

CONSTRUCTION PERRET SA
PLQ ROUTE D'AVULLY – PARCELLE 2862 ET 2863

SCHÉMA DIRECTEUR DE GESTION ET D'ÉVACUATION DES EAUX

Genève, le 20.02.2017
GE1549.400

CSD INGENIEURS SA
Avenue Industrielle 12
CH-1227 Carouge
t +41 22 308 89 00
f +41 22 308 89 11
e geneve@csd.ch
www.csd.ch

TABLE DES MATIÈRES

1.	INTRODUCTION	6
1.1	Mandat	6
1.2	Travaux effectués	6
2.	DONNÉES DE BASE	7
2.1	Situation générale du périmètre	7
2.2	Description des équipements existants du système d'assainissement	8
2.2.1	Eaux pluviales	8
2.2.2	Eaux usées	8
2.3	Exigences relatives au débit rejeté	9
2.3.1	Contraintes liées au cours d'eau récepteur	9
2.3.2	Contraintes liées à l'hydraulique du réseau	9
2.4	État futur d'urbanisation	10
2.5	Débits générés à l'état futur et volumes de rétention	13
2.6	Aptitude à l'infiltration	14
3.	SCHÉMA DIRECTEUR DE GESTION DES EAUX	16
3.1	Principes généraux	16
3.1.1	Objectifs	16
3.1.2	Contraintes	16
3.2	Eaux pluviales	17
3.2.1	Sous-bassin versant n°1	17
3.2.1.1	Sous-bassin versant n°1A	17
3.2.1.2	Sous-bassin versant n°1B	17
3.2.2	Sous-bassin versant n°2	18
3.3	Eaux usées	20
4.	DIMENSIONNEMENT DES ÉQUIPEMENTS DE GESTION DES EAUX	21
4.1	Collecteurs surdimensionnés	21
4.1.1	Sous bassin-versant 1A	21
4.1.2	Sous bassin-versant n°2	22
4.2	Fossé nord d'évacuation des eaux – sous bassin-versant 1B	22
4.3	Noue de rétention – sous bassin-versant 1B	23
5.	ASPECTS FINANCIERS	24
5.1	Devis estimatif des équipements	24
5.2	Estimation de la taxe unique de raccordement (TUR)	24
5.2.1	Définition et modalités de calculs	24
5.2.2	Calcul de la taxe unique de raccordement	24

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Situation générale du contexte de développement du PDQ - Extension du village d'Avully	7
Figure 2 : Situation actuelle - PLQ Route d'Avully	8
Figure 3 : Plan d'aménagement du PLQ - version octobre 2016 - Ardin & Zufferey	10
Figure 4 : Sous bassin-versants à l'état futur	12
Figure 5 : Position des deux essais d'infiltrations effectués le 03.11.2016	14
Figure 6 : Profil en long type du collecteur surdimensionné DN1000, sous bassin-versant 1A	21
Figure 7 : Profil en long type du collecteur surdimensionné DN1200 - BV n°2	22
Figure 8 – Coupe-type du fossé d'évacuation des eaux avec niveau d'eau pour T=10 ans.	23
Figure 9 : Coupe-type de la noue de rétention	23

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Calcul des surfaces réduites des trois sous bassins-versants à l'état futur	11
Tableau 2 : Caractéristiques des sous bassins versants futurs, débits générés, et volumes de rétention	13

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 : Schéma directeur de gestion et d'évacuation des eaux pluviales
ANNEXE 2 : Schéma directeur de gestion et d'évacuation des eaux usées
ANNEXE 3 : Feuilles de calcul pour la rétention par sous bassin-versant
ANNEXE 4 : Devis estimatif du coût des ouvrages
ANNEXE 5 : Estimation de la taxe unique de raccordement (TUR)
ANNEXE 6 : Étude de faisabilité d'infiltration – 31.01.2017

PRÉAMBULE

CSD confirme par la présente avoir exécuté son mandat avec la diligence requise. Les résultats et conclusions sont basés sur l'état actuel des connaissances tel qu'exposé dans le rapport et ont été obtenus conformément aux règles reconnues de la branche.

CSD se fonde sur les prémisses que :

- le mandant ou les tiers désignés par lui ont fourni des informations et des documents exacts et complets en vue de l'exécution du mandat,
- les résultats de son travail ne seront pas utilisés de manière partielle,
- sans avoir été réexaminés, les résultats de son travail ne seront pas utilisés pour un but autre que celui convenu ou pour un autre objet ni transposés à des circonstances modifiées.

Dans la mesure où ces conditions ne sont pas remplies, CSD décline toute responsabilité envers le mandant pour les dommages qui pourraient en résulter.

Si un tiers utilise les résultats du travail ou s'il fonde des décisions sur ceux-ci, CSD décline toute responsabilité pour les dommages directs et indirects qui pourraient en résulter.

1. Introduction

1.1 Mandat

Le présent rapport porte sur l'établissement du Schéma directeur de gestion et d'évacuation des eaux du PLQ Route d'Avully situé sur les parcelles 2862 et 2863 de la commune d'Avully.

Le bureau CSD Ingénieurs SA a été mandaté par le bureau d'architecte Ardin et Zufferey SA pour la réalisation du schéma directeur d'évacuation des eaux polluées et non polluées, intégrant les exigences générales de la Direction générale de l'eau (DGEau), et en tenant compte du schéma directeur de gestion des eaux effectué à l'échelle du PDQ – Extension du village d'Avully effectué par le bureau CSD.

Le présent schéma directeur a été établi en coordination étroite avec le bureau Ardin et Zufferey ainsi que le Maître de l'Ouvrage représenté par l'entreprise Construction Perret SA.

Sur demande du Maître de l'Ouvrage, une étude de faisabilité d'infiltration a été effectuée dans le cadre de ce présent schéma directeur de gestion des eaux, par l'intermédiaire de 2 essais d'infiltrations effectués le 3 novembre 2016 sur le périmètre du PLQ.

1.2 Travaux effectués

Le présent document intègre les éléments suivants :

- Collecte et interprétation des données de base relatives au contexte d'implantation du périmètre, au système d'assainissement existant, au contexte géologique et hydrogéologique du site, aux exigences de rejet (réseau secondaire d'assainissement et milieux récepteurs) et aux caractéristiques du projet disponibles auprès du Maître de l'Ouvrage et du bureau d'architecte en charge du projet d'urbanisation.
- Définition des variantes de principe d'évacuation des eaux (infiltration ou évacuation dans le réseau secondaire).
- Définition des bassins versants « eaux pluviales » et « eaux usées » et calculs hydrauliques pour l'état futur de l'urbanisation.
- Définition et étude des variantes de raccordement au réseau secondaire envisageables.
- Dimensionnement des volumes de rétention nécessaires en considérant les exigences de rejet et les caractéristiques du périmètre à aménager ; étude des variantes de gestion des eaux pluviales ;
- Élaboration du schéma directeur de gestion et d'évacuation des eaux pluviales.
- Élaboration du schéma directeur d'évacuation des eaux usées ;
- Établissement d'un avant-métré d'un devis estimatif des équipements d'assainissement à réaliser.

2. Données de base

2.1 Situation générale du périmètre

Le périmètre du PLQ-Route d'Avully s'intègre dans le périmètre global de développement du PDQ – Extension du village d'Avully. Dans le schéma directeur de gestion des eaux à l'échelle du PDQ, le PLQ – Route d'Avully, objet de ce présent rapport, est illustré à la figure ci-après en tant que « Secteur Est – Partie Nord » (en bleu). Ce périmètre, d'une emprise d'environ 12'000 m², est inclus dans le bassin versant du Rhône et est prévu d'être raccordé sur le collecteur du réseau secondaire d'eaux pluviales situé sous la route d'Avully.

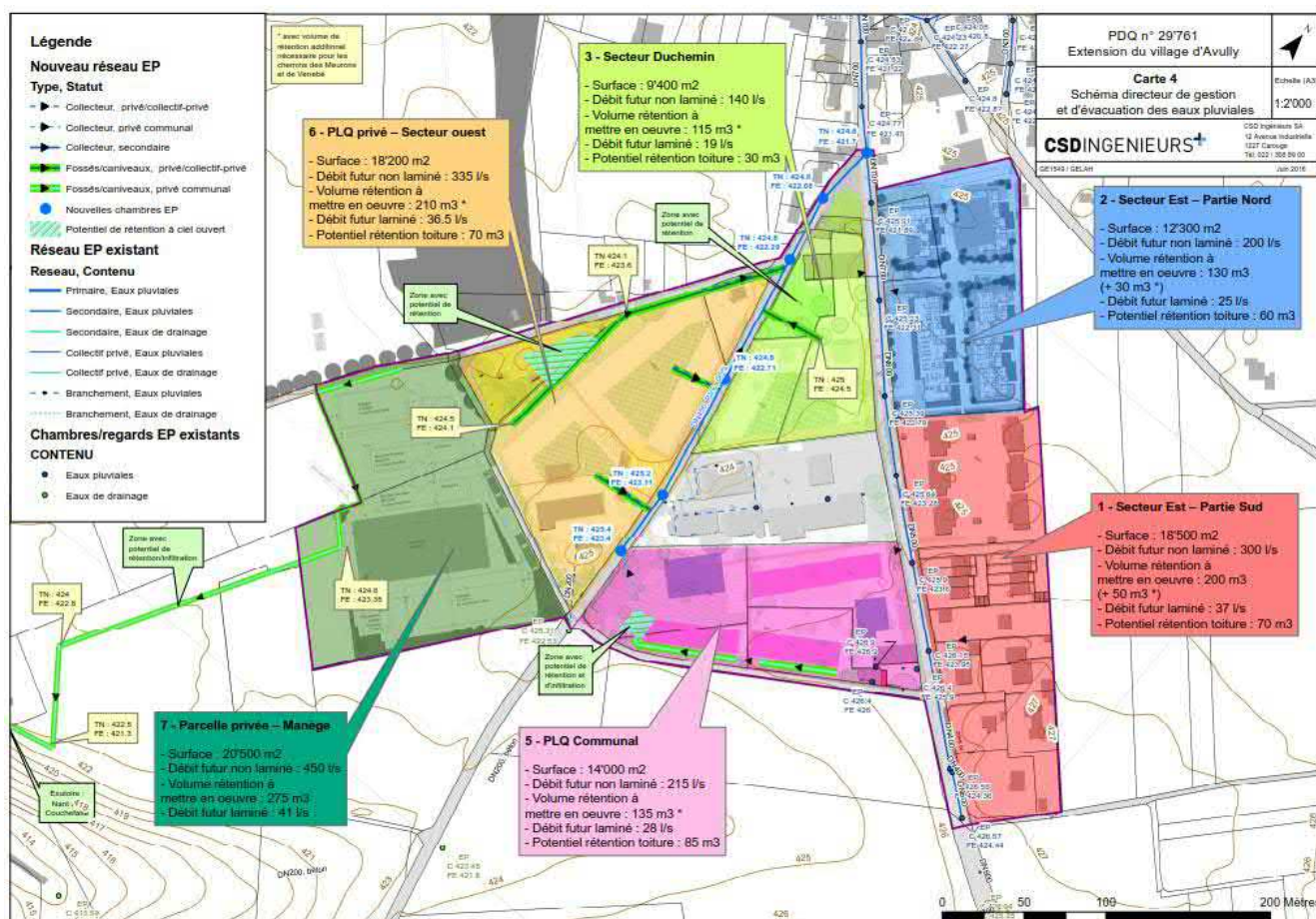


Figure 1 : Situation générale du contexte de développement du PDQ - Extension du village d'Avully

2.2 Description des équipements existants du système d'assainissement

2.2.1 Eaux pluviales

Le cours d'eau récepteur des eaux pluviales du périmètre actuellement raccordé est le Rhône. Après transit dans le système public d'assainissement situé sous la Route d'Avully (collecteur gravitaire circulaire Ø 500-700 mm), les eaux sont finalement rejetées au Rhône, au niveau du Bois de l'Eau Chaude.

Selon le PGEE, le collecteur implanté sous la Route d'Avully est en sous-capacité pour l'évacuation des pluies de temps de retour de T=10 ans, à l'état actuel et à l'état futur d'urbanisation considéré par le PGEE, avec risque de refoulement.

2.2.2 Eaux usées

Un collecteur d'eaux usées (DN300, PVC, i=0.6%) appartenant au réseau secondaire est situé sous la Route d'Avully, au droit du périmètre du PLQ. Le collecteur se prolonge ensuite vers le nord, en passant sous le village d'Avully, puis rejoint le réseau primaire d'eaux usées, traversant le Pont de la Plaine. Les eaux usées s'écoulent ensuite gravitairement jusqu'à la station d'épuration de La Plaine.

La carte ci-après illustre les équipements existants situés sous la Route d'Avully à proximité du périmètre du PLQ.

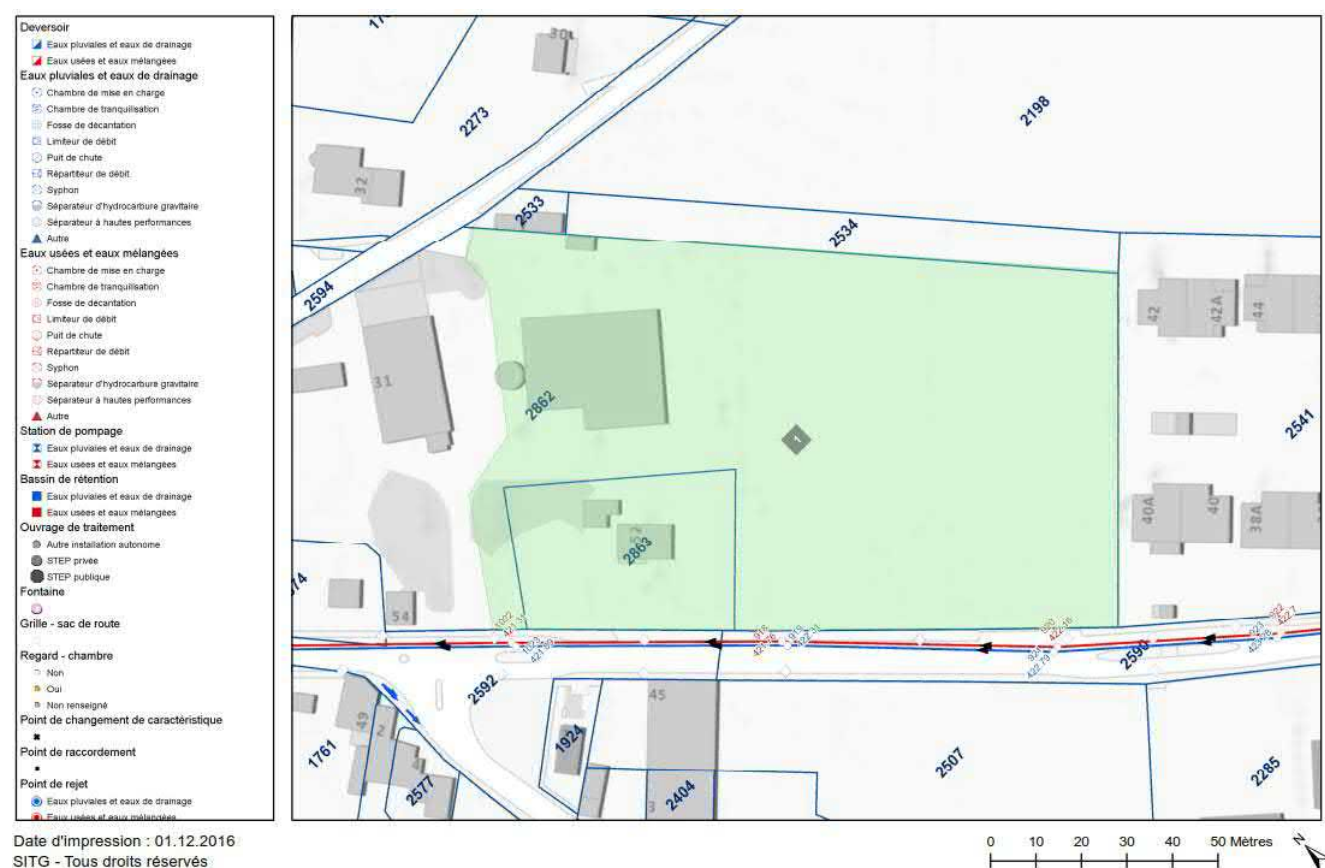


Figure 2 : Situation actuelle - PLQ Route d'Avully

2.3 Exigences relatives au débit rejeté

2.3.1 Contraintes liées au cours d'eau récepteur

Le périmètre du futur PLQ est situé sur le bassin versants naturel du Rhône. Aucune contrainte de rejet pour la protection hydrologique du cours d'eau n'est donc à considérer.

De plus, aucune exigence en matière de traitement des eaux de ruissellement n'est à considérer.

2.3.2 Contraintes liées à l'hydraulique du réseau

Sur la base du PGEE d'Avully, le réseau d'évacuation des eaux pluviales se situant sous la Route d'Avully est déjà mis à contribution à sa capacité maximale à l'état actuel. De plus, comme le PGEE ne tient pas compte d'une densification importante dans le secteur du PDQ, il a été nécessaire de définir une contrainte de débit maximal pour tous les rejets d'eaux pluviales dans le collecteur sous la route d'Avully. La DGEau s'est prononcée juillet 2015 afin de fixer une contrainte de **20 l/s/ha pour une pluie d'un temps de retour de T=10 ans** pour tout périmètre raccordé au collecteur sous la route d'Avully.

Pour les eaux usées, aucune contrainte liée à l'hydraulique du réseau n'est à prendre en compte, la capacité du réseau étant suffisante.

2.4 État futur d'urbanisation

En fonction de l'aménagement planifié par le PLQ ainsi que des différents types de surfaces associées à leur coefficient de ruissellement (Cr) caractéristiques, il est possible de déterminer les surfaces réduites contribuant à l'écoulement pour l'état actuel et l'état futur d'urbanisation. Cette approche est basée sur le plan d'aménagement du PLQ transmis par le bureau d'architecte Ardin et Zufferey associés SA en octobre 2016 et inséré ci-dessous.



Figure 3 : Plan d'aménagement du PLQ - version octobre 2016 - Ardin & Zufferey

Les coefficients de ruissellement attribués aux surfaces raccordées sont de 0.15 pour les espaces verts, de 0.65 pour les espaces verts sur dalle, de 0.9 pour les surfaces imperméables (parkings extérieurs, terrasses externes, voies de circulation automobile et surfaces bituminées). Les toitures des bâtiments projetés (intégralement des toitures plates) ont été réparties en une partie végétalisée (60%, $Cr=0.65$) et une partie non végétalisée (40%, $Cr=0.9$).

Le tableau ci-après est découpé selon deux trois bassins-versants à l'état futur considérés, représentés à la figure ci-après.

Type de surfaces aménagées	Cr (-)	Surface raccordée [m2]	Surface réduite [m2]
Sous-bassin n°1A			
<i>Bâti - toiture totale</i>		659	
Bâti - toiture avec rétention (90%)	0.75	593	445
Bâti - toiture sans rétention (10%)	0.75	66	49
Surfaces bituminées	0.9	1'420	1'278
Espace vert	0.15	346	52
Espace vert sur dalle	0.65	251	163
TOTAL BV 1A	0.74	2'676	1'987
Sous-bassin n°1B			
<i>Bâti - toiture totale</i>	0	1'354	0
Bâti - toiture avec rétention (90%)	0.75	1'219	914
Bâti - toiture sans rétention (10%)	0.75	135	102
Surfaces bituminées	0.9	1'841	1'657
Espace vert	0.15	1'947	292
Espace vert sur dalle	0.65	913	593
TOTAL BV 1B	0.59	6'055	3'558
Sous-bassin n°2			
<i>Bâti - toiture totale</i>		625	
Bâti - toiture avec rétention (90%)	0.75	563	422
Bâti - toiture sans rétention (10%)	0.75	63	47
Surfaces bituminées	0.9	1'773	1'596
Espace vert	0.15	365	55
Espace vert sur dalle	0.65	342	222
TOTAL BV 2	0.75	3'105	2'342
TOTAL PLQ Route d'Avully	0.67	11'836	7'887

Tableau 1 : Calcul des surfaces réduites des trois sous bassins-versants à l'état futur

Les trois sous-bassins versants ont été déterminés à partir des contraintes topographiques, permettant de raccorder la majeure partie du périmètre dans les sous-bassins versants n°1A et 1B.

Comme hypothèse de calcul, il a été considéré que seule 90% de la surface des toitures pourront être affectés à la rétention. Dans les faits, toutes les toitures pouvant techniquement et fonctionnellement faire l'objet d'une rétention devront être équipées en conséquence.

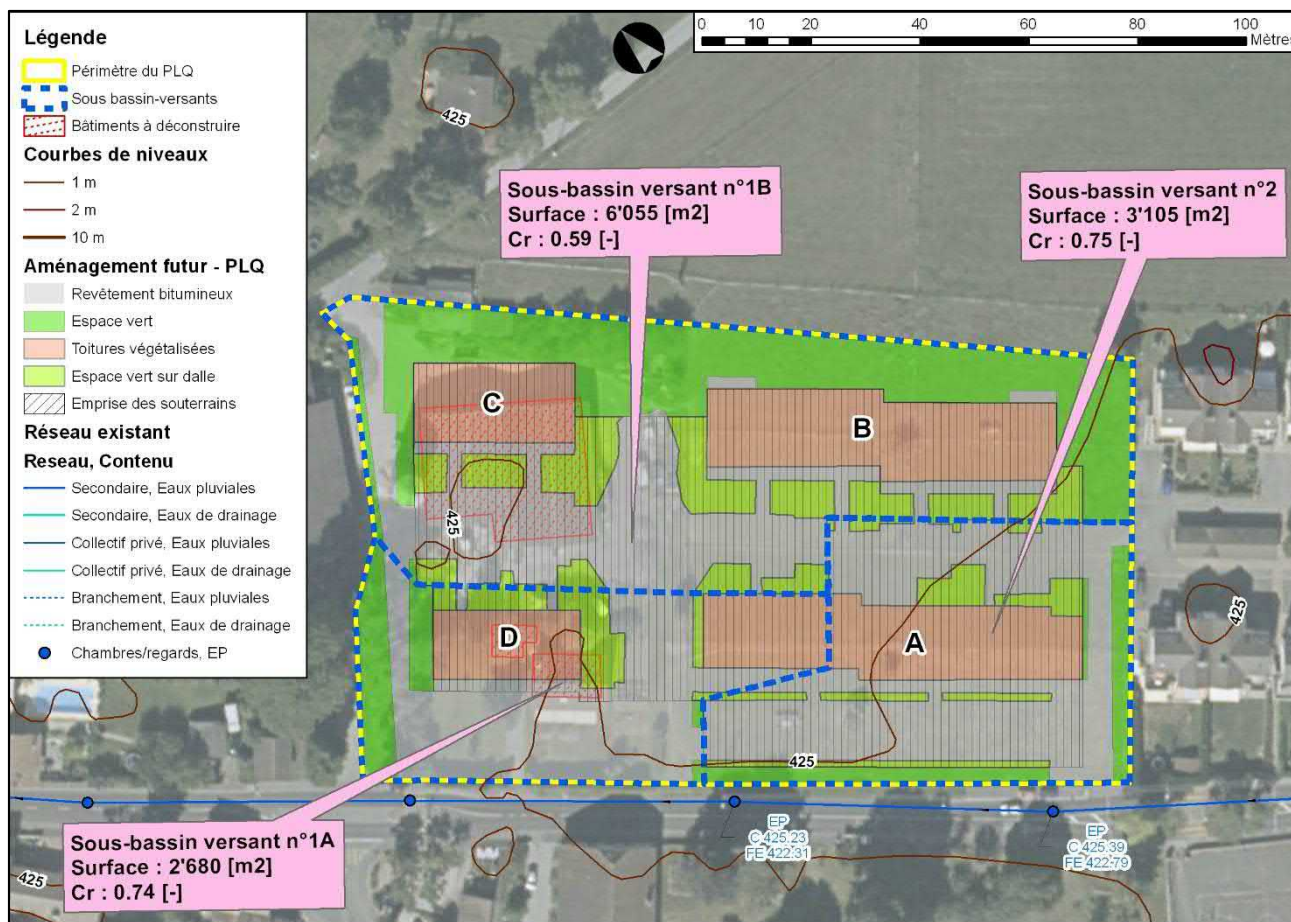


Figure 4 : Sous bassin-versants à l'état futur

2.5 Débits générés à l'état futur et volumes de rétention

Le tableau ci-après, issu des calculs hydrauliques effectués sur la base des hypothèses d'urbanisation et de répartition en sous bassins-versants futurs au chapitre précédent, permet de définir les débits générés par le périmètre du PLQ, les débits de rejet à respecter selon la contrainte de rejet, ainsi que les volumes de rétention à mettre en œuvre sur le périmètre.

BV	Surface [m2]	Cr	Surface réduite [m2]	Débit non-limité [l/s]	Débit limité [l/s]	Rétention totale à mettre en œuvre [m3]	Potentiel de rétention en toiture [m3]	Volume de rétention hors toiture à prévoir [m3]
N°1A	2'676	0.74	1987	65	5.3	49	11	38
N°1B	6'055	0.59	3558	110	12.1	80	23	57
N°2	3'105	0.75	2342	80	6.2	58	11	48
TOTAL	11'836	0.68	7'887	255	24	187	45	143

Tableau 2 : Caractéristiques des sous bassins versants futurs, débits générés, et volumes de rétention

Afin de respecter la contrainte de rejet dans le réseau secondaire, le volume de rétention global à mettre en œuvre sur l'ensemble du périmètre s'élève à environ 143 m³. Le potentiel de rétention en toiture s'élève à environ 45 m³, en considérant que 90 % des surfaces de toitures plates seront stockantes.

2.6 Aptitude à l'infiltration

Le Rapport sur l'Etat de l'Infiltration du Plan Général d'Evacuation des eaux du groupement des communes de Aire-la-ville, Avully, Cartigny, Laconnex et Soral (adopté le 13.11.2013) a permis de constater que l'emprise du PLQ Communal se situe dans un secteur caractérisé par la présence d'une formation de retrait würmien (phase sableuse et graveleuse) où l'infiltration est à vérifier « au cas par cas ». Cette formation abrite la nappe temporaire de la Champagne.

La perméabilité du sol a été précisée au moyen de deux essais d'infiltration réalisés par le bureau CSD Ingénieurs le 3 novembre 2016, effectués sur des secteurs pouvant potentiellement accueillir des ouvrages d'infiltration, et les résultats sont synthétisés en Annexe 6 du présent document (Rapport sur la faisabilité d'infiltration). La position des deux essais réalisés est illustrée à la figure ci-après :



Figure 5 : Position des deux essais d'infiltrations effectués le 03.11.2016

Les caractéristiques du sous-sol, basées sur le relevé de 2 fouilles et complétées avec les indications du rapport géotechnique en cours d'établissement par le bureau Pillet Géotechnique SA, se présentent de la manière suivante :

Fouille 1 :

- **1) Horizon A - Terre végétale : (profondeur : 0 à 0.4 m)**
- **2) Horizon B – Sous-couche : 3ac - Phase gravelo-terreuse (profondeur : 0.4 à 0.9 m)**
- **3) Dépôt de retrait würmien : 6a - Matrice sableuse à nombreux galets, présence de boulets et blocs ; augmentation du nombre de galets avec profondeur (profondeur : 0.9 à 2.9 m)**
- **4) Phase limono-argileuse : 6d1 – Limon argileux, très dur, imperméable (profondeur : 2.9 à 4.3 m)**
- ➔ **Venues d'eau faibles à 2.8 m de profondeur**

Fouille 2 :

- **1) Horizon A - Terre végétale : (profondeur : 0 à 0.45 m)**
- **2) Horizon B – Sous-couche : 3ac - Phase gravelo-terreuse (profondeur : 0.45 à 0.95 m)**
- **3) Dépôt de retrait würmien : 6a - Matrice sableuse à nombreux galets, présence de boulets et blocs ; augmentation du nombre de galets avec profondeur (profondeur : 0.9 à 2.3 m)**
- **4) Phase limono-argileuse : 6d1 – Limon argileux consolidé, imperméable (profondeur : 2.3 à 4.0 m)**
- ➔ **Venues d'eau faibles à 2.25 m de profondeur**

Les deux essais ont permis de mettre en évidence une moyenne à bonne perméabilité du sous-sol au niveau de la couche sablo-graveleuse, qui présente une épaisseur de 1.5 à 2 m. Les coefficients de perméabilité (K) ont été calculés selon deux méthodes (cf. Annexe 6) :

- Essai Porchet à charge constante (calcul du K maximal)
- Essai Porchet à charge variable : (estimation du K moyen)

Les essais ont été effectués dans deux fouilles avec des profondeurs différentes (fouille 1 : 1.85 m et fouille 2 : 1.25 m). Les résultats de ces essais sont présentés dans le tableau suivant :

Fouille	Profondeur [m]	Coefficient de perméabilité K maximal [m/s] Essai à charge constante	Coefficient de perméabilité K moyen [m/s] Essai à charge variable
n°1	1.85	$8,1.10^{-4}$	$1,3.10^{-4}$
n°2	1.25	$8,7.10^{-4}$	$1,8.10^{-4}$

Pour le calcul du débit d'infiltration lors d'une pluie décennale (débit de pointe avec hauteur d'eau maximale dans l'ouvrage d'infiltration), une perméabilité minimale de **$K = 1.10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$** peut être considérée pour le dimensionnement des ouvrages d'infiltration.

Néanmoins, une étude à l'échelle locale au secteur d'Avully montre une variabilité importante des hauteurs de la nappe, notamment en lien avec les données issues du piézomètre n°299 situé au sud de la salle communale. Une discontinuité des niveaux de la nappe de la Champagne entre ce piézomètre et le secteur du présent PLQ laisse suggérer une variabilité importante du toit des argiles, pouvant ainsi créer des « bassines » abritant la nappe. Le manque d'information précise sur le comportement de la nappe de la Champagne à l'intérieur du périmètre du PLQ ne permet donc pas d'estimer l'altitude maximale du niveau de la nappe. En cas de forte remontée de la nappe sous le niveau du terrain, l'aptitude à l'infiltration serait fortement réduite et les valeurs de perméabilité mesurées durant les essais ne seraient ainsi pas vérifiées. Par mesure de précaution, il est donc recommandé d'éviter l'infiltration des eaux à partir d'ouvrages enterrés, et ainsi favoriser l'infiltration diffuse des eaux dans le sol par des ouvrages à très faible profondeur (jusqu'à 0.5 m de profondeur au maximum).

Les détails des essais d'infiltration et de calculs des coefficients de perméabilités sont disponibles dans le Rapport de faisabilité d'infiltration, établi le 31.01.2017 par le bureau CSD Ingénieurs SA et joint en Annexe 6 de ce rapport.

3. Schéma directeur de gestion des eaux

3.1 Principes généraux

Le raccordement futur du périmètre global a été planifié en tenant compte de la topographie du terrain, de la configuration du projet d'aménagement du PLQ et des caractéristiques et contraintes du système d'assainissement existant, avec l'objectif de minimiser l'ampleur des nouvelles infrastructures à mettre en œuvre.

3.1.1 Objectifs

Le schéma directeur doit être établi en considérant les principes et objectifs suivants :

- Séparation intégrale des eaux polluées (eaux usées domestiques) et des eaux non polluées (eaux pluviales) du périmètre.
- Favoriser l'infiltration des eaux claires dans le sol lorsque les conditions locales (topographie, position par rapport aux emprises favorables) le permettent ;
- Concrétisation de toutes les opportunités de diminuer le taux d'imperméabilisation des surfaces aménagées par le PLQ afin de limiter les débits de pointe rejetés dans le réseau. Des mesures telles que la mise en œuvre de toitures végétalisées et revêtements perméables ou semi-perméables sont à préconiser.
- Favoriser l'écoulement des eaux pluviales à ciel ouvert pour l'ensemble des secteurs où cette option paraît réalisable et cohérente avec l'aménagement et l'affectation des emprises concernées.
- Limiter les impacts environnementaux et paysagers,

3.1.2 Contraintes

Les contraintes à respecter pour l'établissement du présent schéma directeur sont les suivantes :

- Respect des exigences de rejet dans le réseau de canalisations fixée à 20 l/s.ha pour une pluie d'un temps de retour de 10 ans
- Dimensionnement des collecteurs EP sur la base du débit généré pour un temps de retour de 10 ans.
- Pente minimale des collecteurs selon normes SN 592'000 et SIA 190 ;
- Diamètre minimal des collecteurs selon normes SN 592'000 et SIA 190 ;
- Hauteur minimale de recouvrement des collecteurs : 80 cm (norme SIA 190).

3.2 Eaux pluviales

Le concept de gestion des eaux pluviales est illustré en Annexe 1, et décrit ci-après. Les principes d'évacuation et de gestion des eaux pluviales sont décrits dans les chapitres suivants, selon les trois sous bassin-versants futurs, représentés dans la Figure 4.

3.2.1 Sous-bassin versant n°1

Le sous-bassin versant n°1 est raccordé au collecteur secondaire sous la route d'Avully par l'intermédiaire d'un nouveau collecteur EP, d'une longueur d'environ 70 m, situé sous le cheminement au nord du périmètre du PLQ, sur la chambre existante EP1023. Il est divisé en deux sous-bassins versants 1A et 1B, qui font l'objet d'une limitation de débit indépendante.

3.2.1.1 Sous-bassin versant n°1A

Ce sous-bassin versant, d'une emprise d'environ 2'700 m², est constitué des aménagements situés au nord-ouest du périmètre du PLQ, reprenant les eaux de ruissellement de la toiture du bâtiment D et d'une partie de la toiture du bâtiment A et des revêtements de surface alentours.

Les eaux claires générées par les nouveaux aménagements du PLQ dans le sous-bassin versant n°1A seront entièrement raccordées à un collecteur EP surdimensionné (DN1000, L=50 m, i=0.5%), permettant de rejeter le débit limité à 5.3 l/s dans la nouvelle chambre EP1. La mise en charge de ce collecteur surdimensionné permettra la mise en œuvre d'un volume de rétention de 40 m³. Ce collecteur pourra être construit dans la même fouille d'excavation que le sous-sol.

Du fait de la présence d'une dalle de parking sous quasi l'ensemble du périmètre du PLQ, les eaux seront récoltées dans des collecteurs d'eaux pluviales à faible profondeur et à faible pente (j=0.5%), posés sur la dalle du sous-sol. Selon les contraintes altimétriques (hauteur de recouvrement insuffisante), des caniveaux ou cunettes à fentes (DN200, béton, pente 0.5%) devront être utilisés sur la dalle de parking.

La mise en œuvre d'une **rétention en toiture**, compatible avec les toitures végétalisées, permet de retenir un volume d'environ **11 m³** pour une pluie avec un temps de retour de T=10 ans (Surface de toit totale : 660 m², hypothèse de 90% de toitures stockantes). Cela peut être réalisé par la mise en œuvre d'un limiteur de débit au niveau de chaque descente de toitures, calibré pour un débit maximum de l'ordre de 0.5 l/s. Le dispositif de régulation de débit est équipé d'une surverse permettant d'évacuer l'eau excédentaire en cas de forte pluie ou de dysfonctionnement du limiteur de débit.

Comme hypothèse de calcul, il a été considéré que seulement 90% de la surface des toitures pourront faire office de rétention. Dans les faits, toutes les toitures pouvant techniquement et fonctionnellement faire l'objet d'une rétention devront être équipées en conséquence.

3.2.1.2 Sous-bassin versant n°1B

Ce sous-bassin versant, d'une emprise d'environ 6'100 m², est constitué des aménagements situés au nord-est du périmètre du PLQ, reprenant les eaux de ruissellement des toitures des bâtiments B et C, ainsi que des eaux de ruissellement de la place centrale bitumée.

Les eaux claires générées par les nouveaux aménagements du PLQ dans le sous-bassin versant n°1B seront entièrement raccordées à un ouvrage de rétention à ciel ouvert, permettant de rejeter le débit limité à 12 l/s dans la nouvelle chambre EP5. Cette noue de rétention, d'une surface d'environ 180 m², est caractérisée par une profondeur maximale de 0.4 m. Elle devra être intégrée au fossé d'écoulement situé au nord, reprenant les eaux de la majeure partie du sous-bassin versant n°1B.

La mise en charge de la noue de rétention permettra la mise en œuvre d'un volume de rétention de 60 m³. L'ouvrage devra être aménagé avec de faibles pentes (1V : 5H), par la mise en œuvre de paliers de 20cm de profondeur par mètre horizontal, respectant ainsi les normes de sécurité BPA.

La chambre EP5 devra être équipée d'un limiteur de débit de type « Vortex », calibré à 12 l/s, et équipée d'un trop plein permettant l'évacuation des débits excédentaires lors d'une pluie avec un temps de retour supérieur à T=10 ans.

Le fossé d'évacuation, d'une longueur d'environ 170 m et d'une largeur comprise entre 2 et 3 m, permettra de récolter l'ensemble des eaux de ruissellement des bâtiments B et C (toitures, terrasses et jardins), de la place centrale ainsi que des terrasses espaces verts alentours. Le fossé devra présenter une pente minimale de 0.3%, permettant ainsi un laminage supplémentaire des eaux de ruissellement. Le fond du fossé devra être aménagé avec des gravillons ou sable, constituant ainsi une couche filtrante préalable à l'infiltration diffuse des eaux dans le sol.

Le fossé permettra ainsi de maintenir une infiltration diffuse vers la nappe superficielle pour les eaux pluviales récoltées sur environ 51% de l'emprise du PLQ (6'055 m² sur une surface totale de 11'836 m²). Par sécurité, la capacité d'infiltration n'a pas été considérée pour le calcul du volume de rétention.

Les aménagements situés entre les bâtiments C et D ne pourront pas être raccordés au fossé. Les eaux de ruissellement de cette zone devront donc être récoltées par l'intermédiaire d'ouvrages à faible profondeur, de type cunettes à fentes ou des caniveaux, puis raccordés à un nouveau collecteur permettant de raccorder ces eaux en amont du limiteur de débit, dans la nouvelle chambre EP5.

Du fait de la présence d'une dalle de parking sous quasi l'ensemble du périmètre du PLQ, les eaux seront récoltées dans des collecteurs d'eaux pluviales à faible profondeur et à faible pente (j=0.5%), posés sur la dalle du sous-sol. Selon les contraintes altimétriques (hauteur de recouvrement insuffisante), des caniveaux ou cunettes à fentes (DN200, béton, pente 0.5%) devront être utilisées sur la dalle de parking.

La mise en œuvre d'une **rétention en toitures**, compatible avec les toitures végétalisées, permet de retenir un volume d'environ **23 m³** pour une pluie avec un temps de retour de T=10 ans (Surface de toit totale : 1'350 m², hypothèse de 90% de toitures stockantes). Cela peut être réalisé par la mise en œuvre d'un limiteur de débit au niveau de chaque descente de toitures, calibré pour un débit maximum de l'ordre de 0.5 l/s. Le dispositif de régulation de débit est équipé d'une surverse permettant d'évacuer l'eau excédentaire en cas de forte pluie ou de dysfonctionnement du limiteur de débit.

3.2.2 Sous-bassin versant n°2

Le sous-bassin versant n°2 représente une emprise de 3'105 m² ne pouvant pas être raccordé au système de gestion des eaux du sous-bassin versant n°1, comprenant une partie du bâtiment A et les cheminements et espaces verts alentours. Les eaux claires générées par les nouveaux aménagements du PLQ dans le sous-bassin versant n°2 seront entièrement raccordées à collecteur surdimensionné couplé à un limiteur de débit, permettant la rétention d'un volume d'eau maximal de 50 m³.

Le collecteur surdimensionné, d'une longueur totale de 45 m, sera implanté le long du cheminement sud, devra avoir un diamètre nominal minimum de DN 1200 mm, avec une pente de 0.5%. Ce collecteur pourra être construit dans la même fouille d'excavation du sous-sol.

La nouvelle chambre EP7 devra être mise en œuvre en limite du périmètre du PLQ, et sera équipée d'un limiteur de débit vortex calibré pour un débit maximal de 6 l/s ; ainsi que d'un trop-plein de sécurité.

Les eaux de ruissellement des places et cheminements compris dans le sous-bassin versant n°2, devront être récoltés par l'intermédiaire de collecteurs à faible profondeur (recouvrement disponible sur la dalle compris entre 60 et 80 cm), ou par la mise en œuvre de cunettes à fentes.

Le sous-bassin versant n°2 sera raccordé sur le réseau communal existant sous la route d'Avully, en amont de la chambre existante EP 921.

La mise en œuvre d'une **rétention en toitures**, compatible avec les toitures végétalisées, permet de retenir un volume d'environ **10 m³** pour une pluie avec un temps de retour de T=10 ans (Surface de toit totale : 625 m², hypothèse de 90% de toitures stockantes). Cela peut être réalisé par la mise en œuvre d'un limiteur de débit

au niveau de chaque descente de toitures, calibré pour un débit maximum de l'ordre de 0.5 l/s. Le dispositif de régulation de débit est équipé d'une surverse permettant d'évacuer l'eau excédentaire en cas de forte pluie ou de dysfonctionnement du limiteur de débit.

3.3 Eaux usées

Le concept de gestion des eaux usées est illustré en Annexe 2. L'ensemble des bâtiments du PLQ seront raccordés au collecteur d'eaux usées situé sous la route d'Avully, par l'intermédiaire de deux collecteurs implantés en bordure nord et sud du sous-sol.

Les eaux usées issues des parkings en souterrains devront être évacuées par un mécanisme de relevage des eaux et se raccorder aux nouveaux branchements prévus.

4. Dimensionnement des équipements de gestion des eaux

Les calculs hydrauliques ont été effectués sur la base des pluies de projet définies dans la directive « IDF 2009 » du Canton de Genève sur les pluies genevoises. Des événements de temps de retour de 10 ans ont été considérés pour le dimensionnement hydraulique des dispositifs d'évacuation des eaux et des mesures de gestion des eaux, en cohérence avec les exigences fixées pour la restitution des eaux dans le réseau d'assainissement.

4.1 Collecteurs surdimensionnés

4.1.1 Sous bassin-versant 1A

Le collecteur surdimensionné du sous bassin-versant 1A sera implanté en bordure du souterrain au sud du bâtiment D. Afin de respecter les exigences de rejet vers le réseau communal sous la route d'Avully, le sous bassin versant sera entièrement raccordé à un collecteur de diamètre intérieur minimal de DN 1000 mm (longueur : 50 m, pente $i=0.5\%$), permettant de stocker un volume d'eau d'environ 40 m³.

Le collecteur sera raccordé entre les chambres EP3 et EP2, dont la dernière sera équipée d'un limiteur de débit de type « Vortex », calibré pour un débit maximal de 5 l/s, pour une hauteur d'eau dans la chambre de $h_{\max}=0.95$ m.

Un trop-plein de sécurité devra être prévu dans la chambre EP2, à une altitude permettant l'absence de mise en charge complète du collecteur surdimensionné (voir Figure 6).

Une coupe-type en long de ce collecteur est présentée à la figure ci-après :

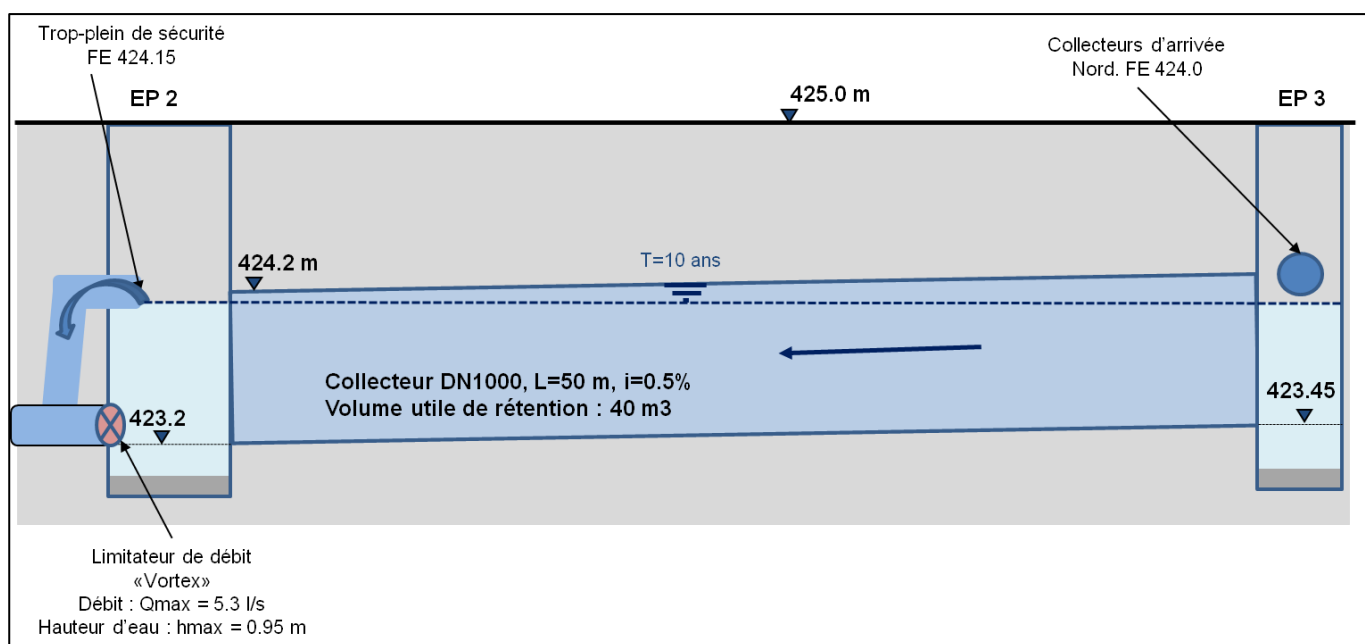


Figure 6 : Profil en long type du collecteur surdimensionné DN1000, sous bassin-versant 1A

4.1.2 Sous bassin-versant n°2

Le collecteur surdimensionné du sous bassin-versant 2 sera implanté en bordure du souterrain au sud-est du bâtiment A. Afin de respecter les exigences de rejet vers le réseau communal sous la route d'Avully, le sous bassin versant sera entièrement raccordé à un collecteur de diamètre intérieur minimal de DN 1200 mm (longueur : 45 m, pente $i=0.5\%$), permettant de stocker un volume d'eau d'environ 50 m³.

Le collecteur sera raccordé entre les chambres EP10 et EP7, dont la dernière sera équipée d'un limiteur de débit de type « Vortex », calibré pour un débit maximal de 6 l/s, pour une hauteur d'eau dans la chambre de $h_{\max}=1.2$ m.

Un trop-plein de sécurité devra être prévu dans la chambre EP7, à une altitude permettant l'absence de mise en charge complète du collecteur surdimensionné (voir Figure 7).

Une coupe-type en long de ce collecteur est présentée à la figure ci-après :

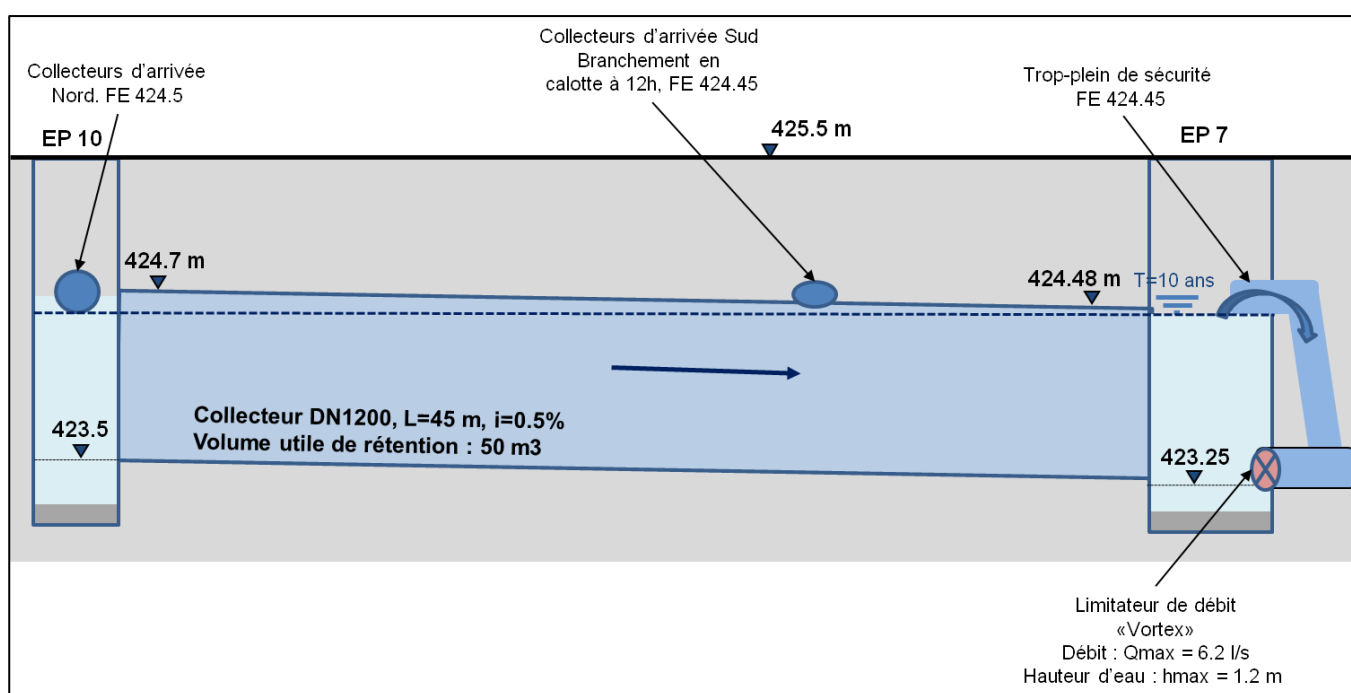


Figure 7 : Profil en long type du collecteur surdimensionné DN1200 - BV n°2

4.2 Fossé nord d'évacuation des eaux – sous bassin-versant 1B

Le fossé à mettre en œuvre au nord du périmètre a été dimensionné sur la base des exigences du BPA (Bureau de prévention des accidents). Similairement aux canalisations, ils sont dimensionnés pour permettre l'écoulement sans débordement des eaux pour une pluie de temps de retour de 10 ans.

Le fossé d'évacuation, situé le long des bâtiments B et C, est caractérisé par une profondeur indicative de 0.3 m, une largeur de 2 m et une pente de l'ordre de 0.3% à 0.5%. Une coupe-type du fossé d'évacuation des eaux respectant les exigences du BPA et permettant l'évacuation des eaux pour T=10 ans est présentée dans le schéma de principe ci-après. Le fond du fossé devra être aménagé avec des gravillons ou sable, constituant ainsi une couche filtrante préalable à l'infiltration diffuse des eaux dans le sol. Le fossé pourra être planté de végétation, mais devra toujours permettre l'écoulement des eaux par le maintien d'une pente suffisante le long du fossé.

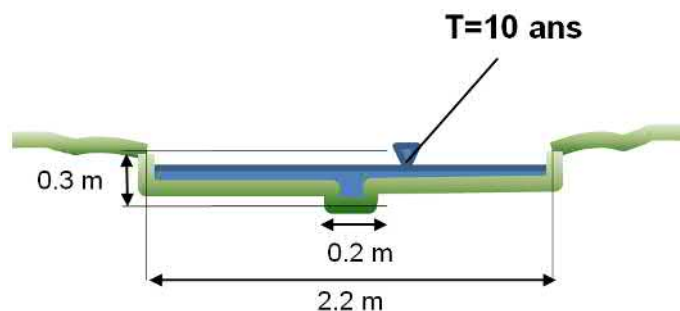


Figure 8 – Coupe-type du fossé d'évacuation des eaux avec niveau d'eau pour T=10 ans.

4.3 Noue de rétention – sous bassin-versant 1B

Le **volume non aménageable en toiture nécessaire au respect de la contrainte définie pour la gestion de l'ensemble du sous-bassin versant n°1B, est estimé à environ 60 m³**. Le volume pourra rationnellement être aménagé sous forme d'une noue de rétention située en bordure du bâtiment C, comme indiqué sur le schéma directeur en Annexe 1.

Afin de mettre en œuvre le volume de rétention nécessaire pour un évènement pluvial avec un temps de retour de T= 10 ans, la noue de rétention a été dimensionnée sur une surface réelle de 180 m², pour une profondeur maximale de 0.4 m. Le dimensionnement de la noue est illustré sur une coupe type à la figure ci-après :

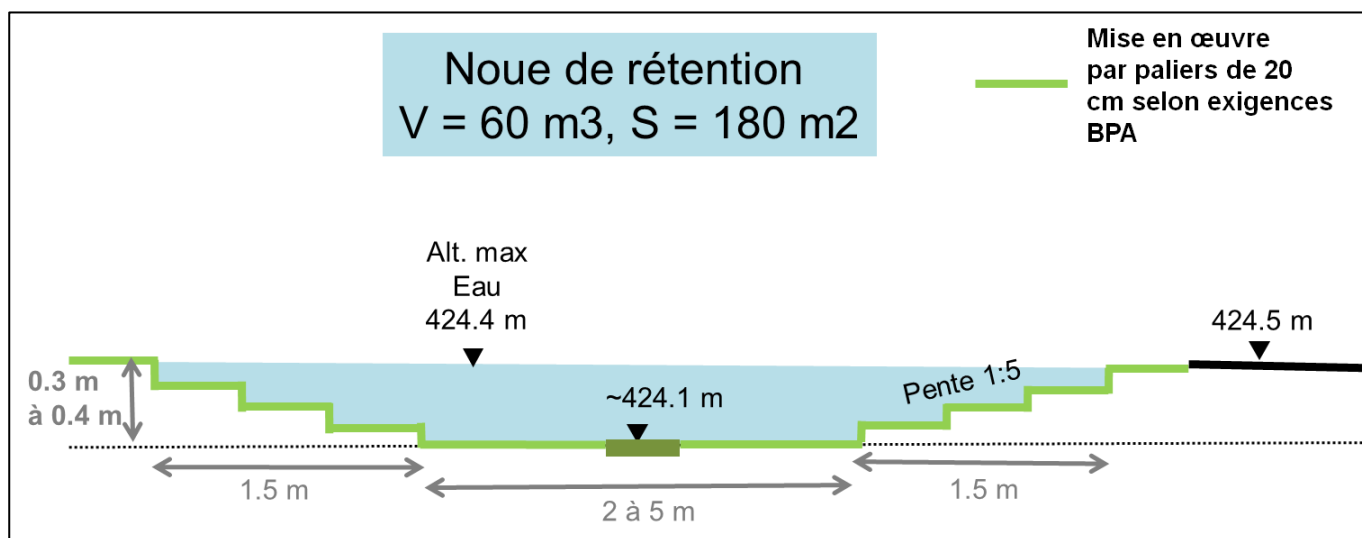


Figure 9 : Coupe-type de la noue de rétention

Les talus devront être aménagés par paliers de 20 cm de hauteur par mètre horizontal, permettant de respecter les exigences de sécurité BPA. La noue devra intégrer le fossé d'écoulement par la mise en œuvre d'une légère dépression au centre de la noue (cunette d'écoulement en gravillons par exemple).

En aval de la noue, le fossé sera raccordé à la nouvelle chambre EP5, équipée d'un limiteur de débit (Q=12.1 l/s). Cette chambre sera mise en charge lors d'évènements pluvieux important, permettant ainsi de remplir la noue.

5. Aspects financiers

5.1 Devis estimatif des équipements

Le devis estimatif relatif aux infrastructures d'assainissement nécessaires au périmètre global du PLQ Route d'Avully est présenté à l'Annexe 4.

Le montant total estimé pour les équipements du PLQ s'établit à **CHF 825'000 (H.T.)**.

A priori, l'ensemble des bâtiments seront réalisés par une seule entité de promoteurs (promoteur unique ou consortium). Néanmoins, il est envisageable que certains équipements, illustrés en Annexe 1, bénéficient d'un statut « collectif-privé », impliquant un financement par la commune à hauteur de 25%.

Dans le devis estimatif présenté en Annexe 4, la part des coûts d'équipements susceptibles d'obtenir le statut « collectif-privé » s'élève à **CHF 390'000 (H.T.)**.

Le maître de l'ouvrage devra, au stade de l'établissement des dossiers d'autorisation de construire, faire valider la part des équipements de statut collectif-privé. D'après l'article 27 de la L 2 05.01, c'est le département, avec l'accord de la commune d'Avully, qui statuera sur la question, en tenant compte notamment de l'intérêt local des équipements.

5.2 Estimation de la taxe unique de raccordement (TUR)

5.2.1 Définition et modalités de calculs

À partir du 1^{er} janvier 2015, l'ancienne taxe d'écoulement soumise à toute nouvelle construction raccordée au réseau a été remplacée par la taxe unique de raccordement (TUR). Cette taxe est divisée en deux composantes :

- **Eaux usées** : calculée sur le mode d'affectation des surfaces ou sur la nature des activités. Pour les bâtiments destinés à l'habitation et aux activités administratives, la TUR est calculée en fonction de la surface brute de plancher, à savoir : **14 CHF par m2 de logements et 3 CHF par m2 d'activités**. Pour toute autre affectation, le requérant doit justifier du nombre d'unité de raccordement. La TUR est alors calculée sur la base d'un tarif de **70 F par UR**.
- **Eaux pluviales** : calculée proportionnellement à la surface imperméable du projet de construction. Il en résulte une tarification unique, y compris pour les nouvelles voiries publiques, de **25 CHF par m2 de surfaces imperméables**.

Les modalités de taxations permettent néanmoins des abattements importants (p.ex. jusqu'à 90% pour des mesures de rétention à ciel ouvert) en cas de réalisation de mesures de gestion des eaux à la parcelle ou de végétalisation des toitures.

5.2.2 Calcul de la taxe unique de raccordement

La TUR a été calculée pour l'ensemble du périmètre du PLQ selon la fiche « Calcul de la taxe unique de raccordement - Nouvelle construction », et les résultats sont détaillés en Annexe 5. Les abattements ont été pris en compte lors d'aménagement d'ouvrages de rétention à ciel ouvert, ainsi que pour les surfaces de toitures végétalisées et dédiées à la rétention. Les surfaces brutes de plancher (SBP) sont issues des plans (versions du 17.07.2014) transmis par le bureau d'architecte Ardin et Zufferey associés SA en décembre 2016.

Le montant de la taxe de raccordement s'élève à environ :

- **CHF 128'200 (HT)** pour la composante « **eaux usées** » ;
- **CHF 94'000 (HT)** pour la composante « **eaux pluviales** » ;

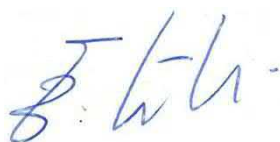
Le montant global de la taxe s'élève donc à environ **222'200 (H.T)** pour l'ensemble des aménagements du PLQ.

Le détail du calcul de la TUR est présenté dans les fiches de calcul en Annexe 5 selon les deux types de gestion des eaux :

- A ciel ouvert : pour le sous bassin versant 1B
- Enterrée : pour les sous bassins versants 1A et 2

Le calcul de la taxe unique de raccordement est indicatif, à l'attention de la direction générale de l'eau. Chaque requête en autorisation de construire fera l'objet d'un calcul détaillé.

CSD INGENIEURS SA



Eric Säuberli

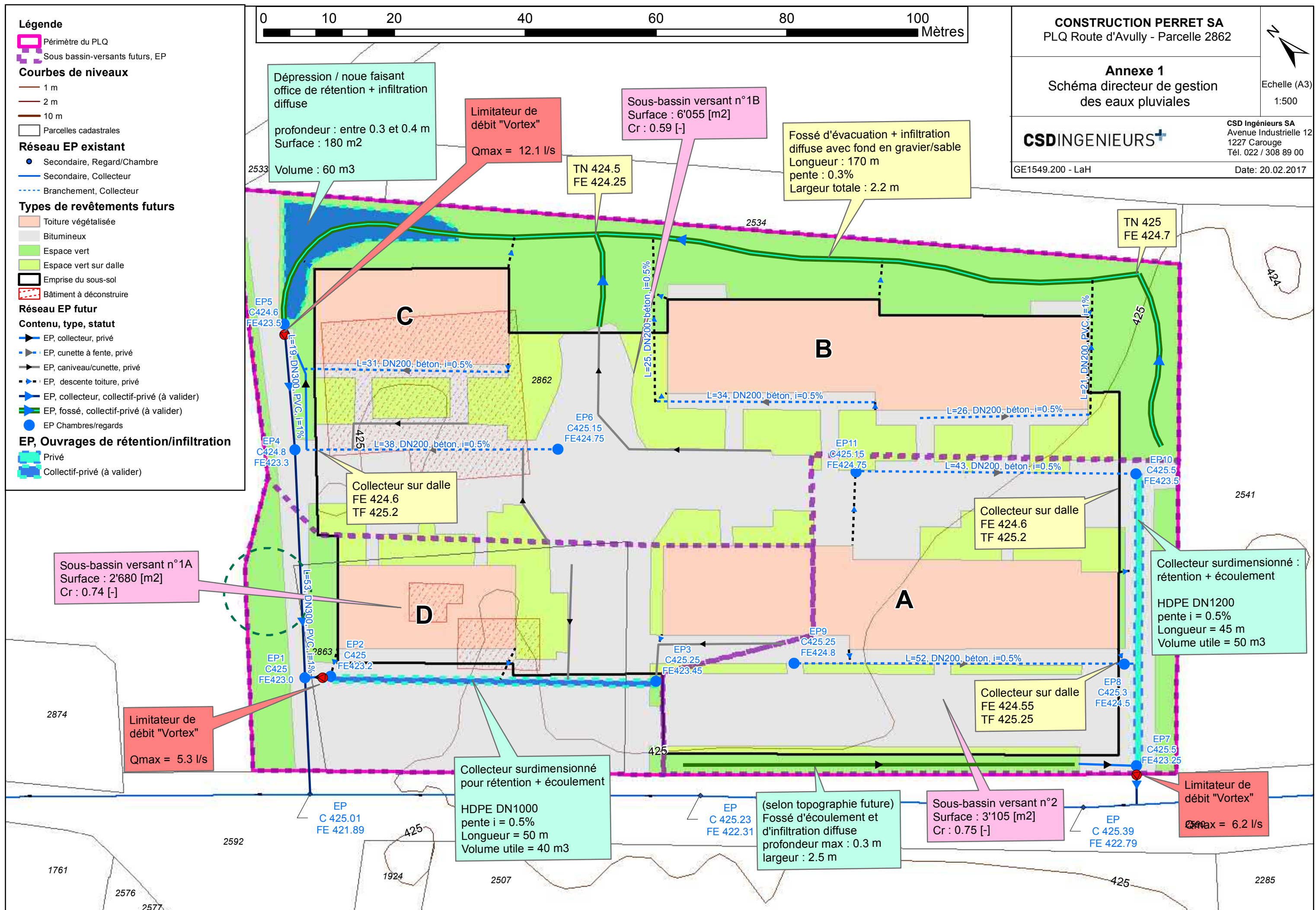


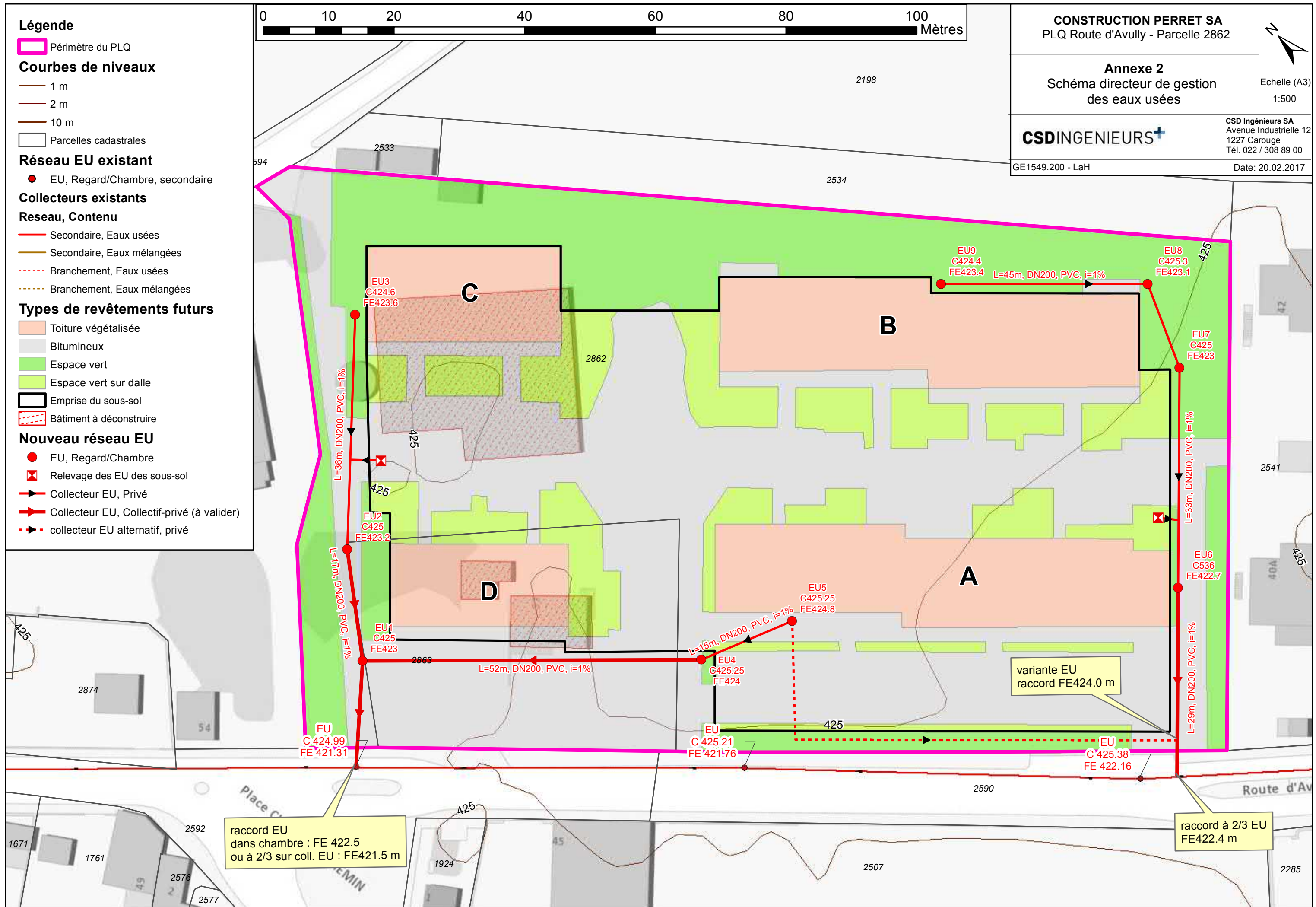
e.r. Laurent Hafiz

Genève, le 20.02.2017

LISTE DES ANNEXES

- ANNEXE 1 : Schéma directeur de gestion et d'évacuation des eaux pluviales
- ANNEXE 2 : Schéma directeur de gestion et d'évacuation des eaux usées
- ANNEXE 3 : Feuilles de calcul pour la rétention par sous bassin-versant
- ANNEXE 4 : Devis estimatif du coût des ouvrages
- ANNEXE 5 : Estimation de la taxe unique de raccordement (TUR)
- ANNEXE 6 : Étude de faisabilité d'infiltration – 31.01.2017





ANNEXE 3

FEUILLES DE CALCUL POUR LA RÉTENTION PAR SOUS BASSIN-VERSANT

- Sous bassin-versant n°1A
- Sous bassin-versant n°1B
- Sous bassin-versant n°2

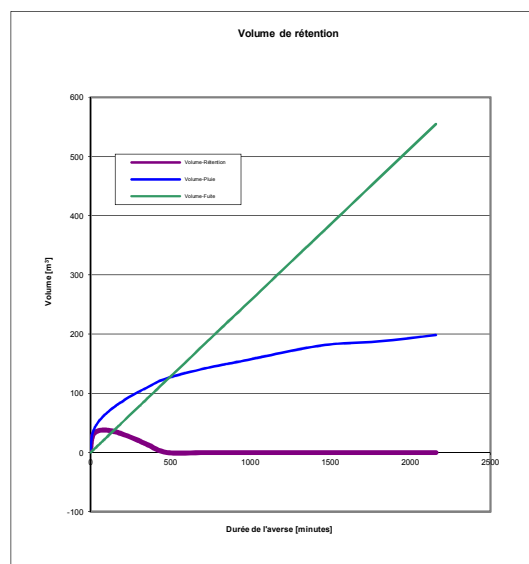
Annexe 3.1 : Sous bassin versant n°1A : calcul des exigences de rétention

Caractéristiques de l'emprise

Surface totale raccordée m ² :	2'676
---	--------------

Type de surface	Répartition (%)	Surface raccordée (m ²)	Cr (-)
	0%		
Toitures avec rétention	22%	593	0.75
Toiture sans rétention	2%	66	0.75
	0%		
Espaces verts pleine terre	13%	346	0.15
Espaces verts sur dalle	9%	251	0.65
Revetements bitumineux	53%	1'420	0.90
Total	100%	2'676	0.74

toiture totale **659 m2**



Bases hydrologiques et techniques

Surface réduite (m ²):	1'987
Exutoire:	Rhône
Temps de retour (ans):	10
Débit maximum autorisé (l/s/ha):	20
Débit de sortie maximal (l/s):	5.35
Débit de sortie spécifique maximum (l/s/ha _{red}):	26.93
Coefficient α (coefficient de fuite à déterminer par itération; valeur initiale= 2/3 [-] pour un orifice calibré):	0.80
Débit de sortie spécifique moyen (l/s/ha _{red}):	21.54
Temps de concentration (min):	5

DUREE PLUIE	Coefficient			INTENSITE PLUIE	INTENSITE PLUIE	DEBIT PLUIE	DEBIT TOITURES	VOLUME PLUIE	VOLUME FUITE	VOLUME RETENTION
minutes	a	b	u(T)	mm/h	L/s/m2	L/s	L/s	m3	m3	m ³
1.000	123.823	33.687	2.303	221.529	0.062	94.9	0.93	6	0	5
2.000	110.111	30.485	2.303	198.335	0.055	85.0	0.93	11	1	10
3.000	99.133	27.839	2.303	179.557	0.050	76.9	0.93	15	1	13
4.000	90.145	25.615	2.303	164.038	0.046	70.3	0.93	18	1	16
5.000	82.652	23.720	2.303	150.997	0.042	64.7	0.93	21	1	18
7.500	68.431	20.019	2.303	125.978	0.035	54.0	0.93	26	2	23
10.000	58.385	17.316	2.303	108.083	0.030	46.3	0.93	30	3	26
12.500	50.911	15.257	2.303	94.646	0.026	40.6	0.93	33	3	28
15.000	45.134	13.635	2.303	84.183	0.023	36.1	0.93	35	4	29
20.000	37.094	11.245	2.303	69.284	0.019	29.7	0.93	39	5	32
25.000	31.864	9.597	2.303	59.358	0.016	25.4	0.93	42	6	33
30.000	28.144	8.409	2.303	52.256	0.015	22.4	0.93	44	8	34
40.000	23.137	6.826	2.303	42.738	0.012	18.3	0.93	48	10	36
50.000	19.875	5.806	2.303	36.568	0.010	15.7	0.93	52	13	37
60.000	17.554	5.087	2.303	32.195	0.009	13.8	0.93	56	15	38
75.000	15.079	4.327	2.303	27.548	0.008	11.8	0.93	60	19	38
90.000	13.319	3.791	2.303	24.254	0.007	10.4	0.93	64	23	38
120.000	10.949	3.078	2.303	19.839	0.006	8.5	0.93	71	31	37
150.000	9.406	2.618	2.303	16.977	0.005	7.3	0.93	78	39	35
180.000	8.307	2.294	2.303	14.948	0.004	6.4	0.93	83	46	33
240.000	6.829	1.862	2.303	12.228	0.003	5.2	0.93	93	62	27
300.000	5.867	1.584	2.303	10.465	0.003	4.5	0.93	102	77	20
360.000	5.182	1.388	2.303	9.215	0.003	3.9	0.93	111	92	13
480.000	4.260	1.127	2.303	7.539	0.002	3.2	0.93	126	123	0
720.000	3.232	0.840	2.303	5.682	0.002	2.4	0.70	142	185	0
960.000	2.657	0.682	2.303	4.649	0.001	2.0	0.57	155	247	0
1440.000	2.016	0.508	2.303	3.504	0.001	1.5	0.49	181	370	0
1800.000	1.732	0.432	2.303	2.999	0.001	1.3	0.37	188	462	0
2160.000	1.529	0.379	2.303	2.641	0.001	1.1	0.33	198	555	0

Volume hors toiture (m ³)	38
Volume de rétention aménagé sur toiture (m ³)	11
Volume de rétention total (m ³)	49

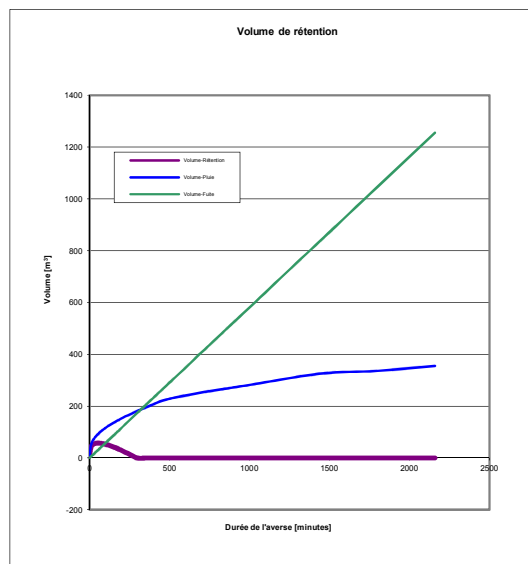
Annexe 3.2 : Sous bassin versant n°1B : calcul des exigences de rétention

Caractéristiques de l'emprise

Surface totale raccordée m ² :	6'055
---	--------------

Type de surface	Répartition (%)	Surface raccordée (m ²)	Cr (-)
	0%		
Toitures avec rétention	20%	1'219	0.75
Toiture sans rétention	2%	135	0.75
	0%		
Espaces verts pleine terre	32%	1'947	0.15
Espaces verts sur dalle	15%	913	0.65
Revetements bitumineux	30%	1'841	0.90
Total	100%	6'055	0.59

toiture totale 1354 m2



Bases hydrologiques et techniques

Surface réduite (m ²):	3'558
Exutoire:	Rhône
Temps de retour (ans):	10
Débit maximum autorisé (l/s/ha):	20
Débit de sortie maximal (l/s):	12.11
Débit de sortie spécifique maximum (l/s/ha _{red}):	34.04
Coefficient α (coefficient de fuite à déterminer par itération; valeur initiale= 2/3 [-] pour un orifice calibré):	0.80
Débit de sortie spécifique moyen (l/s/ha _{red}):	27.23
Temps de concentration (min):	5

DUREE PLUIE	Coefficient			INTENSITE PLUIE	INTENSITE PLUIE	DEBIT PLUIE	DEBIT TOITURES	VOLUME PLUIE	VOLUME FUITE	VOLUME RETENTION
minutes	a	b	u(T)	mm/h	L/s/m2	L/s	L/s	m3	m3	m³
1.000	123.823	33.687	2.303	221.529	0.062	162.7	1.92	10	1	9
2.000	110.111	30.485	2.303	198.335	0.055	145.7	1.92	19	1	17
3.000	99.133	27.839	2.303	179.557	0.050	131.9	1.92	25	2	22
4.000	90.145	25.615	2.303	164.038	0.046	120.5	1.92	31	2	27
5.000	82.652	23.720	2.303	150.997	0.042	110.9	1.92	36	3	31
7.500	68.431	20.019	2.303	125.978	0.035	92.5	1.92	45	4	38
10.000	58.385	17.316	2.303	108.083	0.030	79.4	1.92	51	6	43
12.500	50.911	15.257	2.303	94.646	0.026	69.5	1.92	56	7	46
15.000	45.134	13.635	2.303	84.183	0.023	61.8	1.92	60	9	49
20.000	37.094	11.245	2.303	69.284	0.019	50.9	1.92	67	12	52
25.000	31.864	9.597	2.303	59.358	0.016	43.6	1.92	72	15	54
30.000	28.144	8.409	2.303	52.256	0.015	38.4	1.92	76	17	55
40.000	23.137	6.826	2.303	42.738	0.012	31.4	1.92	84	23	57
50.000	19.875	5.806	2.303	36.568	0.010	26.9	1.92	91	29	57
60.000	17.554	5.087	2.303	32.195	0.009	23.6	1.92	97	35	57
75.000	15.079	4.327	2.303	27.548	0.008	20.2	1.92	105	44	56
90.000	13.319	3.791	2.303	24.254	0.007	17.8	1.92	112	52	54
120.000	10.949	3.078	2.303	19.839	0.006	14.6	1.92	125	70	49
150.000	9.406	2.618	2.303	16.977	0.005	12.5	1.92	136	87	42
180.000	8.307	2.294	2.303	14.948	0.004	11.0	1.92	146	105	35
240.000	6.829	1.862	2.303	12.228	0.003	9.0	1.92	165	140	17
300.000	5.867	1.584	2.303	10.465	0.003	7.7	1.92	182	174	0
360.000	5.182	1.388	2.303	9.215	0.003	6.8	1.92	197	209	0
480.000	4.260	1.127	2.303	7.539	0.002	5.5	1.91	225	279	0
720.000	3.232	0.840	2.303	5.682	0.002	4.2	1.44	255	419	0
960.000	2.657	0.682	2.303	4.649	0.001	3.4	1.18	278	558	0
1440.000	2.016	0.508	2.303	3.504	0.001	2.6	1.01	325	837	0
1800.000	1.732	0.432	2.303	2.999	0.001	2.2	0.76	336	1046	0
2160.000	1.529	0.379	2.303	2.641	0.001	1.9	0.67	355	1256	0

Volume hors toiture (m ³)	57
Volume de rétention aménagé sur toiture (m ³)	23
Volume de rétention total (m ³)	80

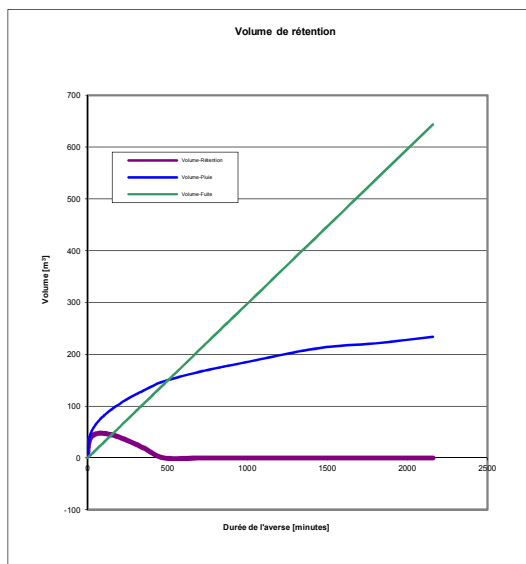
Annexe 3.3 : Sous bassin versant n°2 : calcul des exigences de rétention

Caractéristiques de l'emprise

Surface totale raccordée m ² :	3'105
---	--------------

Type de surface	Répartition (%)	Surface raccordée (m ²)	Cr (-)
	0%		
Toitures avec rétention	18%	563	0.75
Toiture sans rétention	2%	63	0.75
	0%		
Espaces verts pleine terre	12%	365	0.15
Espaces verts sur dalle	11%	342	0.65
Revetements bitumineux	57%	1'773	0.90
Total	100%	3'105	0.75

toiture totale 625 m2



Bases hydrologiques et techniques

Surface réduite (m ²):	2'342
Exutoire:	Rhône
Temps de retour (ans):	10
Débit maximum autorisé (l/s/ha):	20
Débit de sortie maximal (l/s):	6.21
Débit de sortie spécifique maximum (l/s/ha _{red}):	26.52
Coefficient α (coefficient de fuite à déterminer par itération; valeur initiale= 2/3 [-] pour un orifice calibré):	0.80
Débit de sortie spécifique moyen (l/s/ha _{red}):	21.22
Temps de concentration (min):	5

DUREE PLUIE	Coefficient			INTENSITE PLUIE	INTENSITE PLUIE	DEBIT PLUIE	DEBIT TOITURES	VOLUME PLUIE	VOLUME FUITE	VOLUME RETENTION
minutes	a	b	u(T)	mm/h	L/s/m2	L/s	L/s	m3	m3	m³
1.000	123.823	33.687	2.303	221.529	0.062	118.1	0.89	7	0	7
2.000	110.111	30.485	2.303	198.335	0.055	105.8	0.89	13	1	12
3.000	99.133	27.839	2.303	179.557	0.050	95.7	0.89	18	1	16
4.000	90.145	25.615	2.303	164.038	0.046	87.5	0.89	22	1	20
5.000	82.652	23.720	2.303	150.997	0.042	80.5	0.89	26	1	23
7.500	68.431	20.019	2.303	125.978	0.035	67.2	0.89	32	2	28
10.000	58.385	17.316	2.303	108.083	0.030	57.6	0.89	37	3	32
12.500	50.911	15.257	2.303	94.646	0.026	50.5	0.89	40	4	35
15.000	45.134	13.635	2.303	84.183	0.023	44.9	0.89	43	4	37
20.000	37.094	11.245	2.303	69.284	0.019	36.9	0.89	48	6	39
25.000	31.864	9.597	2.303	59.358	0.016	31.7	0.89	51	7	41
30.000	28.144	8.409	2.303	52.256	0.015	27.9	0.89	54	9	43
40.000	23.137	6.826	2.303	42.738	0.012	22.8	0.89	60	12	45
50.000	19.875	5.806	2.303	36.568	0.010	19.5	0.89	64	15	46
60.000	17.554	5.087	2.303	32.195	0.009	17.2	0.89	68	18	47
75.000	15.079	4.327	2.303	27.548	0.008	14.7	0.89	74	22	48
90.000	13.319	3.791	2.303	24.254	0.007	12.9	0.89	78	27	48
120.000	10.949	3.078	2.303	19.839	0.006	10.6	0.89	87	36	47
150.000	9.406	2.618	2.303	16.977	0.005	9.1	0.89	94	45	45
180.000	8.307	2.294	2.303	14.948	0.004	8.0	0.89	100	54	42
240.000	6.829	1.862	2.303	12.228	0.003	6.5	0.89	112	72	35
300.000	5.867	1.584	2.303	10.465	0.003	5.6	0.89	122	89	27
360.000	5.182	1.388	2.303	9.215	0.003	4.9	0.89	132	107	18
480.000	4.260	1.127	2.303	7.539	0.002	4.0	0.88	148	143	0
720.000	3.232	0.840	2.303	5.682	0.002	3.0	0.67	168	215	0
960.000	2.657	0.682	2.303	4.649	0.001	2.5	0.54	183	286	0
1440.000	2.016	0.508	2.303	3.504	0.001	1.9	0.47	212	429	0
1800.000	1.732	0.432	2.303	2.999	0.001	1.6	0.35	221	537	0
2160.000	1.529	0.379	2.303	2.641	0.001	1.4	0.31	234	644	0

Volume hors toiture (m ³)	48
Volume de rétention aménagé sur toiture (m ³)	11
Volume de rétention total (m ³)	58

ANNEXE 4

DEVIS ESTIMATIF DU COÛT DES OUVRAGES

PLQ Route d'Avully Devis estimatif des ouvrages de gestion et d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées					Annexe 4	
N°	Bâtiments rattachés	Travaux	Unité	Quantité	PU [CHF]	Coût HT [CHF]
EAUX PLUVIALES						
1	SOUS BASSIN-VERSANT N°1A					
1.1	*A, D	* Collecteur surdimensionné entre chambres EP2 et EP3, rétention V=40 m3, DN1000, L=50m				
1.1.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	50	980	fr. 49'000
1.1.2		Fourniture et pose Collecteur EP DN 1000	ml	50	750	fr. 37'500
1.1.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr. 2'500
1.1.4		Chambre équipée avec limiteur de débit "vortex"	p	1	15'000	fr. 15'000
1.2	D	Collecteur entre EP1 et EP2, DN300, L=4m, p=2 m				
1.2.1		Excavation, mise en décharge, étayage de fouille, remise en œuvre	ml	2	480	fr. 960
1.2.2		Fourniture et pose collecteur EP DN300	ml	2	60	fr. 120
1.2.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr. 2'500
1.3	*B, C, D	* Collecteur entre réseau communal et EP1, L=18 m, p=2.56 m, EP DN300				
1.3.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	18	670	fr. 12'060
1.3.2		Fourniture et pose Collecteur EP DN 300	ml	18	60	fr. 1'080
1.3.3		Chambres et regards	p	0	2'500	fr. -
1.4	*B, C, D	* Collecteur entre EP1 et EP5, L=55 m, p=1.55 m, EP DN300				
1.4.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	55	420	fr. 23'100
1.4.2		Fourniture et pose Collecteur EP DN 300	ml	55	70	fr. 3'850
1.4.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr. 2'500
TOTAL HT - 1. Réseau et ouvrages EP du sous bassin-versant n°1A					fr.	150'170
2	SOUS BASSIN-VERSANT N°1B					
2.1	*B, C	* Fossé d'évacuation, raccord à EP5, L=170m, largeur=2.2m, p=0.3				
2.1.1		Décapage de terre végétale, creuse et façonnage des berges, évacuation et mise en décharge matériaux, réglage et mise en forme des talus	ml	170	400	fr. 68'000
2.2	*B, C	* Noue de rétention au nord, S=180 m2, Prof = 0.3-0.4 m, V utile=60 m3,				
2.2.1		Décapage de terre végétale, creuse et façonnage des berges, évacuation et mise en décharge matériaux, réglage et mise en forme des talus	m2	180	90	fr. 16'200
2.2.2		Chambre équipée avec limiteur de débit "vortex"	p	1	15'000	fr. 15'000
2.3	C	Collecteur entre EP5 et cunette à fentes (EP6), L=20m, DN250				
2.3.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	20	300	fr. 6'000
2.3.2		Fourniture et pose Collecteur EP DN 250	ml	20	70	fr. 1'400
2.4	C	Cunette à fentes le long du bâtiment C, raccord vers au collecteur (EP5-6), L=31 m, p=0.4 m				
2.4.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	31	220	fr. 6'820
2.4.2		Fourniture et pose cunette à fente, type "Securro", intérieur DN200	ml	31	250	fr. 7'750
2.5	B	Cunette à fentes le long bât. B (vers est), raccord descente toiture, L=25 m, p=0.4 m, DN 200				
2.5.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	25	220	fr. 5'500
2.5.2		Fourniture et pose cunette à fente, type "Securro", intérieur DN200	ml	25	250	fr. 6'250
2.6	B	Cunette à fentes le long bât. B (vers ouest), raccord decante toiture, L=34 m, p=0.4 m				
2.6.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	34	220	fr. 7'480
2.6.2		Fourniture et pose cunette à fente, type "Securro", intérieur DN200	ml	34	250	fr. 8'500
2.7	C	Cunette à fentes entre collecteur (EP5) et EP6, L=38 m, p=0.45 m				
2.7.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	38	220	fr. 8'360
2.7.2		Fourniture et pose cunette à fente, type "Securro", intérieur DN200	ml	38	250	fr. 9'500
2.7.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr. 2'500
2.8	B	Caniveau ou cunette sur place centrale nord, raccord vers le fossé nord, L=40 m, p=0.4 m				
2.8.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	40	220	fr. 8'800
2.8.2		Fourniture et pose caniveau ou cunette à grille	ml	40	250	fr. 10'000
2.8.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr. 2'500
TOTAL HT - 2. Réseau et ouvrages EP du sous bassin-versant n°1B					fr.	190'560

PLQ Route d'Avully Devis estimatif des ouvrages de gestion et d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées					Annexe 4			
N°	Bâtiments raccordés	Travaux	Unité	Quantité	PU [CHF]	Coût HT [CHF]		
3	SOUS BASSIN-VERSANT N°2							
3.1	A	Cunettes à fentes entre chambres EP8 et EP9, L=52 m, p=0.4 m						
3.1.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	52	220	fr.	11'440	
3.1.2		Fourniture et pose cunette à fente, type "Securro", intérieur DN200	ml	52	250	fr.	13'000	
3.1.3		Chambres et regards	p	2	2'500	fr.	5'000	
3.2	B	Cunettes à fentes entre chambres EP10 et EP11, L=43 m, p=0.4 m						
3.2.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	43	220	fr.	9'460	
3.2.2		Fourniture et pose cunette à fente, type "Securro", intérieur DN200	ml	43	250	fr.	10'750	
3.2.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr.	2'500	
3.3	A	Collecteur surdimensionné entre chambres EP7 et EP10, rétention V=50 m3, DN1200, L=45m, profondeur : 2m						
3.3.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	45	1'200	fr.	54'000	
3.3.2		Fourniture et pose Collecteur surdimensionné DN 1200	ml	45	800	fr.	36'000	
3.3.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr.	2'500	
3.3.4		Chambre équipée avec limiteur de débit "vortex"	p	1	15'000	fr.	15'000	
3.4	A	Fossé d'évacuation + infiltration gravier/sable, raccord au collecteur (EP7), L=60m, largeur=2.5m, p=0.3						
3.4.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	60	150	fr.	9'000	
3.5	A	Collecteur entre collecteur (EP7) et fossé d'évacuation (sud), L=9m, p=1.15, DN300						
3.5.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	9	370	fr.	3'330	
3.5.2		Fourniture et pose Collecteur EP DN 250	ml	9	60	fr.	540	
3.6	A	Collecteur entre réseau secondaire et EP7 , L=6.5m, DN300, p=2.43m						
3.6.1		matériaux	ml	7	800	fr.	5'600	
3.6.2		Fourniture et pose Collecteur EP DN 300	ml	7	70	fr.	490	
TOTAL HT - 3. Réseau et ouvrages EP du sous bassin-versant n°2						fr.	178'610	
4. EAUX USEES								
4.1	*C, D	* Collecteur entre réseau secondaire et chambre EU2, L=33 m, p=2 m, EU DN200						
4.1.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	33	500	fr.	16'500	
4.1.2		Fourniture et pose Collecteur EU DN 200	ml	33	30	fr.	990	
4.1.3		Chambres et regards	p	2	2'500	fr.	5'000	
4.2	C	Collecteur entre chambres EU2 et EU3, L=36 m, p=2 m, EU DN200						
4.2.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	36	430	fr.	15'480	
4.2.2		Fourniture et pose Collecteur EU DN 200	ml	36	30	fr.	1'080	
4.2.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr.	2'500	
4.3	*A,D	* Collecteur entre chambres EU1 et EU4, L=52m, p=1.25 m, EU DN200						
4.3.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	52	340	fr.	17'680	
4.3.2		Fourniture et pose Collecteur EU DN 200	ml	52	30	fr.	1'560	
4.3.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr.	2'500	
4.4	A	Collecteur entre chambres EU4 et EU5, L=15 m, p=1.25 m, EU DN200						
4.4.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	15	340	fr.	5'100	
4.4.2		Fourniture et pose Collecteur EU DN 200	ml	15	30	fr.	450	
4.4.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr.	2'500	
4.5	*A, B	* Collecteur entre réseau secondaire et chambre EU6, L=30 m, p=2 m, EU DN200						
4.5.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	30	430	fr.	12'900	
4.5.2		Fourniture et pose Collecteur EU DN 200	ml	30	30	fr.	900	
4.5.3		Chambres et regards	p	1	2'500	fr.	2'500	
4.6	B	Collecteur entre chambres EU6 et EU9, L=80 m, p=2 m, EU DN200						
4.6.1		Excavation, évacuation et mise en décharge, pose enrobé, remise en œuvre matériaux	ml	80	430	fr.	34'400	
4.6.2		Fourniture et pose Collecteur EU DN 200	ml	80	30	fr.	2'400	
4.6.3		Chambres et regards	p	3	2'500	fr.	7'500	
TOTAL HT - 4. Réseau d'évacuation des eaux usées						fr.	131'940	
Total intermédiaire - CHT HT						fr.	652'000	
4		Installations de chantiers			5%	fr.	32'600	
5		Divers et imprévus			10%	fr.	65'200	
Total des travaux - CHT HT						fr.	750'000	
6		Horaires ingénieurs et frais divers			10%	fr.	75'000	
COUT TOTAL ESTIME - EQUIPEMENT PLQ - CHF HT						fr.	825'000	
7		TVA			8%	fr.	66'000	
COUT TOTAL ESTIME - EQUIPEMENT PLQ - CHF TTC						fr.	890'000	
* Equipements pouvant potentiellement obtenir le statut de collectif privé (financement par la Commune à hauteur de 25%) - statuts à valider par la DGEau en accord avec la Commune d'Avully								
Part du coût des équipements potentiellement en "collectif-privé" - CHF HT						fr.	306'000	
Installations de chantiers						5%	fr.	15'300
Divers et imprévus						10%	fr.	30'600
Total des travaux pour équipements "collectifs-privés" potentiels - CHT HT						fr.	352'000	
Horaires ingénieurs et frais divers						10%	fr.	35'200
COUT TOTAL ESTIME - EQUIPEMENT POTENTIELLEMENT EN "COLLECTIF-PRIVES" - CHF HT						fr.	390'000	

ANNEXE 5

ESTIMATION DE LA TAXE
UNIQUE DE RACCORDEMENT (TUR)



CALCUL DE LA TAXE UNIQUE DE RACCORDEMENT

COMPOSANTE EAUX PLUVIALES

Contrainte de rejet : Réseau

Ouvrage hors toiture : Rétention à ciel ouvert

Abattement :

Nature de la contrainte :	Faible	[-]
Taux d'abattement pour ouvrage hors toiture :	50	%

Calcul de la taxe :

Caractérisation des surfaces

Caractérisation des surfaces	Surface brute	Cr	Surface réduite	Abattement [%]		Surface réduite déterminante	Montant
	[m ²]	[%]	[m ²]	Toiture	Hors toiture	[m ²]	[F HT]
Toiture							
Végétalisée* avec stockage	731	65	475	95	0	23.77	594.25
Standard avec stockage	488	80	390	70		117.02	2'925.60
Végétalisée* sans stockage	81	65	53	50	50	13.16	329.05
Standard sans stockage	54	80	43	0		21.60	540.00
Accès, places et chemins	1'841	90	1'657	-	50	828.45	20'711.25
Aménagements extérieur et divers							
Hors espaces verts	913	65	593	0	50	296.73	7'418.15
Espaces verts	1'947	15	292	0		0	0
Total	6'055	58	3'504			1'300.73	32'518.30

* Epaisseur > 10 cm

Composante eaux pluviales en F HT 32'518.30

COMPOSANTE EAUX USEES

Eaux usées raccordées au réseau public ? Oui

Affectation	Assiette de la taxe	Unité	Tarif	Montant [F HT]
Logement	5'259	m ² de SBP	14 F / m ²	73'626.00
Activités administratives	-	m ² de SBP	3 F / m ²	-
Autres activités	-	Unités de raccordement	70 F / UR	-
Activités avec production d'eaux usées industrielles	-	Débit de pointe m ³ /h	4200 F / m ³ /h	-

Composante eaux usées en F HT 73'626.00

RECAPITULATIF DE LA TAXE UNIQUE DE RACCORDEMENT

Composante eaux usées : 73'626.00 F HT

Composante eaux pluviales : 32'518.30 F HT

Total : 106'144.30 F HT

TVA (8 %) 8'491.55 F

Total : 114'635.85 TTC

DOCUMENTS A FOURNIR

- 1 Le présent formulaire imprimé, daté et signé (2 pages) : onglets "Composante EP - Saisie" & "EP et EU - Saisie"
- 2 Plan des revêtements projetés pour la (les) toiture(s) et les aménagements extérieurs avec descriptif des surfaces et coefficients de ruissellement y relatifs.
- 3 Plan(s) de la (des) toiture(s) avec les détails du(des) dispositif(s) de gestion des eaux associé.
- 4 Plans de l' (des) ouvrage(s) de gestion des eaux pluviales avec le détail du (des) dispositif(s) de régulation des débits (régulateur, surverse,...).
- 5 Plan schématique des unités de raccordement
- 6 Le formulaire du nombre d'UR selon la directive SSIGE W3 (édition 1.01.2013), imprimé, daté et signé (1 page) : onglet "UR"

Date : Signature :

Pour l'impression, sélectionner "Imprimer le classeur entier"



CALCUL DE LA TAXE UNIQUE DE RACCORDEMENT

COMPOSANTE EAUX PLUVIALES

Contrainte de rejet : Réseau

Ouvrage hors toiture : Rétention enterrée

Abattement :

Nature de la contrainte :	Faible	[-]
Taux d'abattement pour ouvrage hors toiture :	30	%

Calcul de la taxe :

Caractérisation des surfaces	Surface brute	Cr	Surface réduite	Abattement [%]		Surface réduite déterminante	Montant
	[m ²]	[%]	[m ²]	Toiture	Hors toiture	[m ²]	[F HT]
Toiture							
Végétalisée* avec stockage	694	65	451	95	0	22.54	563.55
Standard avec stockage	462	80	370	70		110.98	2'774.40
Végétalisée* sans stockage	77	65	50	50	30	17.61	440.20
Standard sans stockage	52	80	41	0		28.90	722.40
Accès, places et chemins	3'193	90	2'874	-	30	2'011.59	50'289.75
Aménagements extérieur et divers							
Hors espaces verts	593	65	385	0	30	269.82	6'745.40
Espaces verts	711	15	107	0		0	0
Total	5'782	74	4'278			2'461.43	61'535.70

* Epaisseur > 10 cm

Composante eaux pluviales en F HT 61'535.70

COMPOSANTE EAUX USEES

Eaux usées raccordées au réseau public ? Oui

Affectation	Assiette de la taxe	Unité	Tarif	Montant [F HT]
Logement	3'636	m ² de SBP	14 F / m ²	50'904.00
Activités administratives	1'233	m ² de SBP	3 F / m ²	3'699.00
Autres activités		Unités de raccordement	70 F / UR	-
Activités avec production d'eaux usées industrielles	-	Débit de pointe m ³ /h	4200 F / m ³ /h	-

Composante eaux usées en F HT 54'603.00

RECAPITULATIF DE LA TAXE UNIQUE DE RACCORDEMENT

Composante eaux usées : 54'603.00 F HT

Composante eaux pluviales : 61'535.70 F HT

Total : 116'138.70 F HT

TVA (8 %) 9'291.10 F

Total : 125'429.80 TTC

DOCUMENTS A FOURNIR

- 1 Le présent formulaire imprimé, daté et signé (2 pages) : onglets "Composante EP - Saisie" & "EP et EU - Saisie"
- 2 Plan des revêtements projetés pour la (les) toiture(s) et les aménagements extérieurs avec descriptif des surfaces et coefficients de ruissellement y relatifs.
- 3 Plan(s) de la (des) toiture(s) avec les détails du(des) dispositif(s) de gestion des eaux associé.
- 4 Plans de l' (des) ouvrage(s) de gestion des eaux pluviales avec le détail du (des) dispositif(s) de régulation des débits (régulateur, surverse,...).
- 5 Plan schématique des unités de raccordement
- 6 Le formulaire du nombre d'UR selon la directive SSIGE W3 (édition 1.01.2013), imprimé, daté et signé (1 page) : onglet "UR"

Date : Signature :

Pour l'impression, sélectionner "Imprimer le classeur entier"

ANNEXE 6

RAPPORT DE FAISABILITE D'INFILTRATION

PLQ ROUTE D'AVULLY

RAPPORT DE FAISABILITÉ D'INFILTRATION

Genève, le 31.01.2017
GE01549.400

CSD INGENIEURS SA

Avenue Industrielle 12

CH-1227 Carouge

t +41 22 308 89 00

f +41 22 308 89 11

e geneve@csd.ch

www.csd.ch

TABLE DES MATIÈRES

1.	TRAVAUX EFFECTUÉS	1
2.	CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE LOCAL	3
3.	RÉSULTATS	4
3.1	Test d'infiltration	4
4.	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	8

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:	Caractéristiques géométriques des fouilles effectuées	1
Tableau 2 :	Hauteurs d'eau mesurées dans la fouille 1	5
Tableau 3 :	Hauteurs d'eau mesurées dans la fouille 2	6
Tableau 4 :	Calcul des coefficients de perméabilité moyens	7

LISTE DES FIGURES

Figure 1 :	Emplacement des deux fouilles pour essais d'infiltration	1
Figure 2 :	Fouille n°1 avant le test d'infiltration	2
Figure 3 :	Fouille n°2 avant le test d'infiltration	2
Figure 4 :	Photo de l'horizon graveleux (Fouille 2) : Galets et boulets dans matrice sableuse	3

PRÉAMBULE

CSD confirme par la présente avoir exécuté son mandat avec la diligence requise. Les résultats et conclusions sont basés sur l'état actuel des connaissances tel qu'exposé dans le rapport et ont été obtenus conformément aux règles reconnues de la branche.

CSD se fonde sur les prémisses que :

- le mandant ou les tiers désignés par lui ont fourni des informations et des documents exacts et complets en vue de l'exécution du mandat,
- les résultats de son travail ne seront pas utilisés de manière partielle,
- sans avoir été réexaminés, les résultats de son travail ne seront pas utilisés pour un but autre que celui convenu ou pour un autre objet ni transposés à des circonstances modifiées.

Dans la mesure où ces conditions ne sont pas remplies, CSD décline toute responsabilité envers le mandant pour les dommages qui pourraient en résulter.

Si un tiers utilise les résultats du travail ou s'il fonde des décisions sur ceux-ci, CSD décline toute responsabilité pour les dommages directs et indirects qui pourraient en résulter.

1. Travaux effectués

Durant la journée du 3 novembre 2016, une campagne d'essais d'infiltration a été réalisée au droit des emplacements potentiels à la mise en œuvre de tranchées d'infiltration. Deux essais ont ainsi été réalisés, et sont présentés de la manière suivante :

- **Fouille n°1 - Test d'infiltration** : profondeur de 1.85 m
- **Fouille n°2 - Test d'infiltration** : profondeur de 1,25 m

Les profondeurs des fouilles ont été déterminées selon les caractéristiques géologiques rencontrées au fur et à mesure de la creuse de la fouille, notamment lors de la rencontre avec les horizons graveleux à faible profondeur du sous-sol. Les caractéristiques géométriques des deux fouilles sont présentées dans le tableau ci-après. Les photos de la page suivante montrent l'emplacement des fouilles et permettent d'avoir un aperçu du contexte géologique en place.

N°	But	Largeur	Longueur	Surface	Profondeur
Fouille n° 1	Test d'infiltration	1.1 m	3.1 m	3.41 m ²	1.85 m
Fouille n° 2	Test d'infiltration	1.3 m	2.8 m	3.64 m ²	1.25 m

Tableau 1: Caractéristiques géométriques des fouilles effectuées

La figure ci-dessous illustre l'emplacement des fouilles n°1 et n°2 par rapport au plan du PLQ situé le long de la Route d'Avully.

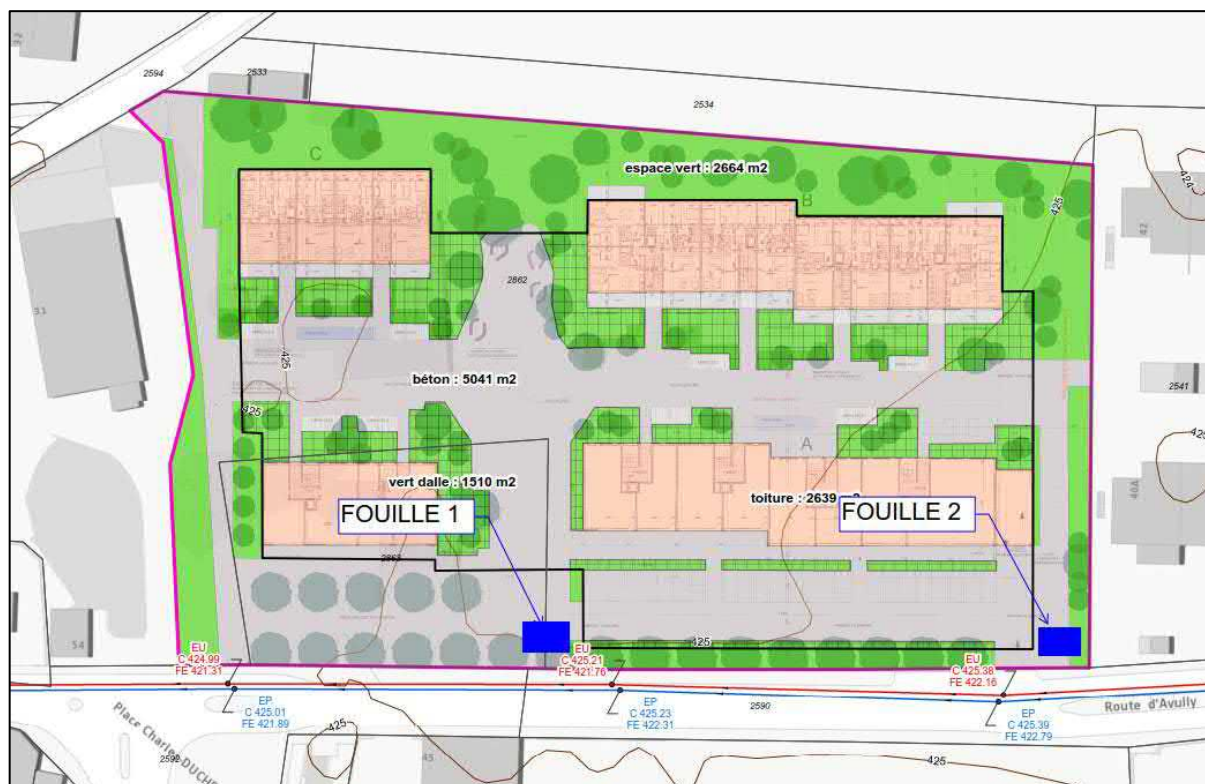


Figure 1 : Emplacement des deux fouilles pour essais d'infiltration



Figure 2 : Fouille n°1 avant le test d'infiltration



Figure 3 : Fouille n°2 avant le test d'infiltration

2. Contexte géologique et hydrogéologique local

Les fouilles ont permis de définir les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques du sol. Les résultats sont présentés ci-après :

Fouille 1 :

- **1) Horizon A - Terre végétale : (profondeur : 0 à 0.4 m)**
 - **2) Horizon B – Sous-couche : 3ac - Phase gravelo-terreuse (profondeur : 0.4 à 0.9 m)**
 - **3) Dépôt de retrait würmien : 6a - Matrice sableuse à nombreux galets, présence de boulets et blocs ; augmentation du nombre de galets avec profondeur (profondeur : 0.9 à 2.9 m)**
 - **4) Phase limono-argileuse : 6d1 – Limon argileux, très dur, imperméable (profondeur : 2.9 à 4.3 m)**
- Venues d'eau faibles à 2.8 m de profondeur

Fouille 2 :

- **1) Horizon A - Terre végétale : (profondeur : 0 à 0.45 m)**
 - **2) Horizon B – Sous-couche : 3ac - Phase gravelo-terreuse (profondeur : 0.45 à 0.95 m)**
 - **3) Dépôt de retrait würmien : 6a - Matrice sableuse à nombreux galets, présence de boulets et blocs ; augmentation du nombre de galets avec profondeur (profondeur : 0.9 à 2.3 m)**
 - **4) Phase limono-argileuse : 6d1 – Limon argileux consolidé, imperméable (profondeur : 2.3 à 4.0 m)**
- Venues d'eau faibles à 2.25 m de profondeur

La photo ci-dessous illustre les caractéristiques granulométriques du retrait würmien sableux à galets. Cette formation est caractérisée par une relativement bonne perméabilité.



Figure 4 : Photo de l'horizon graveleux (Fouille 2) : Galets et boulets dans matrice sableuse

3. Résultats

3.1 Test d'infiltration

Avant d'effectuer les tests d'infiltration, les fouilles n°1 et 2 ont été remplies d'eau à leur niveau maximum pour une première infiltration sans mesure.

Elles ont été remplies à nouveau afin d'effectuer **un premier test à niveau d'eau constant** dans chacune des deux fouilles en ajustant le débit d'eau d'arrivée.

Cette opération a pour objet de replacer le sol dans les conditions de saturation en eau telles qu'elles seraient observées lors du remplissage de la noue après un évènement pluvial important. La mesure de débit à niveau d'eau constant a également permis d'obtenir une première approximation du débit d'infiltration dans la fouille.

Les débits d'infiltrations mesurés et les coefficients de perméabilités estimés, par les essais à niveau d'eau constant dans les deux fouilles sont présentés dans le tableau ci-après :

N°	But	Hauteur d'eau dans la fouille	Surface	Débit d'infiltration [l/s]	Coefficient perméabilité K [m/s]
Fouille n° 1	Test d'infiltration	0.6 m	3.41 m ²	2.77	8,1.10 ⁻⁴
Fouille n° 2	Test d'infiltration	0.7 m	3.64 m ²	3.15	8,7.10 ⁻⁴

L'infiltration à charge constante a permis d'estimer les vitesses d'infiltrations maximales, et d'en déduire le coefficient de perméabilité maximal pour ces deux fouilles, calculé à une valeur de **K=8.10⁻⁴**.

Après cette période de mise en saturation, un test d'infiltration **à niveau d'eau variable** (sans apport d'eau pendant l'infiltration) a été effectué dans chacune des deux fouilles n°1 et 2.

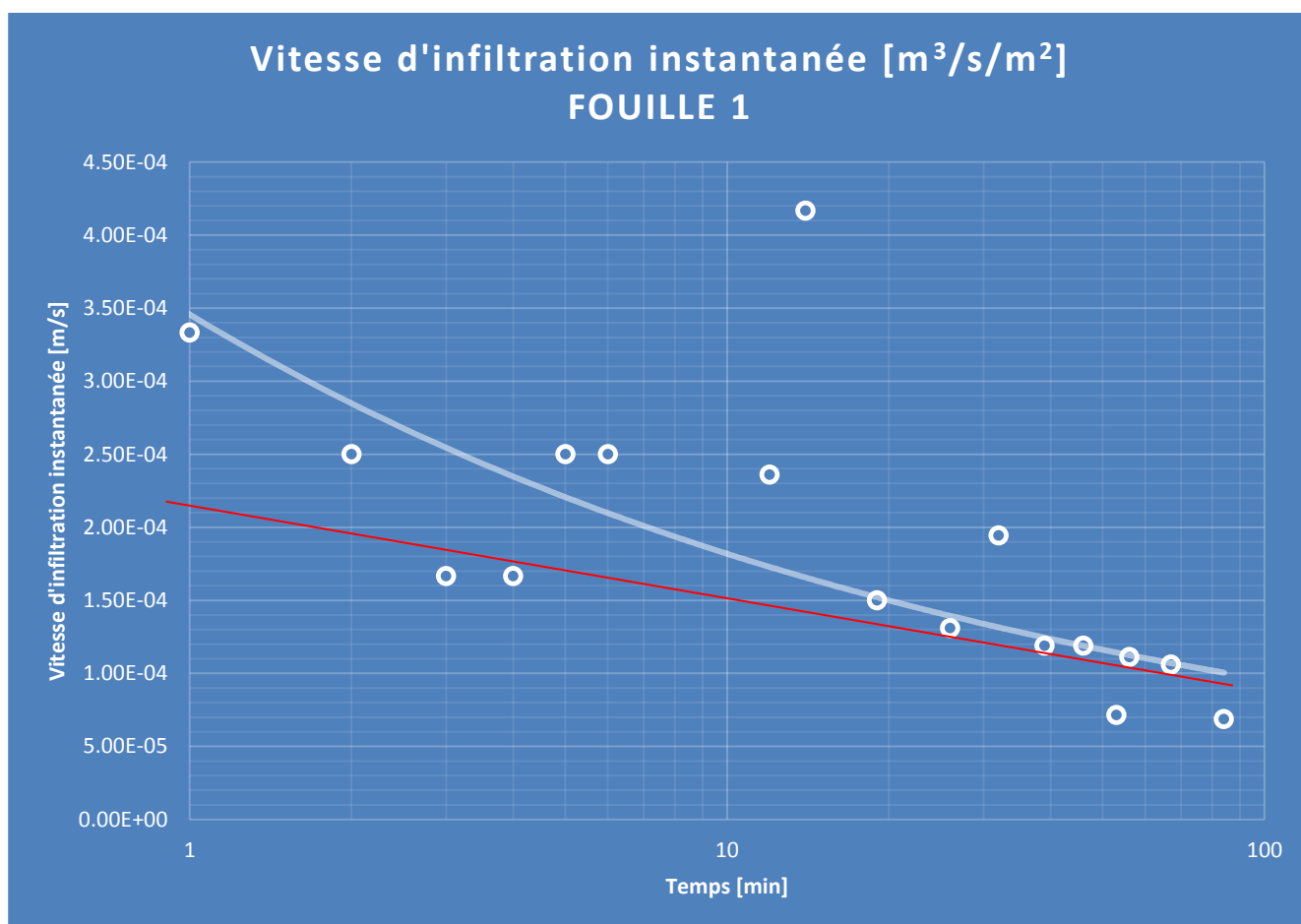
Durant les tests d'infiltration, les hauteurs d'eau dans les fouilles ont été mesurées par intervalles de 2 à 5 minutes afin de pouvoir déterminer l'évolution des débits infiltrés par rapport à la charge hydraulique dans les fouilles.

Les résultats de ces mesures de hauteurs d'eau sont présentés, par fouille, dans les paragraphes suivants :

FOUILLE N°1

Fouille n°1 : Test d'infiltration à niveau d'eau variable			
Heure	Hauteur d'eau mesurée [m]	Heure	Hauteur d'eau mesurée [m]
10:34	0.8	11:00	0.48
10:35	0.78	11:06	0.41
10:36	0.765	11:13	0.36
10:37	0.755	11:20	0.31
10:38	0.745	11:27	0.28
10:39	0.73	11:30	0.26
10:40	0.715	11:41	0.19
10:46	0.63	11:58	0.12
10:48	0.58		
10:53	0.535		

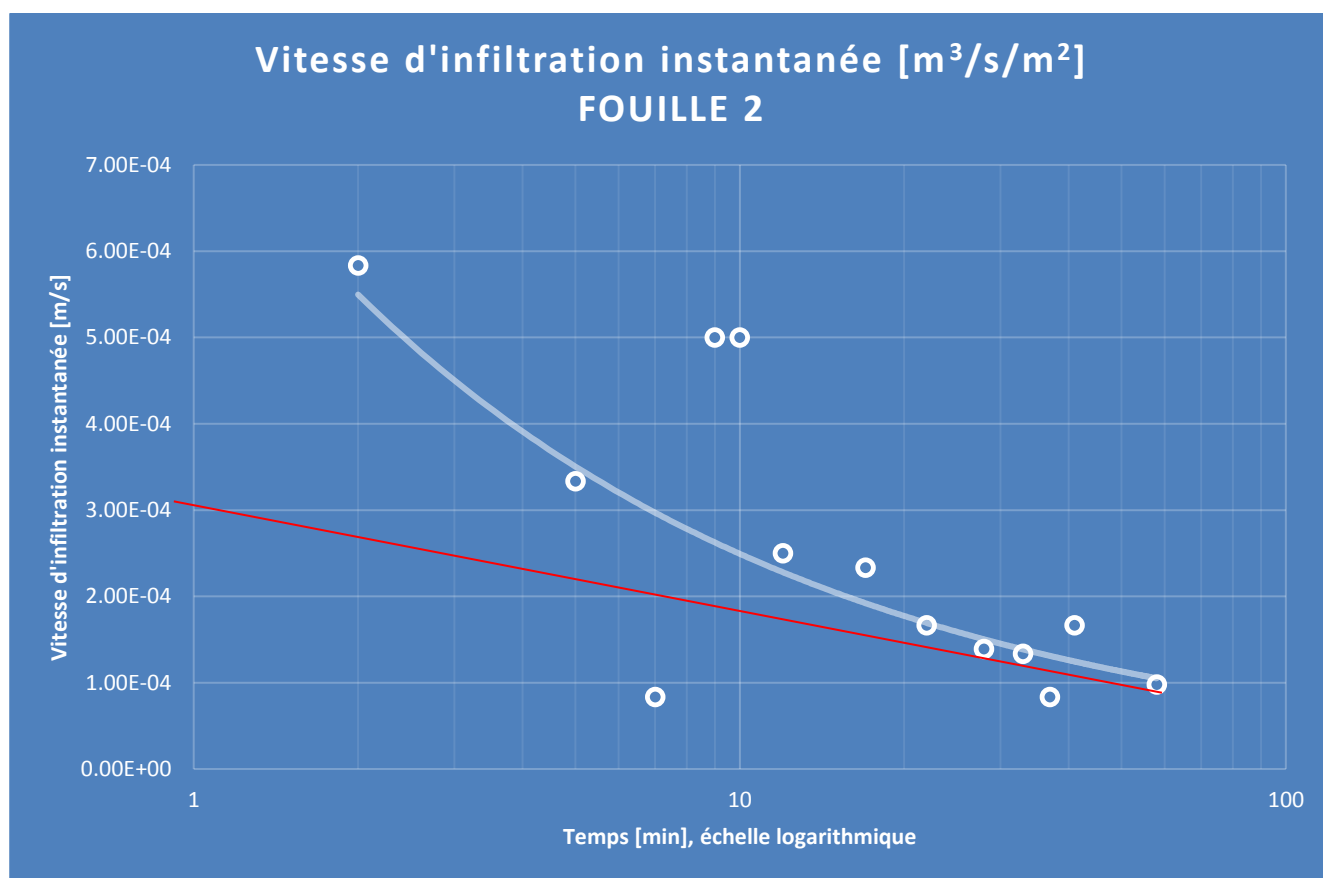
Tableau 2 : Hauteurs d'eau mesurées dans la fouille 1



FOUILLE N°2

Fouille n°2 : Test d'infiltration à niveau d'eau variable			
11:08	0.7	11:30	0.32
11:10	0.63	11:36	0.27
11:13	0.57	11:41	0.23
11:15	0.56	11:45	0.21
11:17	0.5	11:49	0.17
11:18	0.47	12:06	0.07
11:20	0.44		
11:25	0.37		

Tableau 3 : Hauteurs d'eau mesurées dans la fouille 2



À partir des résultats présentés dans les tableaux et illustrés dans les figures ci-avant, il est possible de calculer la vitesse d'infiltration, égale au coefficient de perméabilité. La formule de la loi de Darcy ci-dessous, permet d'exprimer le débit infiltré en fonction du gradient hydraulique (H/L), de la surface d'infiltration, et du coefficient de perméabilité.

$$Q = K \cdot S \cdot \frac{H}{L}$$

Avec :

Q : débit infiltré moyen [m³/s]

K : Coefficient de perméabilité [m/s]

S : Surface effective d'infiltration [m²]

H/L : Gradient hydraulique [m/m]

Les hypothèses suivantes ont été prises en compte dans le calcul du coefficient de perméabilité :

- En saturant le terrain alentour avant d'avoir effectué le test d'infiltration, le niveau temporaire de la nappe a été surélevé au niveau d'eau dans la fouille du test d'infiltration. On peut donc considérer que les parois latérales de la fouille ne vont pas contribuer de manière significative à l'infiltration des eaux de la fouille dans le sol. La surface d'infiltration effective correspond donc à la surface du fond de fouille ;
- Le calcul de la conductivité hydraulique est fait grâce à la loi de Darcy en admettant que le gradient hydraulique vaut 1 du fait de l'humectation préalable du sol et en tenant compte de la variation d'hauteur d'eau.
- Le volume infiltré durant le test d'infiltration est donc égal à la différence de hauteur d'eau dans la fouille entre le début et la fin du test, multiplié par la surface effective d'infiltration ;

D'après la formule de Darcy, il est donc possible de calculer, d'après la formule ci-après, les coefficients de perméabilités moyens K pour les deux essais effectués, et présentés dans le tableau ci-après :

$$K = \frac{Q}{S \cdot \frac{H}{L}}$$

Avec $(H/L) = 1$.

Fouille	Surface de la fouille [m2]	Hauteur d'eau infiltrée - Total [m]	Volume total d'eau infiltrée [litres]	Durée du test [sec]	Débit moyen d'infiltration [l/s]	Coefficient de perméabilité K moyen [m/s]
n°1	3.41	0.68	2319	5040	0.46	1.3E-04
n°2	3.64	0.63	2293	3480	0.66	1.8E-04

Tableau 4 : Calcul des coefficients de perméabilité moyens

Ainsi, avec la méthode de calcul du volume total infiltré, il est possible d'estimer les coefficients de perméabilité moyens suivants :

- $K = 1,3 \cdot 10^{-4}$ [m.s⁻¹], pour une infiltration à une profondeur de 1.85m ;
- $K = 1,8 \cdot 10^{-4}$ [m.s⁻¹], pour une infiltration à une profondeur de 1.25 m ;

La différence de ces deux valeurs de perméabilité sont inférieures aux coefficients de perméabilité calculés avec les essais à niveau d'eau constant. Cela est dû au fait que lors de l'essai à niveau constant, la hauteur d'eau dans la fouille était maximale, favorisant ainsi l'infiltration des eaux dans le sol.

4. Conclusions et recommandations

Les essais d'infiltration effectués lors de la journée du 3 novembre 2016 ont permis de démontrer la bonne possibilité d'infiltration du sol situé au droit de la route d'Avully, sur le périmètre du PLQ – Route d'Avully (cf. Figure 1).

En fonction du type d'essai effectué (à charge variable ou charge constante), des coefficients de perméabilité ont pu être définis pour deux profondeurs différentes, avec des valeurs comprises entre :

- $K_{\min} = 1,3.10^{-4}$ et $K_{\max} = 8,1.10^{-4}$ pour une profondeur de 1.85 m ;
- $K_{\min} = 1,8.10^{-4}$ et $K_{\max} = 8,7.10^{-4}$ pour une profondeur de 1.25 m ;

Ces valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Fouille	Profondeur [m]	Coefficient de perméabilité K maximal [m/s] Essai à charge constante	Coefficient de perméabilité K moyen [m/s] Essai à charge variable
n°1	1.85	$8,1.10^{-4}$	$1,3.10^{-4}$
n°2	1.25	$8,7.10^{-4}$	$1,8.10^{-4}$

Comme l'illustre le tableau ci-après, **les possibilités d'infiltration peuvent être caractérisées de bonnes** (Musy & Soutter, 1991).

K (m/s)	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Types de sols	Gravier sans sable ni éléments fins		Sable avec gravier, Sable grossier à sable fin		Sable très fin Limon grossier à limon argileux			Argile limoneuse à argile homogène			
Possibilités d'infiltration	Excellentes		Bonnes		Moyennes à faibles			Faibles à nulles			

Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique K dans différents sols (Musy & Soutter, 1991)

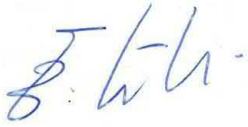
Ainsi, il est envisageable d'infiltrer les eaux dans le sous-sol, sous réserve d'un dimensionnement adéquat de l'ouvrage d'infiltration.

Il est notamment important de considérer l'absence de données détaillées sur le comportement de la nappe de la Champagne au droit du périmètre du PLQ. En effet, les données issues du piézomètre n°299 situé au sud de la salle communale montre une variabilité importante des hauteurs de la nappe.

Une discontinuité des niveaux de la nappe de la Champagne entre ce piézomètre et le secteur du présent PLQ laisse suggérer une variabilité importante du toit des argiles, pouvant ainsi créer des « bassines » abritant la nappe.

Le manque d'information précise sur le comportement de la nappe de la Champagne à l'intérieur du périmètre du PLQ ne permet donc pas d'estimer l'altitude maximale du niveau de la nappe. Dans le cas défavorable d'une importante remontée de la nappe sous le niveau du terrain (à moins d'un mètre du terrain naturel) au droit du périmètre du PLQ, l'aptitude à l'infiltration serait fortement réduite ; et les valeurs de perméabilité mesurées durant les essais ne seraient ainsi pas vérifiées.

CSD INGENIEURS SA



Eric Säuberli



e.r. Laurent Hafiz

Genève, le 31.01.2017

W:\Carouge\Mandats\GE1549_PLQ_Avully\GE1549.200 - PLQ Ardin\Documents de travail\Infiltration.docx

Pour préserver l'environnement, CSD imprime ses documents sur du papier 100 % recyclé (ISO 14001).