographie	Coefficient de ruissellement		Références
Sol sableux et graveleux	0,2		Dunne et Leopold (1978)
Loam	0,4		
Argile lourde	0,5		
Sol mince sur substratum rocheux	0,5		
Loam sableux-plat (0,5%)	0,3		Schwab (1957)
Argile et loam slimoneux-plat (0,5%)	0,5		
Argile compacte-plat (0,5%)	0,6		
Loam sableux-valonnée (5-10%)	0,4		
Argile et loam slimoneux-valonnée (5-10%)	0,6		
Argile compacte-valonnée (5-10%)	0,7		
Loam sableux-montagneux (10-30%)	0,52		
Argile et loam slimoneux-montagneux (10-30%)	0,72		
Argile compacte-montagneux (10-30%)	0,82		Schwab et Frevert (1985)
Classification hydrologique ¹ A	0,2	0,6	
Classification hydrologique B	0,4	0,7	
Classification hydrologique C	0,4	0,7	
Classification hydrologique D	0,5	0,8	

¹ Classification hydrologique (USDA, 1986)

Tableau D.3 - Coefficients de ruissellement rationnels associés aux prairies et terres en pâturage

Description du sol et topographie	Coefficient de ruissellement	Références
Sol sableux et graveleux	0,15	Dunne et Leopold (1978)
Loam	0,35	
Argile lourde	0,45	
Sol mince sur substratum rocheux	0,45	
Loam sableux-plat (0,5%)	0,1	Schwab (1957)
Argile et loam limoneux-plat (0,5%)	0,3	
Argile compacte-plat (0,5%)	0,4	
Loam sableux-valonnée (5-10%)	0,16	
Argile et loam limoneux-valonnée (5-10%)	0,36	
Argile compacte-valonnée (5-10%)	0,55	
Loam sableux-montagneux (10-30%)	0,22	
Argile et loam limoneux-montagneux (10-30%)	0,42	
Argile compacte-montagneux (10-30%)	0,6	Schwab et Frevert (1985)
Classification hydrologique A ¹ -Prairie	0,3	
Classification hydrologique B-Prairie	0,35	
Classification hydrologique C -Prairie	0,4	
Classification hydrologique D -Prairie	0,45	
Classification hydrologique A-Pâturage	0,1	
Classification hydrologique B-Pâturage	0,2	
Classification hydrologique C -Pâturage	0,25	
Classification hydrologique D -Pâturage	0,3	

¹ Classification hydrologique (USDA, 1986)

Tableau D.4 - Coefficients de ruissellement rationnels associés au milieu boisé

Description du sol-topographie	Coefficient de ruissellement	Références
Sol sableux et graveleux	0,1	Dunne et Leopold (1978)
Loam	0,3	
Argile lourde	0,4	
Sol mince sur substratum rocheux	0,4	
Loam sableux-plat (0,5%)	0,1	Schwab (1957)
Argile et loam limoneux-plat (0,5%)	0,3	
Argile compacte-plat (0,5%)	0,4	
Loam sableux-valonnée (5-10%)	0,25	
Argile et loam limoneux-valonnée (5-10%)	0,35	
Argile compacte-valonnée (5-10%)	0,45	
Loam sableux-montagneux (10-30%)	0,3	
Argile et loam limoneux-montagneux (10-30%)	0,5	
Argile compacte-montagneux (10-30%)	0,6	
Classification hydrologique A ¹	0,06	Schwab et Frevert (1985)
Classification hydrologique B	0,13	
Classification hydrologique C	0,16	
Classification hydrologique D	0,2	
Sol compacté et pente abrupte	0,43-0,61	McDonnel (1990)
Forêt mixte avec loam sableux avec faible rétention et pente abrupte	0,33-0,59	Institute of Hydrology (1976) ²
Forêt mixte	0,28-0,68	Law (1956) ²
Classification hydrologique B et pente abrupte	0,52	Mulholland (1990)

¹ Classification hydrologique (USDA, 1986)

² Cité dans Dhakal *et al.* (2012)