



NOVATER
CONSEIL EN MAÎTRISE D'OUVRAGE

VILLELE



NOTICE HYDRAULIQUE V2 DU SITE

AMENAGEMENT DU « LOTISSEMENT DU GOLF »

PARCELLES n°102, 256 et 698

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE I : CONTEXTE ET OBJECTIF DE L'ETUDE	3
CHAPITRE II : DONNEES DISPONIBLES	4
1) Etudes	4
2) Visite de terrain	4
CHAPITRE III : CONTEXTE HYDROLOGIQUE	5
1) Bassins versants intéressant la zone de projet	5
2) Détermination des débits caractéristiques	7
a. Mesures préconisées au SDEP	7
b. Hypothèses retenues	7
c. Valeurs de débits retenues	7
CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE	9
1) Fonctionnement hydraulique sur le secteur d'étude	10
a. Eaux internes	10
b. Eaux externes	10
CHAPITRE V : DESCRIPTION DU PROJET ET IMPACTS HYDRAULIQUES	11
1) Description du projet	11
2) Analyse de l'impact du projet sur les débits de ruissellement et les risques en aval	16
CHAPITRE VI : DISPOSITIFS DE REGULATION	22
1) Surfaces état futur	22
2) Dimensionnement	22
3) Régulation des débits de crue	32
CHAPITRES VII : DISPOSITIFS DE COLLECTE	33
1) Plan de repérage des noues	33
2) Caractéristiques des noues	34
3) Vérification du dimensionnement	38

4)	Dimensionnement des ouvrages de transparence hydraulique OH 4 et OH 5	38
5)	Schéma des écoulements hydraulique en cas de précipitation exceptionnelle	40
CHAPITRES VIII : Incidence sur la qualité des eaux superficielles		41
1)	Pollution chronique	41
2)	Méthodes de calcul des taux de rejet	43
3)	Synthèse des taux de rejet calculés	43
CHAPITRE IX : Entretien des Ouvrages Hydrauliques		45
CHAPITRE X : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT DES RAVINES – hors lotissement		-46
1)	Calcul des débits – Méthode GEDC	47
2)	Calcul des débits – Méthode Guide de la DEAL suivant la méthode SHYPRE	47
3)	Caractéristiques des Ouvrages Hydraulique	49
4)	Dimension des ouvrages hydrauliques	51

TABLE DES FIGURES

Figure 1 - Localisation de la zone d'étude	4
Figure 2 - Bassins Versants initiaux de la zone du projet	6
Figure 3 - Plan de Prévention des Risques lié aux Inondations	10
Figure 4 - Bassins versants projetés	19
Figure 5 - Bassins Versants Ouvrages Hydrauliques.....	46

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 - Caractéristiques des Bassins versants intéressant la zone du projet	5
Tableau 2 – Caractéristiques des bassins versant à l'état initial	8
Tableau 3 - Débits caractéristiques sur la zone du projet	8
Tableau 4 - Caractéristiques des bassins versants	20
Tableau 5 - Débits de pointe des bassins versants.....	21
Tableau 6 – Dimensionnement des orifices de régulation	32
Tableau 7 - Vérification du dimensionnement des noues.....	38
Tableau 8 - Dimensionnement des OH.....	38
Tableau 9 - Charges unitaires annuelles Cu par Ha imperméabilisé pour 1000 véhicules/jours	41
Tableau 10 - Charges polluantes annuelles pour les zones d'évolution des véhicules	42
Tableau 11 - Rendement d'un ouvrage de traitement de type fossé enherbé	42
Tableau 12 - Concentrations moyennes annuelles en polluants estimées dans les Eaux Pluviales après traitement (fossé enherbé)	44
Tableau 13 - Concentrations maximales estimées des rejets pour un évènement de pointe dans les eaux pluviales après traitement (fossé enherbé).....	44
Tableau 14- Caractéristiques des Bassins Versants.....	47
Tableau 15 - Estimation des débits	47
Tableau 16 - Dimensions des ouvrages de franchissement	51

CHAPITRE I : CONTEXTE ET OBJECTIF DE L'ETUDE

Le secteur opérationnel de la zone d'aménagement s'étend sur 49 450 m² pour une surface totale de 71 630 m² et se situe dans le secteur de Villèle sur le territoire communal de Saint-Paul. Il s'installe sur un terrain ouvert sur l'Océan. Son périmètre se trouve délimité par :

- Une zone urbanisée en partie haute du site (limite Ouest du Quartier de Villèle)
- Des terrains en friches et exploités en canne en contre bas.

Le « **Lotissement du Golf** » créé sur ces parcelles sera composé de 70 lots libres et 2 macro-lots.

L'altitude du site est située entre 329 m et 270 m NGR. Le site présente des pentes principalement orientées vers l'Ouest allant de 10% à 45 %.

A l'échelle du site, la valorisation des vues sur la baie de Saint-Gilles, sur l'Océan, la montagne, la gestion de la pente, le chemin de l'eau guideront la conception de l'opération.

Le site en frange de l'urbanisation existante n'est pas directement relié au réseau viaire, mais des opportunités de raccordement existent à proximité immédiate. Deux opportunités de coutures viaires apparaissent : l'une au Nord, sur la voie de desserte du stade et du rond de moringue, l'une au Sud sur le RD 100.

Il se trouve que le site à l'étude, du fait de sa localisation et des voies nouvelles nécessaires à sa desserte, pourrait constituer une opportunité de créer une voie de desserte plus directe et plus sûre pour l'ensemble du quartier de Villèle.

Dans le cadre de cette opération, l'Atelier LD est en charge de la gestion des eaux pluviales.

Le présent rapport est découpé en 3 phases distinctes :

- Analyse de la situation actuelle et définition des contraintes hydrauliques à prendre en compte dans le projet ;
- Analyse de la situation projetée : calculs hydrauliques de dimensionnement et conception des mesures réductrices d'impact.
- Dimensionnement des ouvrages hydrauliques de franchissement des ravines sèches.

CHAPITRE II : DONNEES DISPONIBLES

1) Etudes

Les études et données antérieures utilisées dans le cadre de la présente étude sont les suivantes :

- Données topographiques de l'IGN : SCAN 1/25000 ;
- Plan topographique 1/200 de l'emprise de la zone d'étude ;
- Guide d'estimation des débits de crue à la Réunion (GEDC) - BCEOM/SOGREAH – 1992 ;
- Schéma directeur des eaux pluviales de la commune de Saint Paul (SDEP) ;
- Guide DEAL 2012 sur les modalités de la gestion des eaux pluviales à la Réunion y compris doctrine.

2) Visite de terrain

Des reconnaissances de terrain approfondi du secteur et de son voisinage amont ont été réalisées. Ces visites ont permis de visualiser et de recenser les éléments déterminants en termes de fonctionnement hydraulique du secteur (réseau hydrographique et pluvial, ouvrages potentiellement limitants, zones d'écoulements préférentiels, délimitation des bassins versants).

Voici ci-dessous la situation de la zone d'étude.

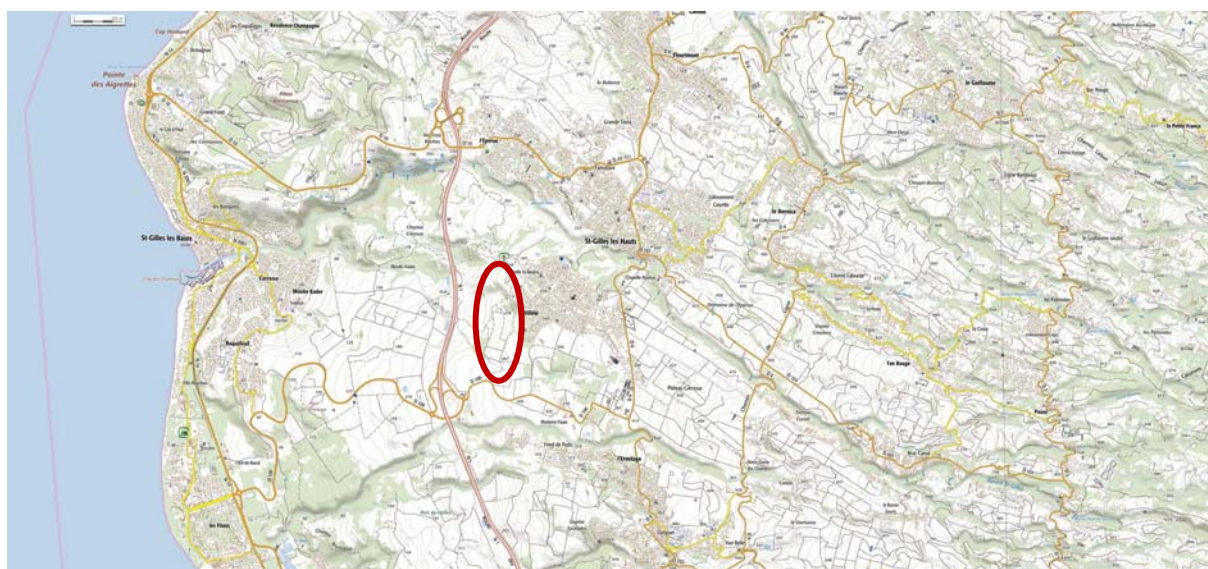


Figure 1 - Localisation de la zone d'étude

CHAPITRE III : CONTEXTE HYDROLOGIQUE

1) Bassins versants intéressant la zone de projet

La figure 2 en page suivante récapitule les bassins versants initiaux intéressants la zone de projet d'aménagement.

De par l'implantation du projet et la topographie du site, des bassins versants amont sont interceptés par le projet.

L'urbanisation existante du quartier de Villèle rejette sur notre secteur d'étude des eaux de ruissellement que nous devons prendre en compte dans les dimensionnements hydrauliques et l'aménagement du site en préservant des espaces d'écoulement libre et en évitant des constructions sur le passage de l'eau.

Quatre bassins versants ont été identifiés sur la zone d'étude :

- Le bassin versant 1 (BV 1) correspond à la zone Nord de l'étude, il est composé d'un écoulement diffus en direction d'un bras de la Ravine St Gilles classée au PLU. La zone d'étude à l'état initial est imperméabilisée par le bâtiment du stade de football et la voie de desserte à celui-ci.
- Le bassin versant 2 (BV 2) est composé à 38% de l'urbanisation existante du quartier de Villèle et à 62% du futur projet. Les eaux des parcelles existantes s'écoulent sur notre site d'étude.
- Le bassin versant 3 (BV 3) situé au cœur du projet de lotissement comprend l'urbanisation existante du quartier de Villèle et le site de l'étude. Les eaux des habitations existantes ruissellent sur les voies du quartier de Villèle avant d'être rejetées en amont de notre site.
- Le bassin versant 4 (BV 4) correspond au secteur Sud de l'opération Il est intercepté par la future voie de liaison vers la RD100. Le ruissellement sur ce bassin versant est diffus en direction de la ravine Moulin Kader.

Les caractéristiques des bassins versants à l'état initial sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Bassin versant état naturel	Superficie (ha)	Exutoire	Sous BV état aménagé
BV 1	4,70	Ravine traversant Villèle	
BV2	2,70	BV G état aménagé	BV G,X
BV3	11,33	BV A, B et BV C, D, E, F état aménagé	BV A, B, C, D, E, F,Y,Z
BV 4	75,11	Ravine Moulin Kader	

Tableau 1 - Caractéristiques des Bassins versants intéressant la zone du projet

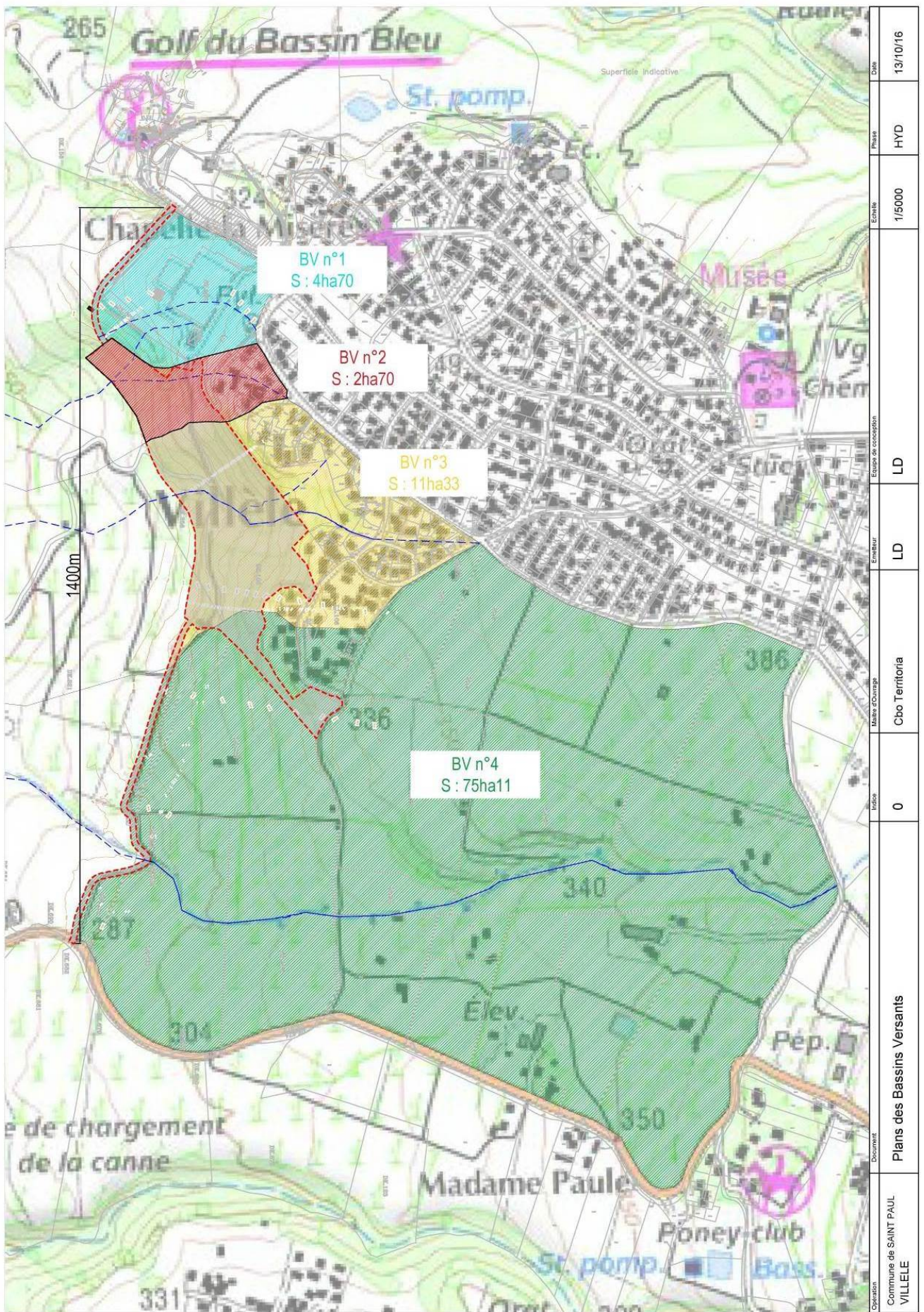
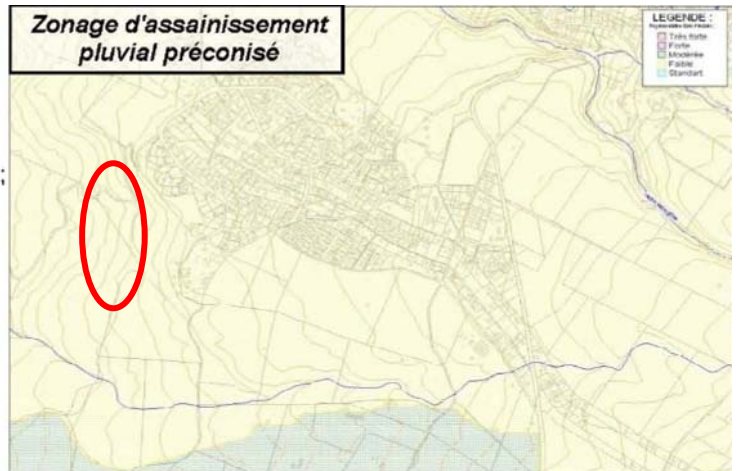


Figure 2 - Bassins Versants initiaux de la zone du projet

2) Détermination des débits caractéristiques

a. Mesures préconisées au SDEP

Selon la proposition de zonage du SDEP le site de l'étude est localisé dans une réglementation « faible ». La limitation des débits rejetés après aménagement doit être égale au débit du site à l'état initial.



b. Hypothèses retenues

Le calcul des débits de pointe est effectué par la méthode rationnelle compte tenu de la pente relativement forte du terrain.

Les hypothèses pluviométriques reposent sur le guide de modalité de gestion des eaux pluviales à la Réunion réalisé par la DEAL en octobre 2012.

Dans le cadre de ce guide, le secteur de l'île de la Réunion a été découpé en 5 zones. Pour chaque zone, des coefficients de Montana ont été déterminés pour une pluie décennale horaire.

Le secteur d'étude se situe en zone 1 (secteur de la Commune de Saint-Paul entre 250 et 500 m NGR). Les coefficients de Montana sont les suivants pour cette pluie :

$$A = 60$$

$$B = 0.33$$

Ces coefficients sont adaptés à la formule $i = a t^b$ ou "i" (intensité de la pluie) est exprimé en mm/h et "t" (durée de la pluie) en h.

Les pluies de durée et fréquence différentes sont ensuite déterminées à partir de la formule de Gumbel :

$$i(d,T) = i(1h, 10 \text{ ans}) \times [0.186 \times \ln(T) + 0.572] \times d^{-0.33}$$

Avec :

- D = durée de la pluie en heure,
- T = fréquence de retour de la pluie en année.

c. Valeurs de débits retenues

Au vu de la nature des bassins versants étudiés, notamment en termes de superficie et d'occupation du sol ainsi que la pente moyenne d'environ 15%, la méthode rationnelle a été retenue pour le calcul des débits caractéristiques.

Pour les bassins versants, la détermination des débits de projet est donc réalisée au moyen de la formule suivante :

$$QT = (1/6) \times CT \times I \times S$$

Où:

- QT = débit de pointe en m^3/s de période de retour T .
- CT = coefficient de ruissellement du bassin versant pour une pluie de période de retour T .
- S = surface du bassin versant en ha.
- I = intensité de l'averse en mm/mn.

Les caractéristiques des bassins versants à l'état initial sont donc les suivantes :

Nom de B.V.	Surface (ha)	Longueur (m)	Pente (m/m)	Coef de ruissel. 2 ans	Coef de ruissel. 5 ans	Coef de ruissel. 10 ans	Coef de ruissel. 20 ans	Coef de ruissel. 30 ans	Coef de ruissel. 50 ans	Coef de ruissel. 100 ans	Tc Giandotti (min)	Tc Passini (min)	Tc Dujardin (min)	Tc Desbordes (min)	Tc retenu (min)
1	4,70	273	0,194	0,45	0,53	0,69	0,73	0,76	0,80	0,85	13	3	4	4	4
2	2,70	284	0,232	0,46	0,53	0,69	0,73	0,77	0,80	0,85	10	3	3	3	3
3	11,33	506	0,144	0,49	0,56	0,71	0,74	0,78	0,82	0,86	18	7	6	6	6
4	75,11	1183	0,074	0,30	0,40	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	42	23	18	14	18

Tableau 2 – Caractéristiques des bassins versant à l'état initial

Les hypothèses retenues pour les coefficients de ruissellement sont présentées dans le tableau ci-dessus. Ces hypothèses sont basées sur la nature du sol constitué d'altérites sensibles à l'eau qui le rendent peu perméable. On constate que plus la pluie augmente plus le sol s'imperméabilise ce pourquoi le coefficient de ruissellement augmente avec l'évolution de la période de retour.

Les résultats des débits de pointes obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20, et 30 ans :

Nom de B.V.	Q _{2ans} (m ³ /s)	Q _{5ans} (m ³ /s)	Q _{10ans} (m ³ /s)	Q _{20ans} (m ³ /s)	Q _{30ans} (m ³ /s)	Q _{50ans} (m ³ /s)	Q _{100ans} (m ³ /s)
1	0,613	0,893	1,333	1,590	1,787	2,025	2,344
2	0,388	0,564	0,838	0,999	1,122	1,271	1,470
3	1,368	1,950	2,829	3,355	3,751	4,232	4,883
4	3,893	6,452	11,110	13,587	15,610	18,044	21,156

Tableau 3 - Débits caractéristiques sur la zone du projet

Débit retenu pour une période de retour de 20 ans compte tenu de la localisation du site en zone péri-urbaine.

Les débits spécifiques évalués pour les périodes de retour principales sont précisés ci-dessous :

- Entre 14,79 et 31,05 m³ /s/km² pour une pluie décennale ;
- Entre 28,17 et 54,45 m³ /s/km² pour une pluie centennale.

Ces valeurs sont assez élevées au regard des valeurs classiques précisées dans le GEDC (respectivement 10 à 15 m³/s/km² pour 10 ans et 20 à 25 m³/s/km² pour 100 ans).

Ceci est dû notamment :

- Aux pentes des terrains et à la nature des sols
- A l'urbanisation d'une partie des bassins versants.
- Aux surfaces assez faibles des bassins versants.
- Aux temps de concentrations réduit.

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE

CHAPITRE V : DESCRIPTION DU PROJET ET IMPACTS HYDRAULIQUES

1) Description du projet

Le programme de l'opération est constitué de 70 lots libres à bâtir et 2 macro-lots dédiés à des logements aidés.

Les parcelles sont destinées à accueillir des logements individuels et des collectifs sur un des macro-lots. La surface cessible de l'ensemble des parcelles s'étend sur environ 30 000 m².

L'aménagement du « Lotissement du Golf » intercepte une partie des ruissellements amont et augmente les surfaces imperméabilisées. Les aménagements projetés dans le lotissement ne devront pas être de nature à augmenter le risque.

Des compensations/temporisations seront proposées afin que les débits aux exutoires de l'aménagement n'excèdent pas les débits à l'état initial. L'aménagement ne doit pas faire obstacle aux écoulements naturels du site en conservant une transparence hydraulique.

En réponse aux dysfonctionnements d'ouvrages techniques à la gestion de l'eau et de leur entretien, le projet prend le parti de rendre perceptible le parcours de l'eau et suivre la goutte d'eau par une mise en valeur et une visibilité permanente de la collecte et du stockage des eaux de pluie.

Pour réussir un aménagement qui repose sur une gestion originale et environnementale des eaux pluviales, il nous semble indispensable de bien comprendre les principes qui guident la conception. C'est un système dans lequel tous les maillons ont leur importance et sont interactifs.

Les principes proposés ci-dessous ne sont ni exhaustifs ni hiérarchisés mais constituent les étapes d'un mode de pensée qui change de la logique habituelle du système tuyaux/drain/bassins techniques.

Le principe premier qui guide notre démarche de collecte des eaux de pluie (ruissellement) est l'utilisation du potentiel du sol et des plantes pour collecter, drainer, épurer, temporiser et si les conditions géologiques le permettent, favoriser l'infiltration de la plus grande partie de l'eau qui tombe du ciel et le plus près possible de là où elle tombe.

Avant l'imperméabilisation du sol par des constructions ou des rues et des chemins, l'eau de pluie tombe uniformément sur le sol.

Ensuite cette eau se répartit de la manière suivante :

- Une partie de l'eau pénètre dans le sol.
- Une partie de l'eau dans le sol est absorbée par les végétaux. Les végétaux resitueront ensuite dans l'atmosphère une grande quantité de l'eau absorbée par le phénomène d'évapo-transpiration. Pour rappel, un arbre adulte évapore environ 400 litres d'eau par jour !
- Une partie s'infiltré plus profondément et alimente les nappes phréatiques.
- Une partie ruisselle sur la surface quand le sol est saturé d'eau et donc rendu quasi imperméable, ou quand la pluie est très intense (épisode cyclonique), ou quand le sol est trop pentu.

Le second principe que nous appliquons est le respect le plus fin possible de la topographie des sites sur lesquels nous intervenons avec le maintien des talwegs naturels.

L'eau de ruissellement suit inexorablement la ligne de pente la plus directe, poussée par les lois de la gravité. Il est vain de vouloir faire prendre à l'eau des chemins autres que ceux qu'elle prend spontanément quand il pleut. C'est possible en déployant des moyens techniques importants et coûteux, mais autant être « intelligent » et utiliser à notre profit les lois de la nature.

Le circuit de l'eau dans un projet ressemble in fine à un petit bassin versant dont les toits sont les montagnes, les gouttières les ruisselets, les noues de plus en plus larges les ruisseaux, pour enfin aboutir dans un bassin paysager de temporisation ou se rejeter dans les exutoires naturels existants.

Ce principe est garant de la protection des habitations contre le risque d'inondation dans le cas d'événements pluvieux exceptionnels.

Le troisième principe est de rendre visible le parcours de l'eau tout au long de son chemin du haut vers le bas et de freiner les écoulements à partir des constructions jusqu'au rejet vers le milieu naturel.

Toitures végétales ou stockantes, Gargouilles, Gouttières, espace paysager de temporisation à la parcelle, noues, rigoles, caniveaux, bassins secs, jardins de la pluie, composent ce paysage qui suit la topographie et s'anime lorsque la pluie est là.

Pour freiner les écoulements dans les noues, le sol est déstructuré et préparé d'un mélange terre pierre, des murets ou des gabions sont disposés le long du parcours. Ils freinent le courant de l'eau, limitent l'érosion, favorisent l'infiltration et l'absorption par le système racinaire des plantes tout en augmentant l'oxygénation de l'eau et donc la puissance épuratrice des bactéries.

Des dispositifs peuvent être inclus pour créer des cascades temporaires, des animations éphémères, pour une « fête de la pluie ».

Par temps sec, ils sont des jardins, des rivières sèches plantées densément qui structurent le paysage.

L'évacuation des eaux pluviales au niveau des parties publiques et des parties privées sont à dissocier pour permettre un traitement des eaux de ruissellement au plus près de leur impact sur une surface et utiliser au plus tôt la mise en œuvre de techniques alternatives de gestion des eaux pluviales. Ce principe permet de réguler les eaux de ruissellement à plusieurs échelles et limiter la taille des ouvrages de collecte et de temporisation des eaux sur l'espace public. D'un point de vue fonctionnel la gestion des eaux pluviales par des techniques douces et paysagères sur l'espace public impose la même démarche sur les îlots collectifs de constructions privés avec une approche sensible de l'altimétrie des aménagements pour permettre le raccordement des eaux de ruissellement de manière gravitaire vers les noues des espaces publics.

Le quatrième principe est de trouver sur le site une capacité maximale d'infiltration si le sol le permet et de stockage en limitant les rejets au milieu naturel dans le respect des normes locales et de la topographie du site.

Le cinquième principe : associer végétaux et collecte de l'eau.

Les végétaux profitent des apports en eau et, par leur enracinement imbriqué dans les pierres et rochers inclus dans la constitution de la noue, stabilisent la terre du fond de la noue et limitent ainsi l'érosion du sol. Les végétaux associés à la noue prospèrent mieux et participent au confort climatique par leur ombrage et leur évaporation.

L'eau qui ruisselle emporte avec elle les pollutions provenant principalement des espaces circulés : caoutchouc des pneus, fuites d'huiles et liquides divers, projection de particules provenant des gaz d'échappement. La grande partie des huiles et du caoutchouc reste en surface : sont détruit par l'action de l'air, du soleil et des plantes adaptées aux pollutions rencontrées. Si on ne fait pas de noue ou de système naturel pour bloquer les polluants, les conduites créées déversent directement les eaux polluées aux exutoires naturels, soit le lagon dans le cas présent de l'opération St Leu Océan. Les quantités sont en fait très faibles et il ne faut surtout pas les concentrer.

La collecte de la pluie répartie sur tout le terrain et acheminée par des surfaces de végétaux plantés dans de la terre végétale permet une diffusion de ces faibles pollutions par les hydrocarbures. C'est cette eau « chargée » qui est collectée par les noues. Une bonne partie de la pollution est attachée aux particules en suspension, qui sont décantées au fur et à mesure du parcours de l'eau dans les noues et les bassins de temporisation.

La terre végétale de bonne qualité est un milieu vivant très riches en bactéries utiles. Celles-ci servent en effet à transformer les matières organiques (déchets végétaux, hydrocarbures etc.) et minéraux assimilables par les végétaux pour assurer leur croissance : ainsi, les plantes et les bactéries qui vivent dans la terre en contact avec les racines des végétaux sont capables de « digérer » ces pollutions et d'être de véritables micro-stations d'épuration.

Notre proposition de traitement va protéger de manière importante le milieu naturel et notamment le lagon.

Le sixième principe : réduction de l'imperméabilisation

Réduire les emprises au sol du bâti et des surfaces imperméables.

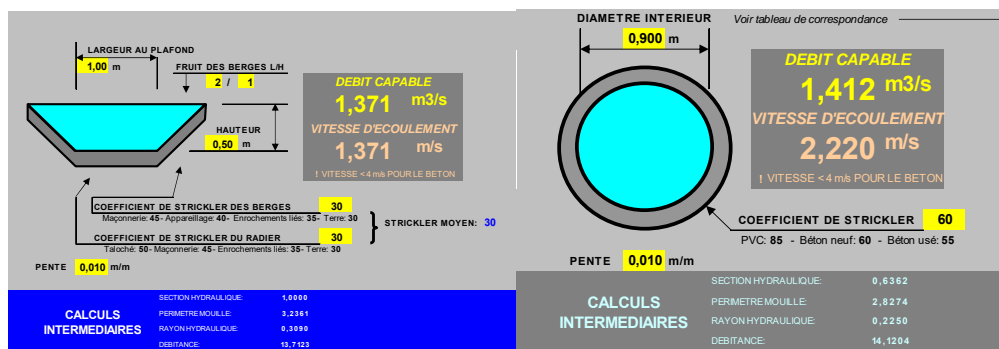
Privilégier les revêtements poreux, les toitures végétalisées.

Créer des espaces temporairement inondables et permettre que ces espaces soient utilisables en dehors de ces courtes périodes où ils sont remplis d'eau.

Le septième principe : Noues, rigoles, caniveaux remplacent les tuyaux.

Pour le calcul et le dimensionnement des noues, la formule de Manning Strickler peut être appliquée en prenant en compte la section hydraulique de l'ouvrage (la noue), sa pente en long et son coefficient de ruissellement. A titre de comparaison, voici une correspondance à pente en long identique entre la section d'une noue et d'une canalisation. On constate qu'une noue paysagère de 3,00m de large équivaut approximativement à une canalisation béton de diamètre 900mm pour une vitesse d'écoulement divisée par 2 et une section hydraulique presque 2 fois supérieur. La réduction des vitesses d'écoulement dans les noues est un facteur particulièrement important qui permet de réduire considérablement les débits de pointes lors des pluies de fortes intensités sur des durées limitées caractéristiques des pluies tropicales intenses.

Le volume des ouvrages paysagers de temporisations est ainsi réduit grâce à l'augmentation du temps de concentration, correspondant au temps nécessaire à l'eau collectée pour parcourir la distance hydraulique la plus grande du bassin versant assaini.



A la différence d'un réseau classique avec des grilles de collecte dont la capacité d'absorption est souvent amoindrie par la vitesse de l'eau qui s'écoule sur la grille sans y pénétrer ou les déchets qui l'obstrue, la noue permet de collecter une plus grande quantité d'eau au plus proche de son impact sur le sol et limite ainsi la concentration des polluants par lessivage des sols.

Nos calculs ne prennent pas en compte le volume d'eau évaporé, infiltré dans le sol et absorbé par les plantes car difficilement quantifiable et variable selon la durée de la pluie mais ces facteurs ont un rôle important et en particuliers lors de l'arrivée des premières pluies tropicales qui lessivent des sols souvent chargés en polluants.

Le drainage par une canalisation perforée en fond de noue de collecte ne sert pas dans la plupart des cas et il est souvent la cause de dysfonctionnement hydraulique par colmatage et il n'est pas compatible avec des plantations.

Le drain est utile sur des surfaces horizontales pour répartir l'infiltration des eaux dans le sous-sol ou pour l'assécher mais ce n'est pas notre objectif.

Il y aura donc sur l'opération du « Lotissement du Golf » peu de tuyaux et une imperméabilisation du sol réduite au strict nécessaire. La gestion de l'eau est traitée par une succession d'espaces plantés et de mises en scènes (noue, jardin en creux, clavades...) qui accompagnent l'ensemble de l'aménagement, créant un maillage qui suit les circulations, mais également les talwegs naturels. Ce système répondra au respect des bassins versants initiaux et la limitation de la concentration des écoulements en divisant les bassins versants hydrologiques et en favorisant la temporisation et le traitement des eaux pluviales sur le site avant rejet au milieu naturel.

Dans ce sens le projet développera :

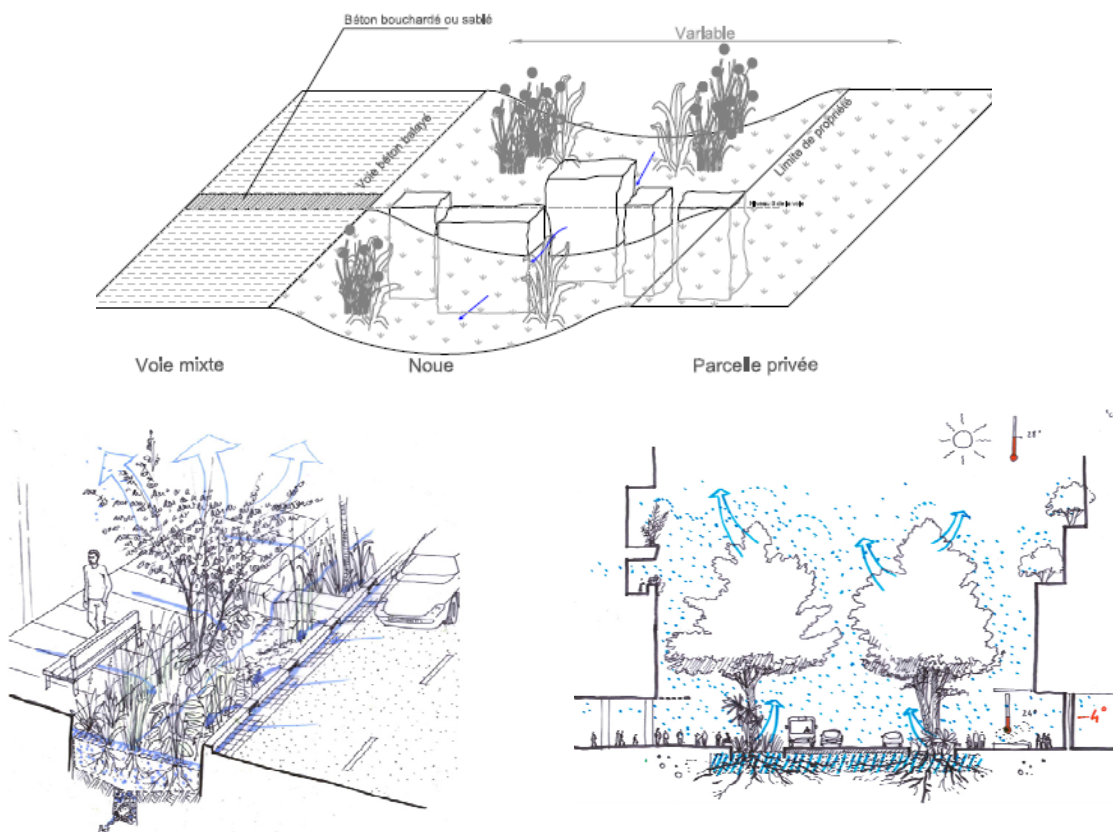
- La limitation de l'imperméabilisation des sols
- Le respect des écoulements naturels et des bassins versants initiaux
- La temporisation des eaux par le paysagement des systèmes de gestion
- L'épuration des eaux de ruissellement des voies et stationnements chargées de particules polluantes

L'évacuation des eaux pluviales au niveau des parties publiques et des parties privées sont à dissocier :

Partie publique : Afin de conserver l'équilibre du milieu, il est prévu la mise en place d'une noue végétalisée le long des voies. **Les écoulements naturels seront respectés en conservant la mise en place des bassins versants initiaux et des talwegs naturels tout en limitant la concentration des écoulements.** La noue végétale favorise l'infiltration des eaux pluviales soit dans le sol ou par absorption par les plantes.

- Dans le cas du projet du « Lotissement du Golf » et suite à l'étude géotechnique menée par SEGC, il est constaté que le terrain n'est pas favorable à l'infiltration des Eaux Pluviales (*Chapitre II.5 perméabilité de l'étude géotechnique*). Cependant, la structure en mélange terre/pierre de la noue plantée améliore la porosité du sol.
- Les noues permettront également de filtrer et d'épurer partiellement les eaux de ruissellement par l'intermédiaire des végétaux plantés.

Cette noue sera aménagée afin d'évacuer un débit de **période de retour 20 ans**. Avant chaque rejet, un dispositif de rétention sera mis en place afin que le débit rejeté à l'état projet ne soit pas supérieur au débit rejeté à l'état initial pour toutes les intensités de pluie.



Lots privés : Les eaux pluviales seront gérées à la parcelle (voir cahier des charges des préconisations à la parcelle) par des ouvrages de temporisation paysagers.

2) Analyse de l'impact du projet sur les débits de ruissellement et les risques en aval

Figure 4 Plan masse du « Lotissement du Golf »



Le projet, du fait de l'imperméabilisation de surfaces actuellement non revêtues, va générer une augmentation des débits de ruissellement en aval des parcelles au niveau des exutoires.

Afin d'apprécier l'incidence quantitative de l'imperméabilisation des aménagements, il a été procédé à l'estimation des débits rejetés vers l'aval en situation actuelle et projet. Cette réflexion a été menée sur les bassins versants à l'état initial identifiés dans le chapitre 3.1 en figure 2 et les bassins versants à l'état aménagé représentés en figure 4 de ce chapitre.

Les pourcentages d'imperméabilisation des bassins versants 2 et 3 à l'état aménagé sont décrit dans ces tableaux et découpé de la façon suivante :

BV naturel	BV aménagé	Ilots Voiries Paysage	S Total m ²	Coef imperm.	S imperméabilisée m ²
2	G	Parcelles	4 695	50%	2 348
		Voie/Pk/Trot	1 130	90%	1 017
		Trame Verte	6 315	0%	
		Noue			
	Sous-Total		12 140		3 365
	X	Parcelles	2 810	50%	1 405
	Sous-Total		2 810		1 405
TOTAL			14 950	23%	3 365

BV naturel	BV aménagé	Ilots Voiries Paysage	S Total m ²	Coef imperm.	S imperméabilisée m ²
3	A	Parcelles	2 810	50%	1 405
		Voie/Pk/Trot	600	90%	540
		Trame Verte	190	0%	
		Noue			
	Sous-Total		3 600		1 945
	B	Parcelles	4 940	50%	2 470
		Voie/Pk/Trot	1 050	90%	945
		Trame Verte	9 760	0%	0
		Noue			
	Sous-Total		15 750		3 415
	C	Parcelles	4 570	50%	2 285
		Voie/Pk/Trot	1 410	90%	1 269
		Trame Verte	430	0%	
		Noue			
	Sous-Total		6 410		3 554
	D	Parcelles	28 383	50%	14 192
		Voie/Pk/Trot	3 537	90%	3 183
		Trame Verte	17 105	0%	0
		Noue			
	Sous-Total		49 025		17 375
	E	Parcelles	13 545	50%	6 773
		Voie/Pk/Trot	2 724	90%	2 452
		Trame Verte	12 006	0%	0
		Noue			
Sous-Total		28 275		9 224	
F	Parcelles	5 250	50%	2 625	
	Voie/Pk/Trot	1 110	90%	999	
	Trame Verte	210	0%	0	
	Noue				
Sous-Total		6 570		3 624	
Y	Parcelles	2 720	50%	1 360	
Sous-Total		2 720		1 360	
Z	Parcelles	3 950	50%	1 975	
Sous-Total		3 950		1 975	
TOTAL			116 300	34%	39 137

Commune de SAINT PAUL VILLELE	Document	Plan des Bassins Versants - Etat projeté	2	Coo Territoria	LD	LD	1/2000	HYD	18/04/17
----------------------------------	----------	--	---	----------------	----	----	--------	-----	----------



Figure 4 - Bassins versants projetés

Le tableau ci-dessous permet d'apprécier l'incidence de l'imperméabilisation du site sur les débits générés par la zone de projet. Il présente, pour plusieurs périodes de retour, une comparaison des débits générés par la parcelle en situations actuelle et projetée.

Ces débits sont estimés par application de la **méthode rationnelle**, avec les hypothèses suivantes :

- Pluviométrie issue du « guide sur les modalités de gestion des eaux pluviales sur l'île de la Réunion » présentée **chapitre 3.2.1** ;
- Coefficients de ruissellement variant avec la période de retour de l'évènement pluvieux : de 0,3 à 0,87 pour des périodes de retour variant de 2 à 100 ans, en situation initiale ;
- En situation projet, nouvelle estimation des coefficients de ruissellement avec la prise en compte de l'imperméabilisation du site.

Les caractéristiques des bassins versants à l'état initial et à l'état projet sont les suivantes :

	Nom de B.V.	Surface (ha)	Longueur (m)	Pente (m/m)	Coef de ruissel. 2 ans	Coef de ruissel. 5 ans	Coef de ruissel. 10 ans	Coef de ruissel. 20 ans	Coef de ruissel. 30 ans	Coef de ruissel. 50 ans	Coef de ruissel. 100 ans
Etat initial	1	4,70	273	0,194	0,45	0,53	0,69	0,73	0,76	0,80	0,85
	2	2,70	284	0,232	0,46	0,53	0,69	0,73	0,77	0,80	0,85
	3	11,33	506	0,144	0,49	0,56	0,71	0,74	0,78	0,82	0,86
	4	75,11	1183	0,074	0,30	0,40	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
Etat projet	3	11,63	551	0,154	0,55	0,61	0,74	0,77	0,81	0,84	0,87
	2	1,50	261	0,134	0,50	0,57	0,71	0,75	0,78	0,82	0,86

Tableau 4 - Caractéristiques des bassins versants

Seul les BV 2 et 3 sont concernés par l'aménagement du « Lotissement du Golf ».

Le BV 3 à l'état aménagé conserve une surface proche du BV à l'état initial tandis que le BV 2 est réduit par la trame viaire.

Les BV 1 et 4 ne sont pas impactés par l'aménagement du « Lotissement du Golf » mais uniquement par les futures voiries de liaison vers le RD et le site de Bassin Bleu. Ces voiries seront conçues pour assurer une transparence hydraulique des BV amont.

Les valeurs des débits de pointes calculés par bassin versant à l'état initial et à l'état aménagé pour les BV 2 et 3 du « Lotissement du Golf » sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Nom de B.V.	Q _{2ans} (m ³ /s)	Q _{5ans} (m ³ /s)	Q _{10ans} (m ³ /s)	Q _{20ans} (m ³ /s)	Q _{30ans} (m ³ /s)	Q _{50ans} (m ³ /s)	Q _{100ans} (m ³ /s)	
1	0,613	0,893	1,333	1,590	1,787	2,025	2,344	Etat initial
2	0,388	0,564	0,838	0,999	1,122	1,271	1,470	
3	1,368	1,950	2,829	3,355	3,751	4,232	4,883	
4	3,893	6,452	11,110	13,587	15,610	18,044	21,156	
3	1,576	2,193	3,055	3,600	4,002	4,492	5,129	Etat projet
2	0,231	0,329	0,473	0,561	0,627	0,708	0,812	

Tableau 5 - Débits de pointe des bassins versants

On constate que le débit rejeté est sensiblement augmenté pour le BV 3, dû à l'imperméabilisation de l'opération d'aménagement du « lotissement du Golf » tandis que le débit rejeté par le BV 2 à l'état aménagé est réduit de par l'évolution de sa surface.

Les écarts entre les débits à l'état initial et les débits à l'état projet diminuent avec l'augmentation de la période de retour à partir de Q2ans. Cela provient de l'augmentation sensible des coefficients de ruissellement des terrains à l'état naturel.

Ainsi, afin de ne pas augmenter les débits rejetés à l'état initial, des dispositifs de temporisations par des aménagements paysagers seront mis en place. Ils seront dimensionnés à l'aide de la méthode des pluies.

Cette hypothèse de dimensionnement maximise le volume des ouvrages de temporisation mais permet de traiter les pluies fréquentes et favorise le traitement qualitatif et quantitatif des eaux pluviales de ruissellement.

CHAPITRE VI : DISPOSITIFS DE REGULATION

1) Surfaces état futur

Afin de réguler les débits, des dispositifs de régulations seront mis en place :

- En partie publique, dans le talweg central et au niveau des points de rejet au point bas de l'opération avant les milieux naturels.
- En partie privée, à la parcelle par un dispositif de temporisation/infiltration d'un volume de 2 m³/parcelles.

2) Dimensionnement

Le dimensionnement du volume de rétention est réalisé globalement au niveau des 3 exutoires pour les BV 2 et 3. Les calculs effectués au chapitre précédent montrent que la différence de débit entre l'état actuel et l'état projet est maximal pour une pluie de fréquence 5 ans.

Les volumes de rétention à mettre en place ont été déterminés à partir de la méthode des pluies pour des occurrences de 2 à 20 ans et un débit de fuite de fréquence 2 ans à 20 ans.

La répartition des volumes de rétention à mettre en place par sous bassins versant pour l'ensemble du Lotissement du Golf en fonction de de l'évolution des débits de fuites ont été estimé au prorata des surfaces aménagées :

BV initial	BV Projet	Débit 2 ans			Bassin rétention
		Q initial	Q futur	Δ Q	Q sortie 2 ans initial
		m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³
3	A	0,043	0,049	0,005	5
	B	0,190	0,213	0,023	24
	C	0,077	0,087	0,009	10
	D	0,592	0,665	0,073	75
	E	0,341	0,383	0,042	43
	F	0,079	0,089	0,010	10
2	G	0,175	0,187	0,013	17

BV initial	BV Projet	Débit 5 ans			Bassin rétention
		Q initial	Q futur	Δ Q	Q sortie 5 ans initial
		m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³
3	A	0,062	0,095	0,033	5
	B	0,271	0,414	0,143	21
	C	0,110	0,168	0,058	9
	D	0,844	1,288	0,444	66
	E	0,487	0,743	0,256	38
	F	0,113	0,173	0,060	9
2	G	0,253	0,384	0,131	16

BV initial	BV Projet	Débit 10 ans			Bassin rétention
		Q initial	Q futur	Δ Q	Q sortie 2 ans initial
		m3/s	m3/s	m3/s	m3
3	A	0,090	0,095	0,005	6
	B	0,393	0,414	0,020	27
	C	0,160	0,168	0,008	11
	D	1,224	1,288	0,064	85
	E	0,706	0,743	0,037	49
	F	0,164	0,173	0,009	11
2	G	0,377	0,384	0,007	21

BV initial	BV Projet	Débit 20 ans			Bassin rétention sous BV
		Q initial	Q futur	Δ Q	Q sortie 20 ans initial
		m3/s	m3/s	m3/s	m3
3	A	0,107	0,111	0,005	7
	B	0,466	0,488	0,021	32
	C	0,190	0,198	0,009	13
	D	1,452	1,517	0,066	99
	E	0,837	0,875	0,038	57
	F	0,195	0,203	0,009	13
2	G	0,449	0,456	0,006	14

BV initial	Volume à stocker (m3)	Volume à stocker (m3)	BV Projet
3	725	95	A
			B
		630	C
			D
			E
			F
2	68	G	

Ce volume de rétention est réparti entre la temporisation à assurer à l'ilot, soit 91 parcelles x 2m3 = 192 m3, un stockage sur espace paysager dans le talweg central, et au point bas au Nord et au Sud du site. Comme il existe plusieurs bassins versants et différents points de rejets, nous proposons de dissocier les volumes à temporiser en fonction de la localisation des espaces à aménager par bassins versants.

Dimensionnement d'un bassin de rétention par la Méthode des Pluies BV3

Pour une pluie de durée d et un débit de fuite Q_f , le volume maximum de stockage est :

$$V(d) = k_1 \cdot C \cdot A \cdot h(d) - k_2 \cdot Q_f \cdot d$$

avec

A , superficie du bassin versant

C , coeff de ruissellement du bassin versant

$h(d)$, hauteur précipitée d'une pluie de durée d (données Météo France)

k_1, k_2 , coeff d'homogénéisation des unités

On retient la durée qui maximise le volume à stocker.

Période de retour : 2 ans

a = 60,00

b = 0,33

Qf = 1,37 m³/s

A = 11,63 ha

C = 0,55

durée d mn	cumul pluie h mm	V entrant Ve = 10.C.A.h* m³	V sortant Vs = 60.Qf.d m³	V stocké V = Ve-Vs m³
1	3,1	196	82	114
2	4,9	312	164	147
3	6,4	409	246	163
4	7,8	496	328	167
5	9,1	576	410	165
10	14,5	916	821	95
20	23,0	1457	1642	0
30	30,2	1912	2463	0
40	36,6	2319	3283	0
50	42,5	2693	4104	0
60	48,0	3042	4925	0
80	58,2	3689	6567	0
100	67,6	4284	8209	0
150	88,7	5621	12313	0
200	107,5	6816	16417	0
300	141,1	8944	24626	0
400	171,1	10845	32834	0
500	198,7	12594	41043	0
600	224,5	14230	49251	0
700	248,9	15779	57460	0
800	272,2	17255	65668	0
900	294,6	18672	73877	0
1000	316,1	20038	82086	0
1500	414,8	26293	123128	0
2000	503,0	31882	164171	0
3000	660,0	41834	246257	0
3500	731,8	46385	287299	0
3900	786,9	49873	320133	0
4000	800,3	50727	328342	0
4500	866,0	54892	369385	0
4700	891,6	56515	385802	0
5000	929,4	58907	410428	0
10000	1478,7	93725	820855	0

Le volume max. de stockage pour la période de retour données est :

167 m³

14 m³/ha

18 m³/ha imperméabilisé

Dimensionnement d'un bassin de rétention par la Méthode des Pluies BV3

Pour une pluie de durée **d** et un débit de fuite **Qf**, le volume maximum de stockage est :

$$V(d) = k_1 \cdot C \cdot A \cdot h(d) - k_2 \cdot Q_f \cdot d$$

avec

A, superficie du bassin versant

C, coeff de ruissellement du bassin versant

h(d), hauteur précipitée d'une pluie de durée **d** (données Météo France)

k₁, k₂, coeff d'homogénéisation des unités

On retient la durée qui maximise le volume à stocker.

Période de retour : 5 ans

a = 60,00

b = 0,33

Qf = 1,95 m³/s

A = 11,63 ha

C = 0,61

durée d mn	cumul pluie h mm	V entrant Ve = 10.C.A.h* m ³	V sortant Vs = 60.Qf.d m ³	V stocké V = Ve-Vs m ³
1	3,4	238	117	121
2	5,3	379	234	145
3	7,0	498	351	147
4	8,5	603	468	135
5	9,9	701	585	116
10	15,7	1115	1170	0
20	25,0	1774	2340	0
30	32,8	2328	3509	0
40	39,8	2822	4679	0
50	46,2	3277	5849	0
60	52,2	3703	7019	0
80	63,3	4490	9359	0
100	73,5	5215	11698	0
150	96,4	6842	17547	0
200	116,9	8297	23396	0
300	153,5	10887	35095	0
400	186,1	13201	46793	0
500	216,1	15330	58491	0
600	244,2	17321	70189	0
700	270,7	19206	81888	0
800	296,1	21003	93586	0
900	320,4	22728	105284	0
1000	343,8	24390	116982	0
1500	451,1	32004	175473	0
2000	547,0	38807	233964	0
3000	717,8	50920	350947	0
3500	795,9	56460	409438	0
3900	855,7	60706	456231	0
4000	870,3	61745	467929	0
4500	941,8	66815	526420	0
4700	969,6	68790	549816	0
5000	1010,7	71702	584911	0
10000	1848,4	131129	1169822	0

Le volume max. de stockage pour la période de retour données est :

147 m³

13 m³/ha

15 m³/ha imperméabilisé

Dimensionnement d'un bassin de rétention par la Méthode des Pluies BV3

Pour une pluie de durée **d** et un débit de fuite **Qf**, le volume maximum de stockage est :

$$V(d) = k_1 \cdot C \cdot A \cdot h(d) - k_2 \cdot Q_f \cdot d$$

avec

A, superficie du bassin versant

C, coeff de ruissellement du bassin versant

h(d), hauteur précipitée d'une pluie de durée **d** (données Météo France)

k₁, k₂, coeff d'homogénéisation des unités

On retient la durée qui maximise le volume à stocker.

Période de retour : 10 ans

a = 60,00

b = 0,33

Qf = 2,83 m³/s

A = 11,63 ha

C = 0,74

durée d mn	cumul pluie h mm	V entrant	V sortant	V stocké
		Ve = 10.C.A.h* m ³	Vs = 60.Qf.d m ³	V = Ve-Vs m ³
1	3,9	332	170	163
2	6,1	529	339	189
3	8,1	694	509	185
4	9,8	841	679	162
5	11,4	977	849	128
10	18,1	1555	1697	0
20	28,7	2473	3394	0
30	37,7	3245	5092	0
40	45,7	3935	6789	0
50	53,1	4570	8486	0
60	60,0	5164	10183	0
80	72,8	6261	13578	0
100	84,5	7271	16972	0
150	110,9	9541	25458	0
200	134,4	11569	33944	0
300	176,4	15180	50916	0
400	213,9	18407	67888	0
500	248,4	21375	84860	0
600	280,6	24153	101831	0
700	311,2	26780	118803	0
800	340,3	29287	135775	0
900	368,2	31692	152747	0
1000	395,2	34010	169719	0
1500	518,5	44625	254579	0
2000	628,8	54112	339438	0
3000	825,0	71002	509157	0
3500	914,8	78728	594017	0
3900	983,6	84648	661904	0
4000	1000,4	86096	678876	0
4500	1082,5	93165	763736	0
4700	1114,5	95920	797680	0
5000	1161,7	99980	848595	0
10000	1848,4	159075	1697190	0

Le volume max. de stockage pour la période de retour données est :

189 m³

16 m³/ha

20 m³/ha imperméabilisé

Dimensionnement d'un bassin de rétention par la Méthode des Pluies BV3

Pour une pluie de durée **d** et un débit de fuite **Qf**, le volume maximum de stockage est :

$$V(d) = k_1 \cdot C \cdot A \cdot h(d) - k_2 \cdot Q_f \cdot d$$

avec

A, superficie du bassin versant

C, coeff de ruissellement du bassin versant

h(d), hauteur précipitée d'une pluie de durée **d** (données Météo France)

k₁, k₂, coeff d'homogénéisation des unités

On retient la durée qui maximise le volume à stocker.

Période de retour : **20 ans**

a = **60,00**

b = **0,33**

Qf = **3,35** m³/s

A = **11,63** ha

C = **0,77**

durée d mn	cumul pluie h mm	V entrant	V sortant	V stocké
		Ve = 10.C.A.h* m ³	Vs = 60.Qf.d m ³	V = Ve-Vs m ³
1	4,4	392	201	191
2	6,9	624	403	221
3	9,1	818	604	215
4	11,0	992	805	187
5	12,8	1153	1006	146
10	20,4	1834	2013	0
20	32,5	2918	4025	0
30	42,6	3828	6038	0
40	51,7	4642	8051	0
50	60,0	5391	10064	0
60	67,8	6091	12076	0
80	82,2	7386	16102	0
100	95,5	8577	20127	0
150	125,3	11255	30191	0
200	151,9	13647	40255	0
300	199,3	17907	60382	0
400	241,7	21713	80509	0
500	280,7	25215	100636	0
600	317,1	28491	120764	0
700	351,6	31591	140891	0
800	384,5	34548	161018	0
900	416,1	37384	181146	0
1000	446,5	40119	201273	0
1500	585,9	52641	301909	0
2000	710,5	63832	402546	0
3000	932,3	83756	603819	0
3500	1033,7	92869	704455	0
3900	1111,4	99853	784964	0
4000	1130,4	101561	805092	0
4500	1223,3	109900	905728	0
4700	1259,4	113149	945983	0
5000	1312,7	117939	1006365	0
10000	2088,7	187649	2012729	0

Le volume max. de stockage pour la période de retour données est

221 m³

19 m³/ha

23 m³/ha imperméabilisé

Dimensionnement d'un bassin de rétention par la Méthode des Pluies BV2

Pour une pluie de durée **d** et un débit de fuite **Qf**, le volume maximum de stockage est :

$$V(d) = k_1 \cdot C \cdot A \cdot h(d) - k_2 \cdot Q_f \cdot d$$

avec

A, superficie du bassin versant

C, coeff de ruissellement du bassin versant

h(d), hauteur précipitée d'une pluie de durée **d** (données Météo France)

k₁, k₂, coeff d'homogénéisation des unités

On retient la durée qui maximise le volume à stocker.

Période de retour : 2 ans

a = **60,00**

b = **0,33**

Qf = **0,17** m³/s

A = **1,50** ha

C = **0,50**

durée d mn	cumul pluie h mm	V entrant Ve = 10.C.A.h* m ³	V sortant Vs = 60.Qf.d m ³	V stocké V = Ve-Vs m ³
1	3,1	23	10	13
2	4,9	36	20	16
3	6,4	48	31	17
4	7,8	58	41	17
5	9,1	67	51	16
10	14,5	107	102	5
20	23,0	170	205	0
30	30,2	224	307	0
40	36,6	271	410	0
50	42,5	315	512	0
60	48,0	356	615	0
80	58,2	432	820	0
100	67,6	501	1025	0
150	88,7	658	1537	0
200	107,5	797	2049	0
300	141,1	1046	3074	0
400	171,1	1269	4099	0
500	198,7	1473	5124	0
600	224,5	1665	6148	0
700	248,9	1846	7173	0
800	272,2	2019	8198	0
900	294,6	2184	9222	0
1000	316,1	2344	10247	0
1500	414,8	3076	15371	0
2000	503,0	3730	20494	0
3000	660,0	4894	30741	0
3500	731,8	5427	35865	0
3900	786,9	5835	39964	0
4000	800,3	5934	40988	0
4500	866,0	6422	46112	0
4700	891,6	6612	48161	0
5000	929,4	6891	51236	0
10000	1478,7	10965	102471	0

Le volume max. de stockage pour la période de retour données est :

17 m³

11 m³/ha

14 m³/ha imperméabilisé

Dimensionnement d'un bassin de rétention par la Méthode des Pluies BV2

Pour une pluie de durée **d** et un débit de fuite **Qf**, le volume maximum de stockage est :

$$V(d) = k_1 \cdot C \cdot A \cdot h(d) - k_2 \cdot Q_f \cdot d$$

avec

A, superficie du bassin versant

C, coeff de ruissellement du bassin versant

h(d), hauteur précipitée d'une pluie de durée **d** (données Météo France)

k₁, k₂, coeff d'homogénéisation des unités

On retient la durée qui maximise le volume à stocker.

Période de retour : 5 ans

a = 60,00

b = 0,33

Qf = 0,25 m³/s

A = 1,50 ha

C = 0,57

durée d mn	cumul pluie h mm	V entrant Ve = 10.C.A.h* m ³	V sortant Vs = 60.Qf.d m ³	V stocké V = Ve-Vs m ³
1	3,4	29	15	14
2	5,3	45	30	16
3	7,0	60	45	15
4	8,5	72	60	13
5	9,9	84	74	9
10	15,7	133	149	0
20	25,0	212	298	0
30	32,8	279	446	0
40	39,8	338	595	0
50	46,2	392	744	0
60	52,2	443	893	0
80	63,3	537	1191	0
100	73,5	624	1488	0
150	96,4	819	2232	0
200	116,9	993	2977	0
300	153,5	1303	4465	0
400	186,1	1580	5953	0
500	216,1	1835	7441	0
600	244,2	2073	8930	0
700	270,7	2299	10418	0
800	296,1	2514	11906	0
900	320,4	2720	13394	0
1000	343,8	2919	14883	0
1500	451,1	3831	22324	0
2000	547,0	4645	29765	0
3000	717,8	6095	44648	0
3500	795,9	6758	52089	0
3900	855,7	7266	58042	0
4000	870,3	7391	59530	0
4500	941,8	7997	66971	0
4700	969,6	8234	69948	0
5000	1010,7	8582	74413	0
10000	1608,1	13655	148825	0

Le volume max. de stockage pour la période de retour données est :

16 m³

10 m³/ha

13 m³/ha imperméabilisé

Dimensionnement d'un bassin de rétention par la Méthode des Pluies BV2

Pour une pluie de durée **d** et un débit de fuite **Qf**, le volume maximum de stockage est :

$$V(d) = k_1.C.A.h(d) - k_2.Qf.d$$

avec

A, superficie du bassin versant

C, coeff de ruissellement du bassin versant

h(d), hauteur précipitée d'une pluie de durée **d** (données Météo France)

k₁, k₂, coeff d'homogénéisation des unités

On retient la durée qui maximise le volume à stocker.

Période de retour : 10 ans

a = 60,00

b = 0,33

Qf = 0,37 m³/s

A = 1,50 ha

C = 0,71

durée d mn	cumul pluie h mm	V entrant Ve = 10.C.A.h* m ³	V sortant Vs = 60.Qf.d m ³	V stocké V = Ve-Vs m ³
1	3,9	41	22	19
2	6,1	65	44	21
3	8,1	86	66	19
4	9,8	104	89	16
5	11,4	121	111	10
10	18,1	192	221	0
20	28,7	306	443	0
30	37,7	401	664	0
40	45,7	487	885	0
50	53,1	565	1107	0
60	60,0	639	1328	0
80	72,8	774	1771	0
100	84,5	899	2213	0
150	110,9	1180	3320	0
200	134,4	1431	4426	0
300	176,4	1878	6639	0
400	213,9	2277	8853	0
500	248,4	2644	11066	0
600	280,6	2987	13279	0
700	311,2	3312	15492	0
800	340,3	3622	17705	0
900	368,2	3920	19918	0
1000	395,2	4206	22131	0
1500	518,5	5519	33197	0
2000	628,8	6693	44263	0
3000	825,0	8782	66394	0
3500	914,8	9737	77460	0
3900	983,6	10469	86313	0
4000	1000,4	10649	88526	0
4500	1082,5	11523	99592	0
4700	1114,5	11864	104018	0
5000	1161,7	12366	110657	0
10000	1848,4	19675	221315	0

Le volume max. de stockage pour la période de retour données est :

21 m³

14 m³/ha

17 m³/ha imperméabilisé

Dimensionnement d'un bassin de rétention par la Méthode des Pluies BV2

Pour une pluie de durée **d** et un débit de fuite **Qf**, le volume maximum de stockage est :

$$V(d) = k_1 \cdot C \cdot A \cdot h(d) - k_2 \cdot Q_f \cdot d$$

avec

A, superficie du bassin versant

C, coeff de ruissellement du bassin versant

h(d), hauteur précipitée d'une pluie de durée **d** (données Météo France)

k₁, k₂, coeff d'homogénéisation des unités

On retient la durée qui maximise le volume à stocker.

Période de retour : 20 ans

a = 60,00

b = 0,33

Qf = 0,44 m³/s

A = 1,24 ha

C = 0,75

durée d mn	cumul pluie h mm	V entrant Ve = 10.C.A.h ^t m ³	V sortant Vs = 60.Qf.d m ³	V stocké V = Ve-Vs m ³
1	4,4	40	26	14
2	6,9	64	53	12
3	9,1	85	79	5
4	11,0	102	105	0
5	12,8	119	132	0
10	20,4	189	264	0
20	32,5	301	527	0
30	42,6	395	791	0
40	51,7	479	1055	0
50	60,0	557	1319	0
60	67,8	629	1582	0
80	82,2	763	2110	0
100	95,5	886	2637	0
150	125,3	1162	3956	0
200	151,9	1409	5275	0
300	199,3	1849	7912	0
400	241,7	2242	10549	0
500	280,7	2603	13187	0
600	317,1	2941	15824	0
700	351,6	3261	18461	0
800	384,5	3567	21098	0
900	416,1	3860	23736	0
1000	446,5	4142	26373	0
1500	585,9	5435	39560	0
2000	710,5	6590	52746	0
3000	932,3	8647	79119	0
3500	1033,7	9588	92306	0
3900	1111,4	10309	102855	0
4000	1130,4	10485	105492	0
4500	1223,3	11346	118679	0
4700	1259,4	11681	123953	0
5000	1312,7	12176	131865	0
10000	2088,7	19373	263731	0

Le volume max. de stockage pour la période de retour données est

14 m³

11 m³/ha

14 m³/ha imperméabilisé

3) Régulation des débits de crue

En aval des bassins de rétention, des orifices de régulation seront mis en place pour réguler toutes les pluies d'une fréquence inférieure ou égale à 20ans. Le principe de dimensionnement de ces orifices rectangulaires est décomposé selon les débits initiaux des différents BV (2 et 3) interceptés.

Tableau 6 – Dimensionnement des orifices de régulation

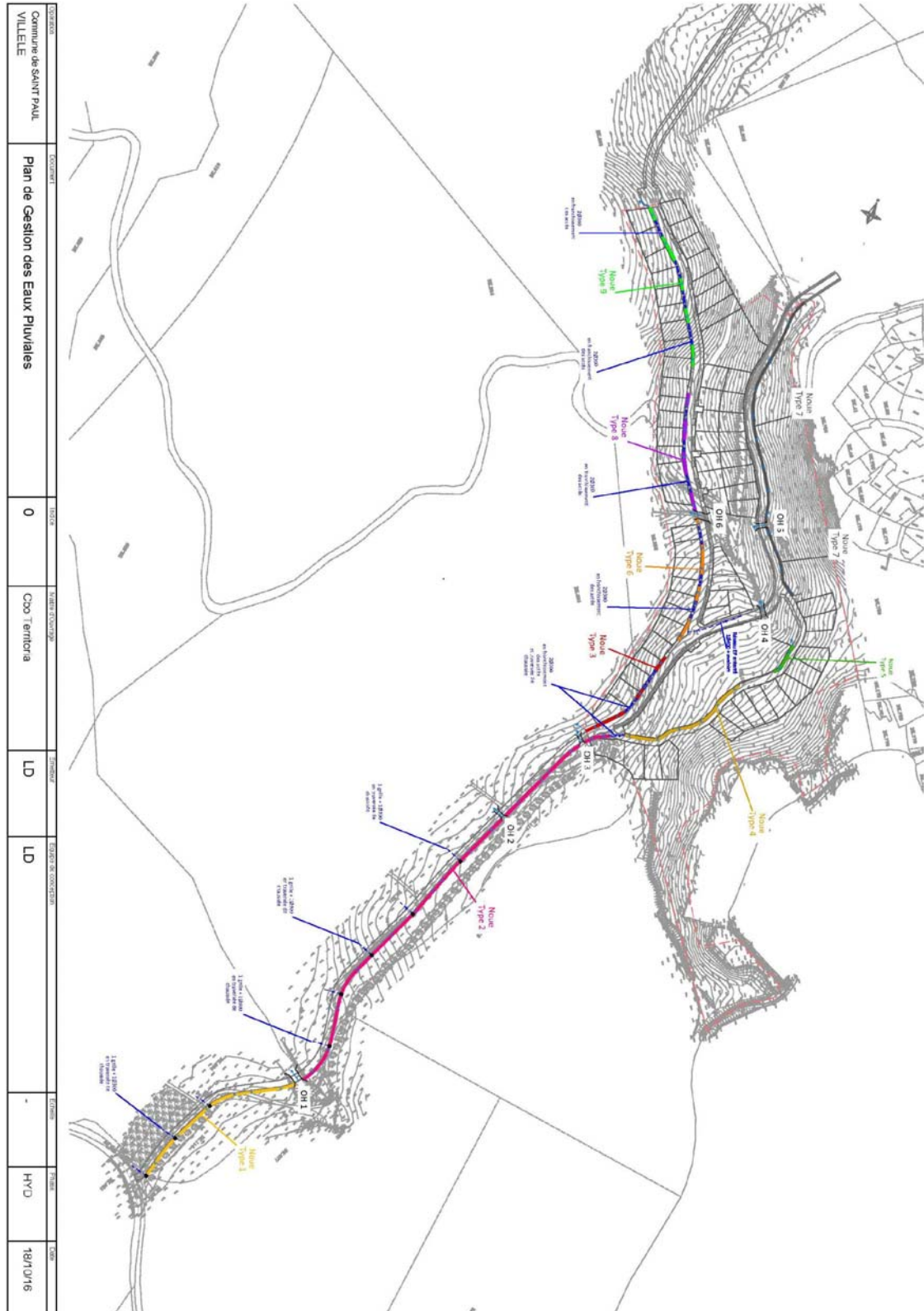
Dimensionnement des orifices de régulations		Q 2ans	Q5ans	Q10ans	Q20ans
		(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
BV2	Débits état initial	0,388	0,564	0,838	0,999
	Section des orifices	15 x 84 cm	15 x 44 cm	15 x 63 cm	15 x 40 cm
	Débits capable	0,389 m3/s	0,566 m3/s	0,842 m3/s	0,999 m3/s
BV3	Débits état initial	1,368	1,950	2,829	3,355
	Section des orifices	2 x (15 x 137 cm)	15 x 120 cm	2x (15 x 93 cm)	15 x 109 cm
	Débits capable	2 x 0,682 = 1,364 m3/s	1,95 m3/s	2,828 m3/s	3,355 m3/s

Pour gérer les débits Q2 état initial, les orifices rectangulaires seront placés en fond d'ouvrage. Pour les autres débits suivant les périodes de retour intéressant le projet, la hauteur d'eau à stocker sera déterminé suivant la morphologie des différents bassins. Cela nous permettra de déterminer précisément la hauteur de tous les orifices suivant les hauteurs d'eau à stocker.

Nous avons pris comme hypothèse de dimensionnement un coefficient de Manning Strickler moyen = 60 et une pente de 5%.

CHAPITRES VII : DISPOSITIFS DE COLLECTE

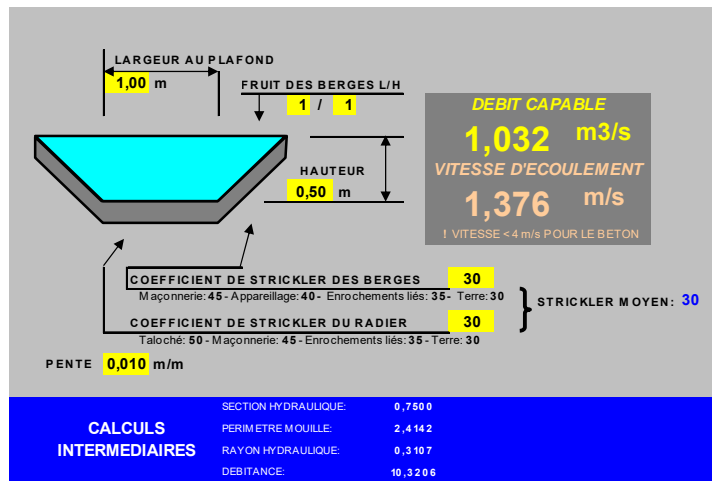
1) Plan de repérage des noues



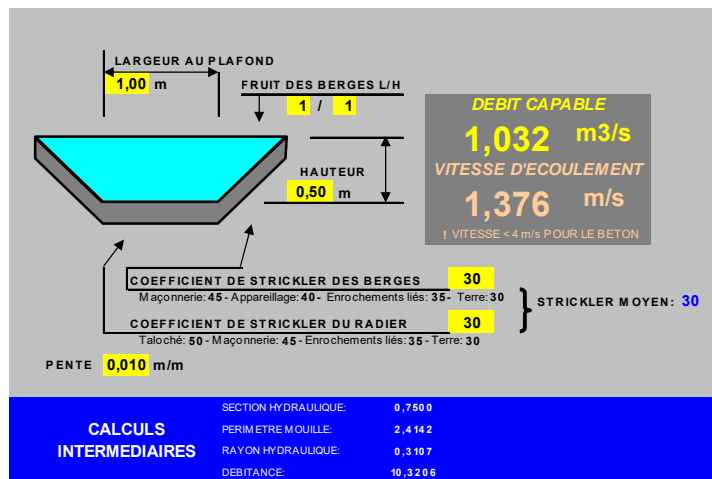
2) Caractéristiques des noues

Les noues ont été dimensionnées avant tout d'un point de vue paysager mais aussi pour reprendre les eaux pluviales ruisselant sur la voirie et provenant des BV amonts, le débit de fuite des parcelles aménagées mais également leur surverse pour un débit de fréquence 20 ans. La capacité d'évacuation de ces ouvrages dimensionnée par la formule de Manning Strickler est indiquée ci-dessous.

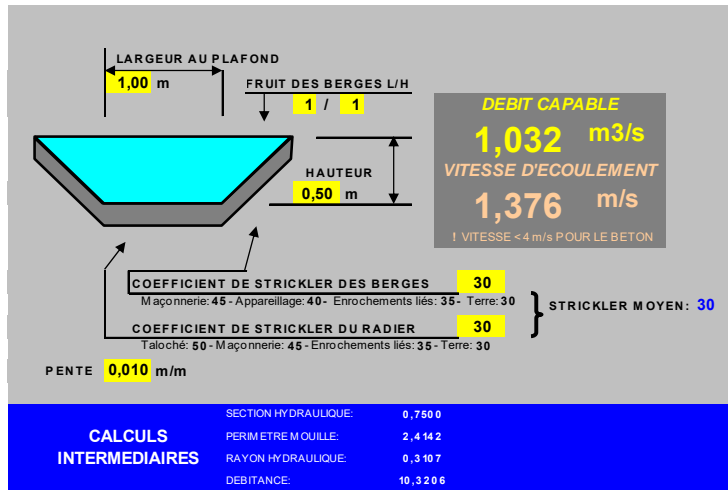
Noue type 1 – Voie A– BV initial 4 (surface 3,49 ha) à 1% :



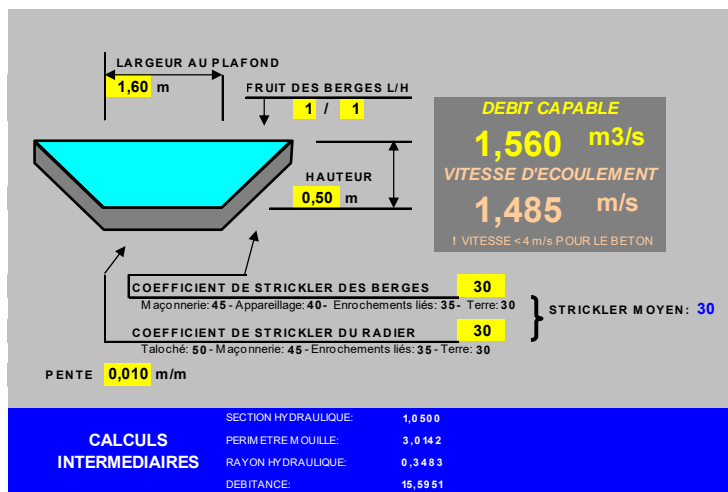
Noue type 2 – Voie A– BV initial 4 (surface 5,7 ha) à 1% :



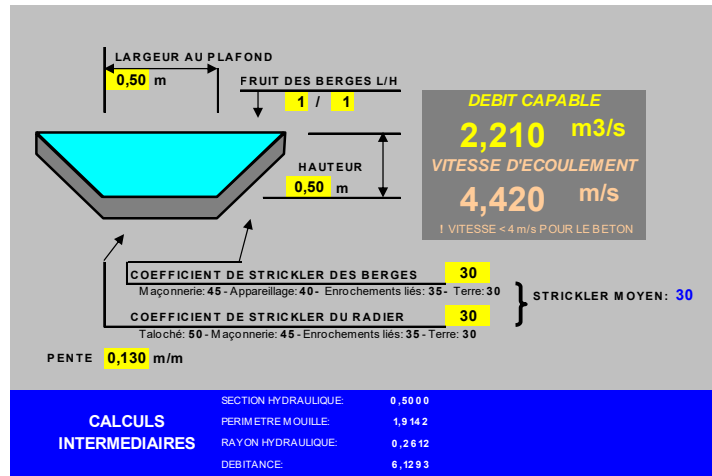
Noue type 3 – Voie B.1 – Sous BV A – pente 10,8% à 1% :



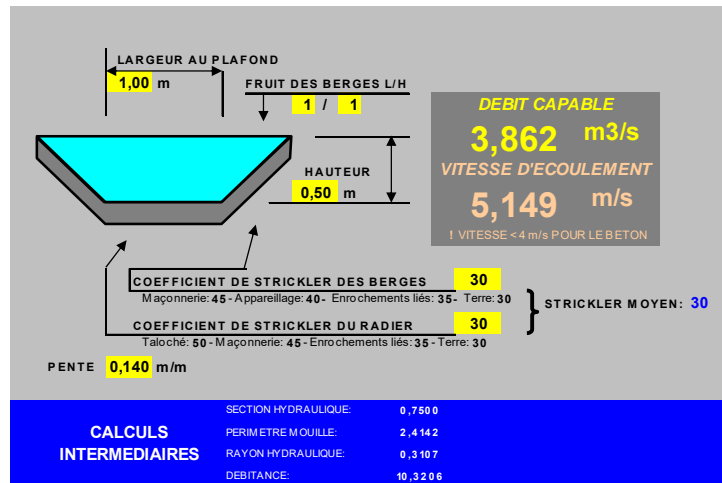
Noue type 4 – Voie D – Sous BV B – pente 15% à 1% :



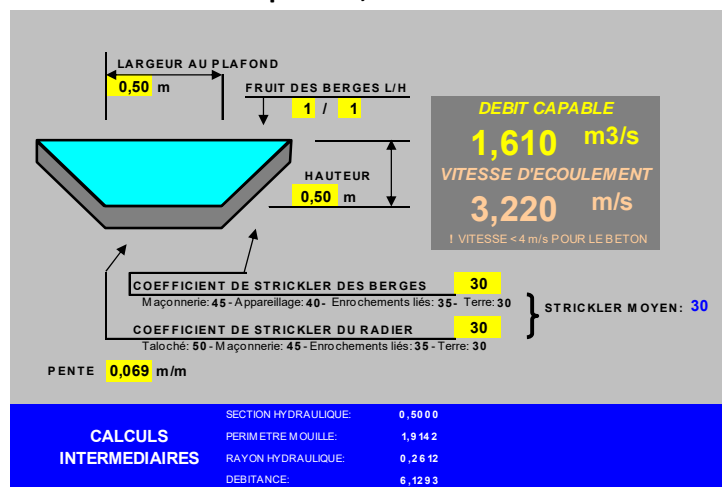
Noüe type 5 – Voie D – Sous BV D – pente 13%



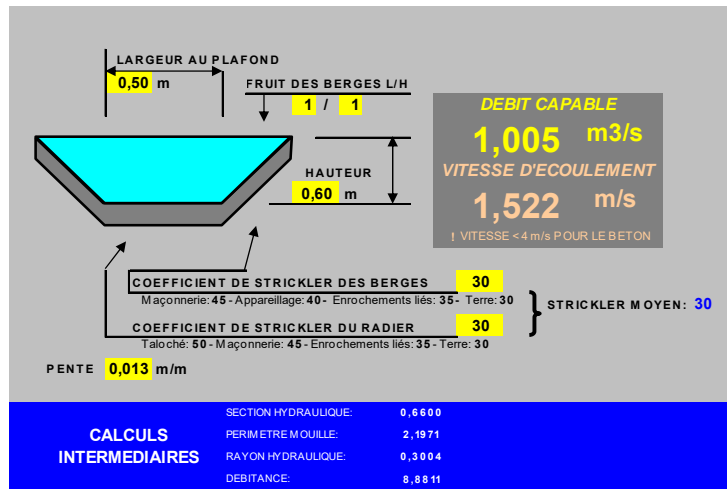
Noüe type 6 – Voie E – Sous BV C – pente 14%



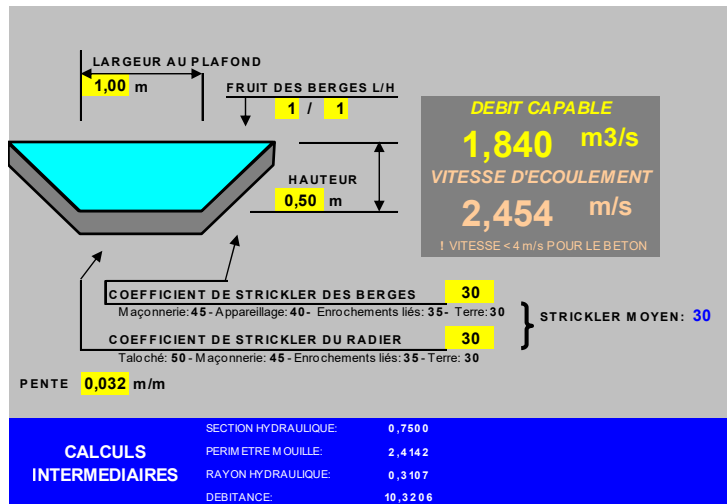
Noüe type 7 – Voie C – Sous BV D – pente 6,9%



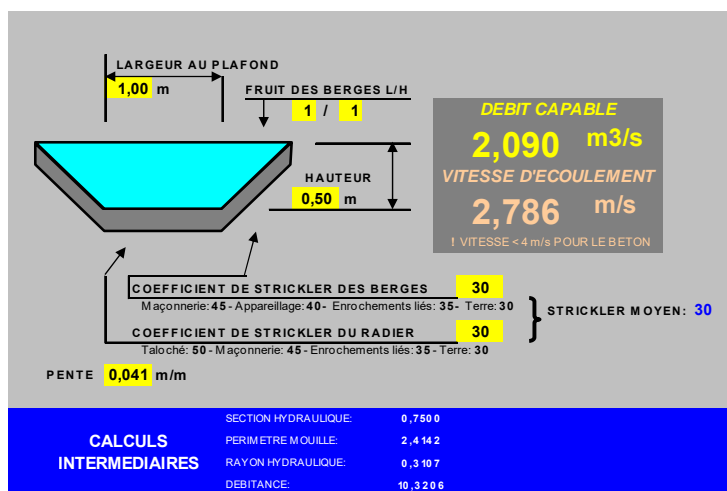
Noue type 7 – Voie C – Sous BV E – pente mini 1,28%



Noue type 8 – Voie E – Sous BV F – pente mini 3,2%



Noue type 9 – Voie E – Sous BV G – pente mini 4.41%



3) Vérification du dimensionnement

Les débits transitant dans les noues sont :

- Les débits après régulation des eaux pluviales issues des parcelles,
- Les débits avant régulation des eaux pluviales de voiries et BV amonts interceptés,
- Les débits Q20 état aménagé pouvant provenir des surverses des parcelles.

Le gabarit des noues est conservé sur tout le linéaire de voirie. Les débits maximums récupérés au niveau de chaque noue sont :

Tableau 7 - Vérification du dimensionnement des noues

Type de noue	Voie	Sous BV	Débits de pointe Q20 m ³ /s pouvant s'écouler sur la voirie	Débit d'évacuation minimum de la noue en m ³ /s	Pente en %
1	A	3,49 ha du BV initial n°4	0,63	1,03	1,00%
2		5,7 ha du BV initial n°4	1,03		
3	B	C	0,20	1,03	1,00%
4	D	B	1,52	1,56	1,00%
5	D	4920 m ² du sous BV B	0,15	2,1	13,00%
		3120 m ² du sous BV D	0,10		
6	E	C	0,20	3,86	14,00%
7	C	D	0,10	1,61	6,90%
		E	0,88	1,005	1,30%
8	E	F	0,20	1,84	3,20%
9	E	G	0,46	2,09	4,40%

On constate que le débit capable d'évacuation des eaux collectées par les noues est largement supérieur au débit y transitant pour une période de retour de 20 ans sur toutes les voiries.

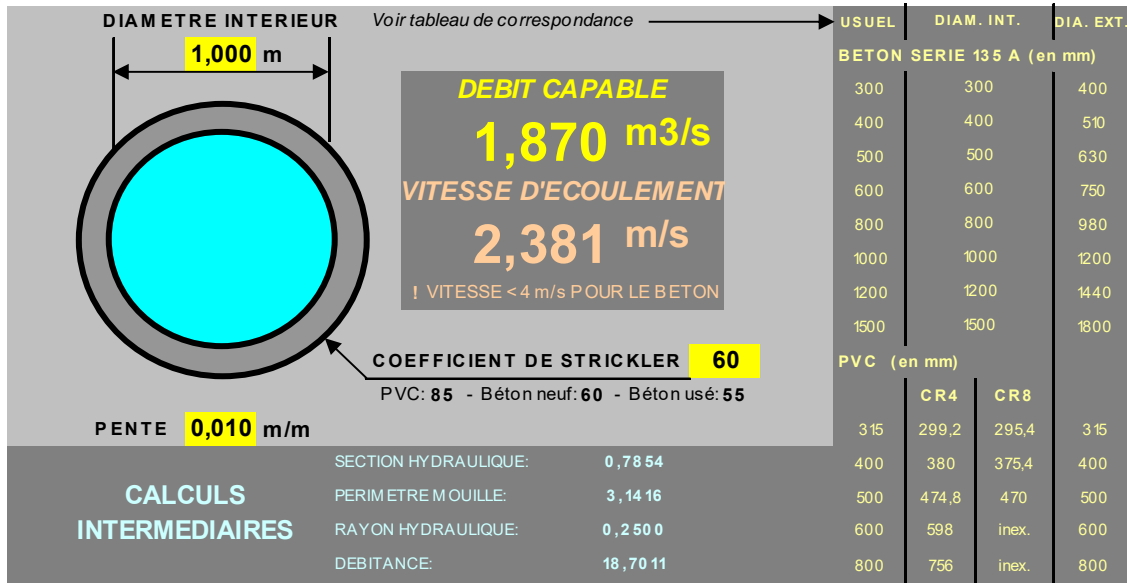
4) Dimensionnement des ouvrages de transparence hydraulique OH 4 et OH 5

Bassin versant	OH	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Pente (m/m)	Ouvrage	Débits capable (m ³ /s)	Longueur
BV D	OH4	2,12	0,01	2 Buses béton diamètre 1000 mm	2 x 1,87	7,5 m
BV E	OH5	1,06	0,01	Buse béton diamètre 1000 mm	1,87	7,5 m

Tableau 8 - Dimensionnement des OH

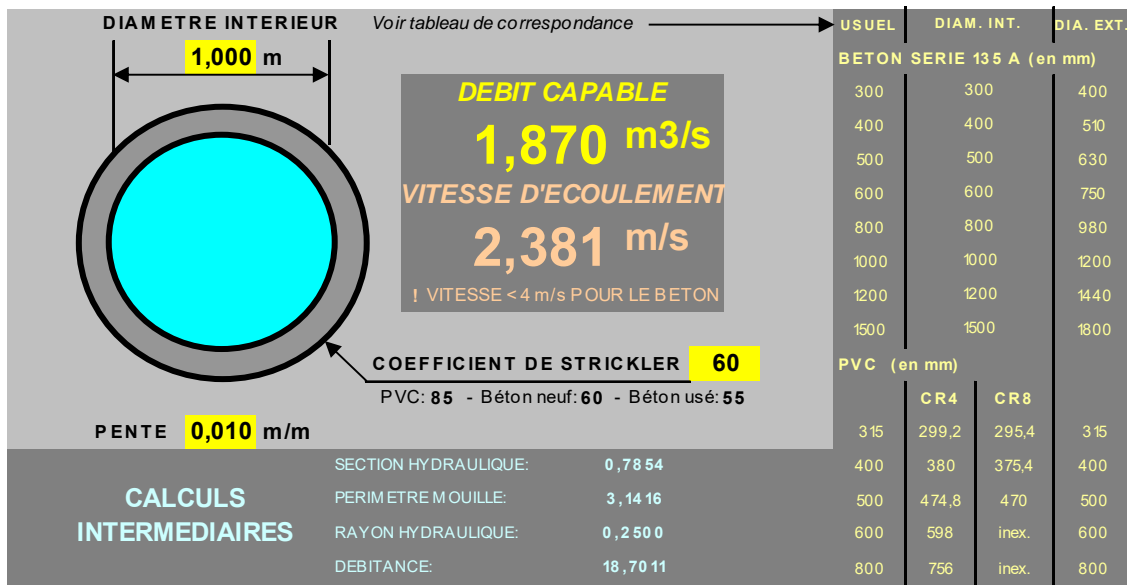
Les débits centennaux ont été estimés au prorata des surfaces des BV D et E par rapport au BV 3.

OH4 – Talweg– Débit caractéristique Q100 2,12 m3/s :



Il sera mis en place deux buses préfabriqués ayant les dimensions ci-dessus. Débit capable des deux buses = 2 x 1,87 = 3,74 m3/s > Q100 caractéristique.

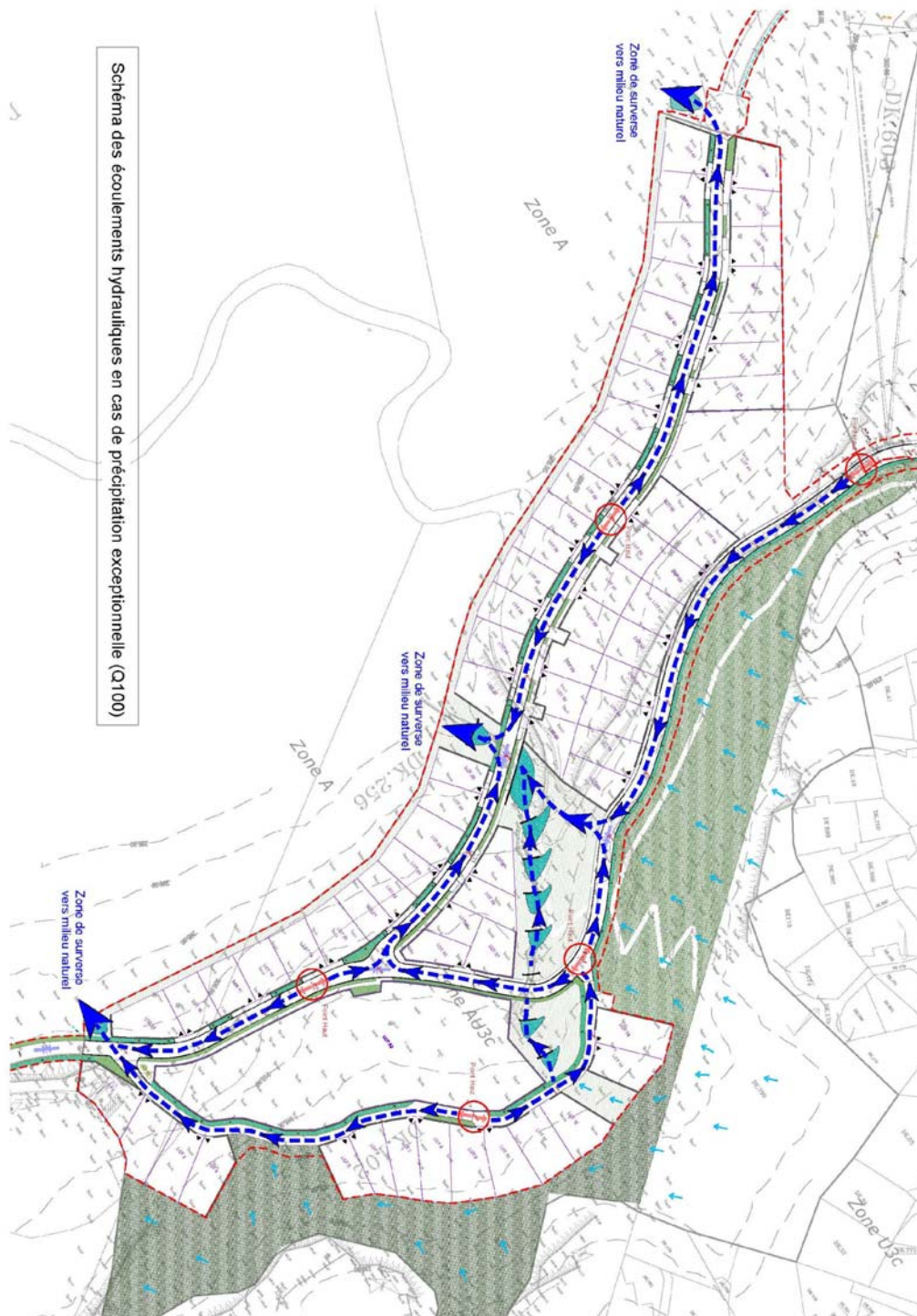
OH5 – Talweg– Débit caractéristique Q100 1.06 m3/s :



Il sera mis en place une buse préfabriqués ayant les dimensions ci-dessus. Débit capable de la buse 1,87 m3/s > Q100 caractéristique.

5) Schéma des écoulements hydraulique en cas de précipitation exceptionnelle

Le plan ci-dessous permet de visualiser le chemin de l'eau en cas de pluie exceptionnelle (Q100). Dans l'hypothèse où les ouvrages de collecte seraient saturés, l'eau débordera et empruntera les chaussées qui serviront alors de chemin préférentiel à un écoulement en nappe jusqu'aux différents talwegs/espaces de temporisations existants les plus proches avant de s'écouler en surverse vers le milieu naturel. Les points bas ont été préservés de toute construction pour permettre une surverse vers le milieu naturel en cas d'inondation du site.



CHAPITRES VIII : INCIDENCE SUR LA QUALITE DES EAUX SUPERFICIELLES

Tout aménagement sujet à la circulation routière est susceptible de perturber la qualité des eaux de surfaces ou de nappe. Il convient donc de caractériser le risque de pollution chronique et accidentelle.

1) Pollution chronique

Les atteintes chroniques résultent du lessivage de produits accumulés sur les voiries :

- Les hydrocarbures, huiles, caoutchouc, phénols, benzopyrènes, ... ;
- Les métaux lourds, surtout le plomb utilisé comme antidétonant dans les carburants et dont la concentration a beaucoup baissé (0,4 g/l avant 1989 et 0,15 g/l après), mais aussi le cadmium provenant des impuretés contenues dans les additifs à base de zinc ou entrant dans la composition des huiles et des pneus, et le zinc issu de l'érosion des glissières de sécurité.

Le Service Technique des Routes et Autoroutes (SETRA) a édité en juillet 2006 une note d'information intitulée « Calcul des charges de pollution chronique des eaux de ruissellement issues des plates-formes routières ».

Cette note vise à établir un nouveau référentiel commun pour les calculs de charges polluantes, prenant en compte la réduction significative de pollutions émises par les véhicules du fait des progrès technologiques et de l'augmentation des contraintes réglementaires.

Nous utiliserons les valeurs proposées par le SETRA en ce qui concerne les surfaces imperméables ouvertes à la circulation.

Une estimation des charges polluantes annuelles est proposée, directement liée au trafic moyen journalier annuel estimé dans le cadre de l'étude de mobilité sur le site. Les valeurs citées sont rassemblées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 9 - Charges unitaires annuelles Cu par Ha imperméabilisé pour 1000 véhicules/jours

	MES (kg)	DCO (kg)	Zn (kg)	Cu (kg)	Cd (kg)	Hc totaux (g)
Charges unitaires annuelles cu à l'ha imperméabilisé pour 1000v/j	40	40	0,4	0,02	2	600

Notes :

- la DBO5 n'est pas prise en compte car elle n'est pas caractéristique de ce type de pollution très peu biodégradable (à titre indicatif le rapport DCO/DBO est de l'ordre de 6 dans les eaux pluviales routières)
- le plomb n'est pas non plus pris en compte car il a presque totalement disparu des rejets : les valeurs mesurées sont dans la plupart des cas inférieures aux concentrations du décret eau potable
- MES : matières en suspension
- DCO : demande chimique en oxygène
- Zn : zinc
- Cu : cuivre
- Cd : cadmium
- Hc : hydrocarbures totaux

Pour des trafics globaux inférieurs à 10 000 véhicules jours la charge polluante annuelle se calcule proportionnellement au trafic global et à la surface imperméabilisée, soit :

$$Ca = Cu \times (T/1000) \times S$$

Avec :

- Ca = charge annuelle en kg (ou en g pour Hc totaux et Hap) ;
- T = trafic global en v/j, quel que soit le pourcentage de poids lourds ;
- S = surface imperméabilisée en ha ;
- Cu = charge unitaire annuelle pour 1000 v/j, en kg/ha (ou en g/ha pour Hc totaux et Hap).

Pour ce projet, nous nous intéresserons aux 3 voiries principales de transit entre le quartier de Villèle et la RD100, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Voie A, avec une surface routière imperméabilisée de 0,28 ha et un trafic journalier évalué à 1564 véhicules,
- Voie B, avec une surface routière imperméabilisée de 0,178ha et un trafic journalier évalué à 1564 véhicules,
- Voie C, avec une surface routière imperméabilisée de 0.58 ha et un trafic journalier évalué à 1564 véhicules,

Les trafics journaliers ont été évalués à partir de l'étude de circulation pour l'aménagement du « Lotissement du Golf » réalisé par ARTELIA en Avril 2017. Nous considérons pour les calculs que tous les véhicules empruntant la voie A transiteront également par les voie B et C qui en sont le prolongement. Cela nous donnera une marge de sécurité.

Les résultats de ces calculs sont rassemblés ci-dessous :

Tableau 10 - Charges polluantes annuelles pour les zones d'évolution des véhicules

	MES (kg)	DCO (kg)	Zn (kg)	Cu (kg)	Cd (kg)	Hc totaux (g)
Voie A	17,52	17,52	0,18	0,01	0,88	262,75
Voie B	11,14	11,14	0,11	0,01	0,56	167,04
Voie C	9,70	9,70	0,10	0,00	0,48	145,45

Avant rejet, les eaux transitent dans des noues paysagères. La noue joue le rôle d'une unité de traitement des eaux pluviales avant rejet.

La littérature (Sources : Calcul des charges de pollution chronique des eaux de ruissellement issues des plates-formes routières – SETRA – Juillet 2006 et L'eau et la route – SETRA – 1997) indique les rendements suivants pour ce type d'ouvrage :

Tableau 11 - Rendement d'un ouvrage de traitement de type fossé enherbé

Type d'ouvrage	MES (kg)	DCO (kg)	Zn (kg)	Cu (kg)	Cd (kg)	Hc totaux (g)
Fossé enherbé	65%	50%	65%	65%	65%	50%

2) Méthodes de calcul des taux de rejet

La pollution véhiculée par la pluie est caractérisée par des phénomènes chroniques et par des phénomènes aigus, constituant un événement de pointe qui se produit une ou deux fois par an (Notion d'impact maximal).

Concentration moyenne sur l'année des rejets d'eau pluviales

La concentration moyenne sur l'année est calculée de la manière suivante :

$$C_m = C_a \cdot (1-t) / (9 \cdot S \cdot H)$$

Avec :

- C_m = concentration moyenne annuelle en mg/l
- C_a = charge annuelle en kg
- t = taux d'abattement des ouvrages
- S = surface imperméabilisée en ha
- H = hauteur de pluie moyenne annuelle en m

La pluviométrie moyenne annuelle calculée dans Les environs de Villèle est estimée à **560 mm** (*Carte des précipitations sur la Réunion – Cumul (mm) – Année 2016 – Météo france*).

Concentration maximale des rejets

Pour les surfaces concernées par une pollution d'origine routière, les mesures issues des sites expérimentaux ont montré que l'évènement de pointe est proportionnel à la charge polluante annuelle, et est directement lié à la hauteur de pluie qui génère cet évènement de pointe. La relation s'établit de la manière suivante :

$$F_r = 2,3 \times H$$

Avec

- F_r = fraction maximale de la charge polluante annuelle mobilisable par un évènement de pointe ;
- H = hauteur d'eau, en mètres, de l'évènement pluvieux de pointe (limité à 0,15 m).

Ainsi, d'après cette formule, un évènement de pointe très intense est susceptible d'entraîner en une seule fois un tiers de la pollution annuelle.

La concentration en polluant des eaux rejetées (C_e , en mg/l) est alors calculée selon la formule :

$$C_e = F_r \cdot C_a \cdot (1-t) / (10 \cdot S \cdot h)$$

(C_a est exprimé en kg, S en ha et h en m)

Cette formule a été utilisée pour calculer les concentrations rejetées par les surfaces dévotion des véhicules, mais elle ne s'applique pas aux autres formes de pollution des eaux pluviales.

3) Synthèse des taux de rejet calculés

Le tableau ci-dessous synthétise les taux de rejet calculés après traitement des eaux pluviales et plus particulièrement les concentrations moyennes annuelles et concentrations maximales pour un évènement de pointe.

Tableau 12 - Concentrations moyennes annuelles en polluants estimées dans les Eaux Pluviales après traitement (fossé enherbé)

Concentrations moyennes annuelles Cm						
Bassin versant	MES	DCO	Zn	Cu	Cd	Hc totaux
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
Voie A, B et C	4,34	6,21	0,04	0,0022	0,22	93,10

Tableau 13 - Concentrations maximales estimées des rejets pour un évènement de pointe dans les eaux pluviales après traitement (fossé enherbé)

Concentrations maximales annuelles Ce						
Bassin versant	MES	DCO	Zn	Cu	Cd	Hc totaux
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
Voie A, B et C	5,04	7,19	0,05	0,0025	0,25	107,92

Ces taux, avant dilution dans le milieu récepteur, correspondent à des objectifs de « bonne qualité».

CHAPITRE IX : ENTRETIEN DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

L'avantage de la gestion alternative des eaux pluviales et de rendre visible le parcours de l'eau et par conséquent alerter plus facilement les riverains d'un dysfonctionnement. La gestion alternative des eaux pluviales repose sur un principe fondamental d'adaptions des ouvrages à la topographie et au respect de la loi de la gravité. Les ouvrages doivent être conçus pour permettre leur fonctionnement en charge et les débordements par surverses identifiés hors habitations.

Les noues et bassins de rétention sont considérés comme des espaces verts et doivent être entretenus comme tout type d'espace paysager. L'entretien manuel est à privilégier aux engins mécaniques comme le débroussilleur et le souffleur générateur de nuisances sonores. De plus un arrachage manuel des adventices est beaucoup plus efficace dans le temps.

Les ouvrages proposés sont à la fois techniques et paysagers, ils ont besoin d'un entretien préventif simple pour éviter des disfonctionnements. Un entretien régulier ne nécessite pas la mise en œuvre de techniques particulières. En général, il est similaire à celui des espaces verts : taille des arbustes, tonte de gazon, arrosage pendant les périodes sèches, ramassage des feuilles, des débris et des déchets poubelliers.

Les noues et bassins de rétention sont des lieux privilégiés pour permettre le développement de la biodiversité. Un fauchage tardif plutôt qu'une tonte régulière est généralement recommandée notamment afin de permettre le développement de zones refuges (herbes hautes).

Il faut également curer les orifices de vidanges et de surverses des ouvrages. En effet, pour les fossés et les noues de rétention, il est nécessaire de curer les dispositifs de vidange périodiquement pour ne pas compromettre leur fonction de régulation. La fréquence de curage s'espace dans le temps car les transports de fines sont filtrés et assimilés au fur et à mesure du développement des végétaux. Nous prévoyons dans le cadre des marchés de plantation une période d'entretien des espaces paysagers et hydrauliques de 1 à 3 ans pour assurer la stabilité des ouvrages et ainsi rétrocéder à la collectivité ou aux habitants du quartier un dispositif fonctionnel et éprouvé.

Pour ces zones végétalisées, les racines et les rhizomes des végétaux assurent l'aération du sol et permettent de limiter le colmatage. Ils permettent de plus le développement d'une faune bactérienne susceptible de traiter les apports de polluants, il est donc primordial de conserver une biodiversité végétale à l'intérieur des systèmes.

Récapitulatif des actions à mener :

- Tonte (20 fois par an) ou fauchage (2 fois par an) des rives engazonnées,
- Arrosage des végétaux lors des sécheresses,
- Ramassage des éventuelles feuilles et les détritiques (qui risquent de colmater les dispositifs de régulation)

Par ailleurs, il importe de veiller à :

- Evacuer les dépôts de boues de décantation lorsque leur quantité est telle qu'elle induit une modification du volume utile de rétention. Heureusement, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes de boues générés sont très faibles. Ce curage sera donc effectué tous les 5 à 10 ans environ. L'extraction des décantés est réalisée par voie hydraulique ou à sec (pompage, balayage, pelletage, ...). Leur évacuation peut se faire vers un dispositif de traitement pour une filière de valorisation ou, suivant leur composition, vers un dépôt définitif. Une analyse de la qualité des boues permettra de préciser la filière de valorisation.
- Curer régulièrement les orifices d'arrivée et d'évacuation à débit régulé ou par surverse.

CHAPITRE X : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT DES RAVINES – HORS LOTISSEMENT -

La méthodologie adoptée pour l'analyse hydrologique est basée sur l'application des formules présentées dans le Guide d'Estimation des Débits de Crue à la Réunion (GEDC).

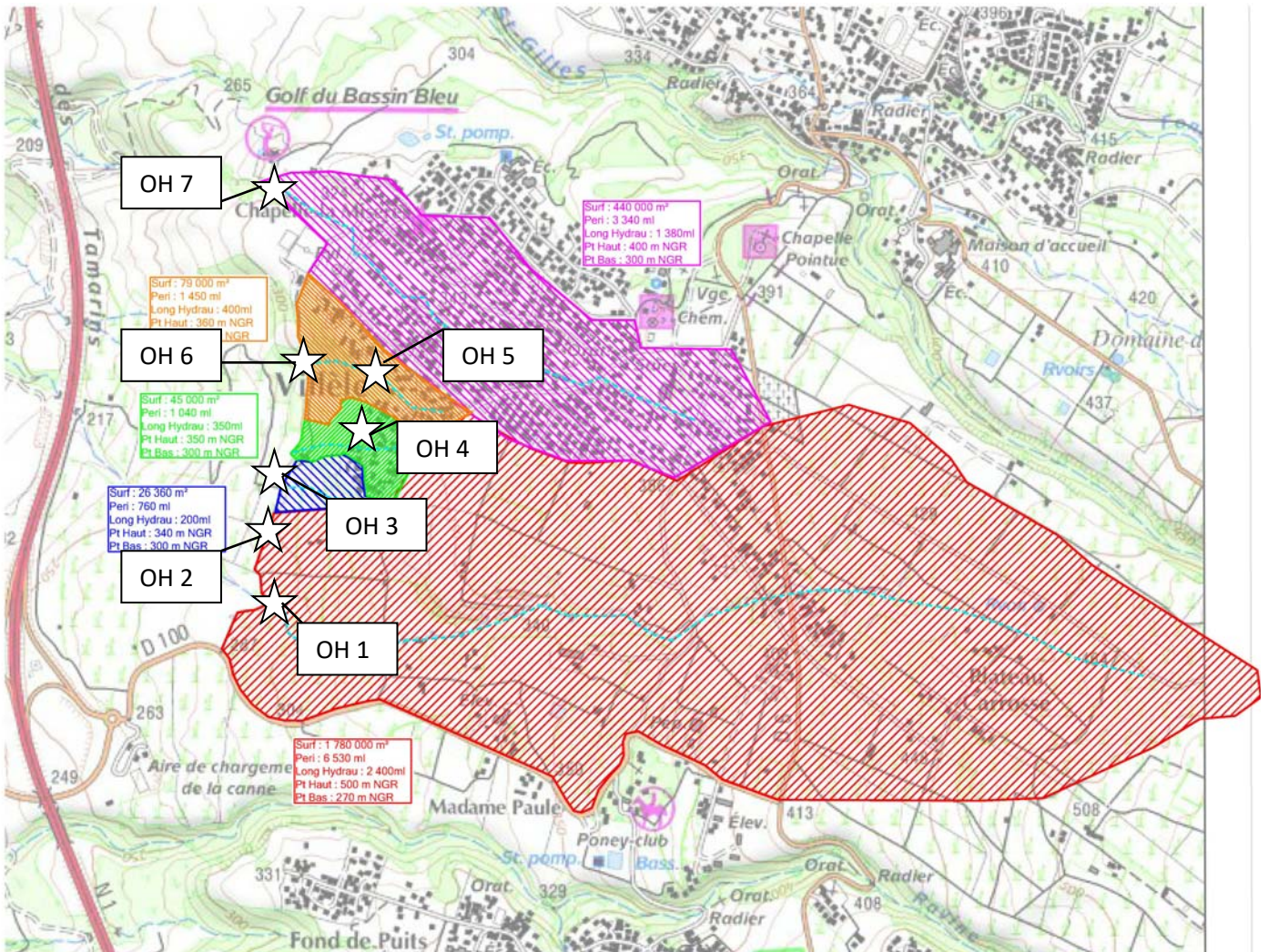


Figure 5 - Bassins Versants Ouvrages Hydrauliques

1) Calcul des débits – Méthode GEDC

Id	Nom	Superficie	longueur	périmètre	H max	H min	Pente	Hmoy	PLPH
		km ²	km	km	m NGR	m NGR	m/m	m NGR	m
1	Villèle_Ravine OH1	1,78	2,4	6,54	500	283	0,09	390	2400
2	Villèle_Talweg OH2	0,026	0,2	0,76	340	300	0,20	320	200
3	Villèle_Talweg OH3	0,045	0,35	1,04	350	300	0,14	330	350
4	Villèle_Talweg OH6	0,079	0,4	1,45	360	300	0,15	330	400
5	Villèle_Ravine OH7	0,440	1,38	3,34	400	300	0,07	350	1380

Tableau 14- Caractéristiques des Bassins Versants

Les débits caractéristiques des bassins versants ont été calculés par application de la méthode du GEDC. Pour le dimensionnement des ouvrages de franchissement, le débit retenu est Q₁₀₀.

Point de calcul	Q2 (m3/s)	Q5 (m3/s)	Q10 (m3/s)	Q20 (m3/s)	Q30 (m3/s)	Q100 (m3/s)
Villèle_Ravine OH1	1,0	9,0	14,2	19,1	21,9	30,2
Villèle_Talweg OH2	0,1	0,9	1,4	1,9	2,2	3,1
Villèle_Talweg OH3	0,1	1,0	1,6	2,2	2,5	3,5
Villèle_Talweg OH6	0,1	1,3	2,1	2,8	3,2	4,5
Villèle_Ravine OH7	0,3	2,9	4,5	6,1	7,0	9,7

Tableau 15 - Estimation des débits

2) Calcul des débits – Méthode Guide de la DEAL suivant la méthode SHYPRE

Les caractéristiques des bassins versants à l'état initial sont donc les suivantes :

Nom de B.V.	Surface (ha)	Longueur (m)	Pente (m/m)	Coef de ruissel. 2 ans	Coef de ruissel. 5 ans	Coef de ruissel. 10 ans	Coef de ruissel. 20 ans	Coef de ruissel. 30 ans	Coef de ruissel. 50 ans	Coef de ruissel. 100 ans
Ravine Villèle OH1	178,00	2400	0,090	0,30	0,45	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
Villèle Talweg OH2	2,60	200	0,200	0,30	0,45	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
Villèle Talweg OH3	4,50	350	0,140	0,30	0,45	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
Villèle Talweg OH6	7,90	400	0,150	0,30	0,45	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
Villèle Talweg OH7	44,00	1380	0,070	0,30	0,45	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80

Les hypothèses retenues pour les coefficients de ruissellement sont présentées dans le tableau ci-dessous. Ces hypothèses sont basées sur la nature du sol constitué d'altérites sensibles à l'eau qui le rendent peu perméable. On constate que plus la pluie augmente plus le sol s'imperméabilise ce pourquoi le coefficient de ruissellement augmente avec l'évolution de la période de retour.

Nom de B.V.	<i>Tc Giandotti</i> (min)	<i>Tc Passini</i> (min)	<i>Tc Dujardin</i> (min)	<i>Tc Desbordes</i> (min)	Tc retenu (min)	Tc retenu (h)	V moyenne (m/s)
Ravine Villèle OH1	46	35	22	17	25	0,41	1,62
Villèle Talweh OH2	11	3	3	4	3	0,05	1,06
Villèle Talweh OH3	15	4	5	5	5	0,08	1,25
Villèle Talweh OH6	17	5	6	6	6	0,09	1,21
Villèle Talweh OH7	36	21	15	12	16	0,27	1,42

Les valeurs des débits de pointes calculés par bassin versant à l'état initial pour les BV amont aux OH du « Lotissement du Golf » sont reportés dans le tableau ci-dessous :

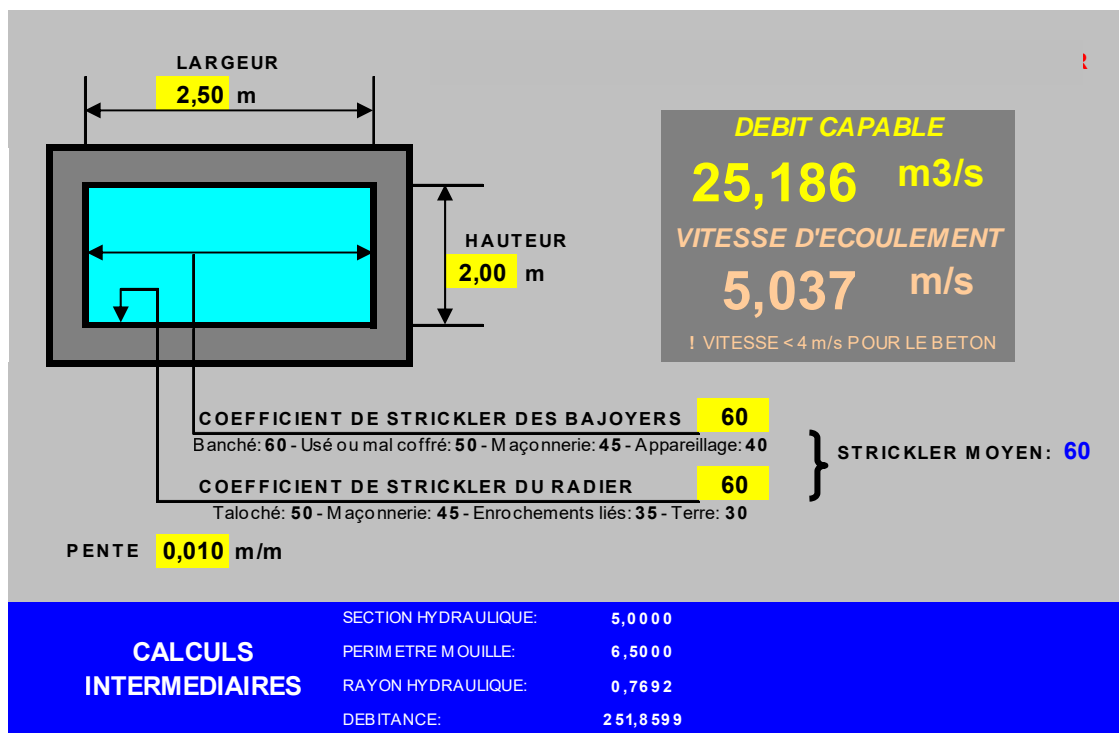
Nom de B.V.	Q _{2ans} (m ³ /s)	Q _{5ans} (m ³ /s)	Q _{10ans} (m ³ /s)	Q _{20ans} (m ³ /s)	Q _{30ans} (m ³ /s)	Q _{50ans} (m ³ /s)	Q _{100ans} (m ³ /s)
Ravine Villèle OH1	8,355	15,579	23,846	29,163	33,504	38,728	45,408
Villèle Talweh OH2	0,241	0,450	0,688	0,842	0,967	1,118	1,310
Villèle Talweh OH3	0,366	0,683	1,045	1,278	1,468	1,697	1,990
Villèle Talweh OH6	0,608	1,134	1,736	2,123	2,439	2,820	3,306
Villèle Talweh OH7	2,377	4,433	6,786	8,298	9,534	11,020	12,921

3) Caractéristiques des Ouvrages Hydraulique

Les ouvrages hydrauliques ont été dimensionnés pour laisser le libre écoulement des eaux pluviales des bassins versants amont du projet, respectant le libre écoulement le long des talwegs et ravines. Le dimensionnement de ces ouvrages a été réalisé pour un débit de fréquence 100 ans. Nous retiendrons les valeurs comparées maximale des débits entre celles trouvées via la méthode du GEDC et SHYPRE.

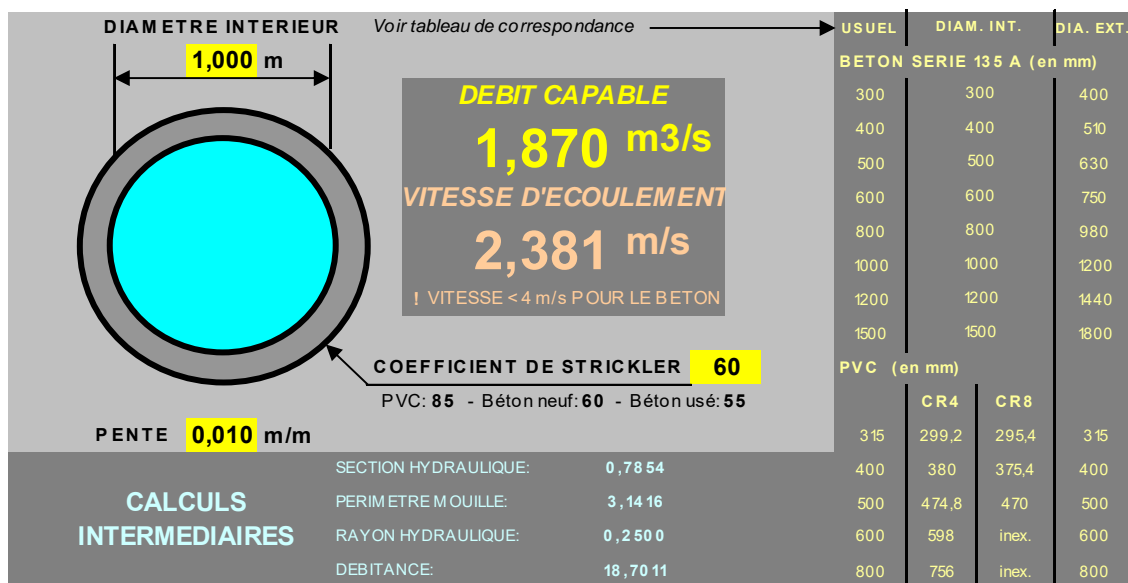
La capacité d'évacuation de ces ouvrages dimensionnée par la formule de Maning Strickler est indiquée ci-dessous.

OH1 – Ravine Moulin Kader– Débit caractéristique Q100 45,41 m3/s :



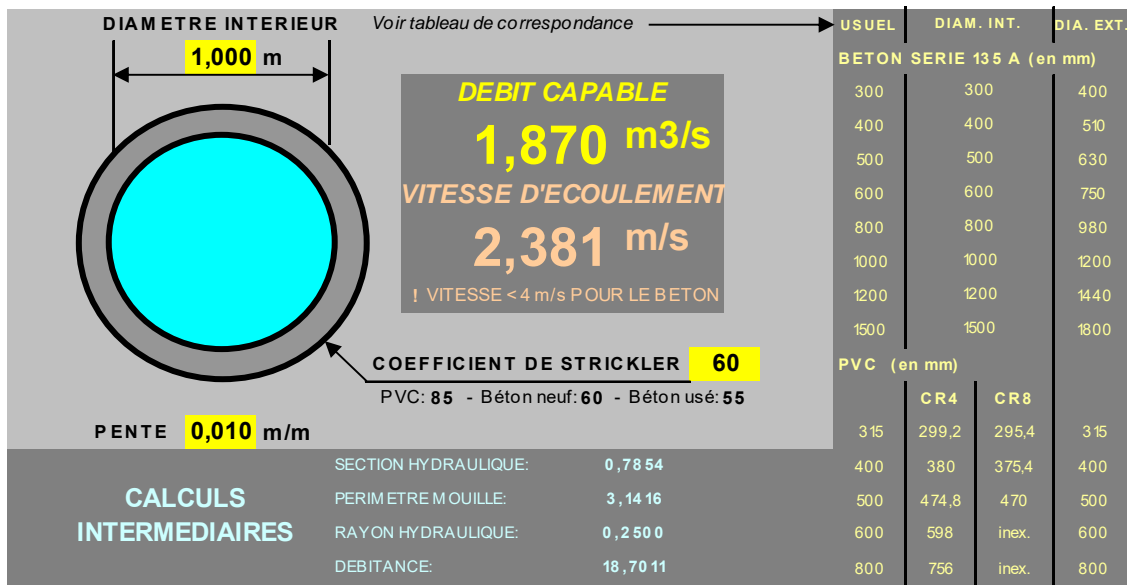
Il sera mis en place deux dalots préfabriqués ayant les dimensions ci-dessus. Débit capable des deux dalots = 2 x 25,17 = 50,34 m³/s > Q100 caractéristique.

OH2 – Talweg– Débit caractéristique Q100 3,1 m3/s :



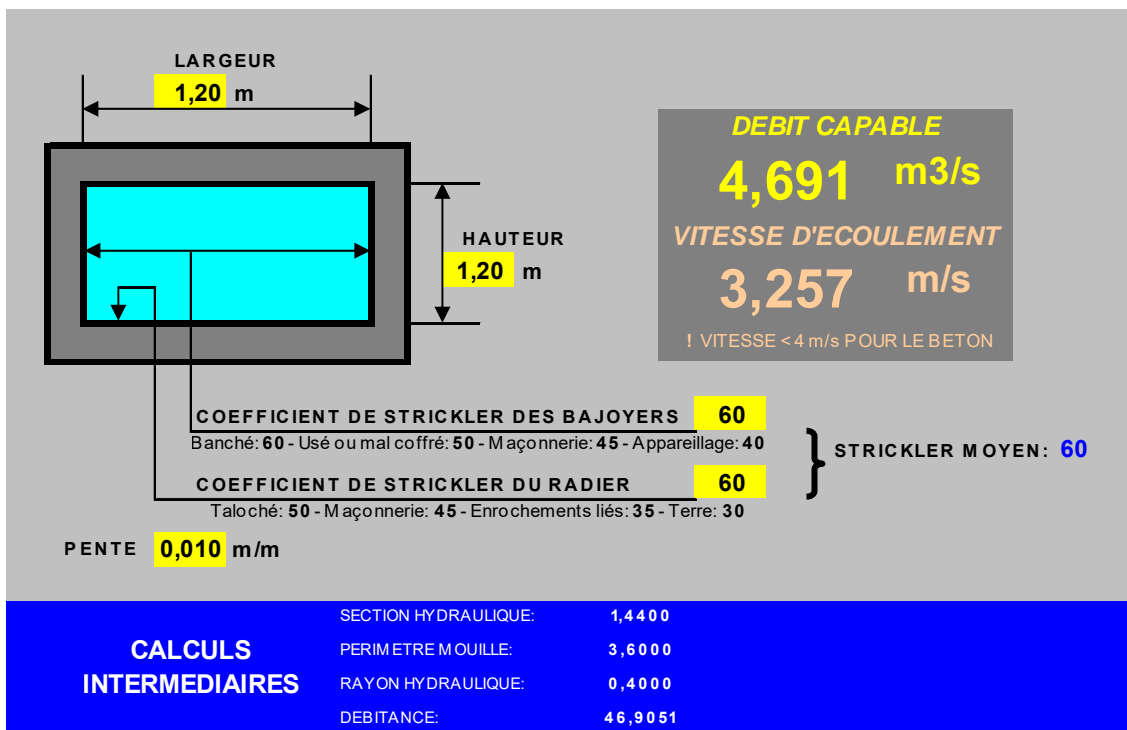
Il sera mis en place deux buses préfabriqués ayant les dimensions ci-dessus. Débit capable des deux buses = $2 \times 1,87 = 3,74 \text{ m}^3/\text{s} > \text{Q100}$ caractéristique.

OH3 – Talweg – Débit caractéristique Q100 3,5 m³/s :



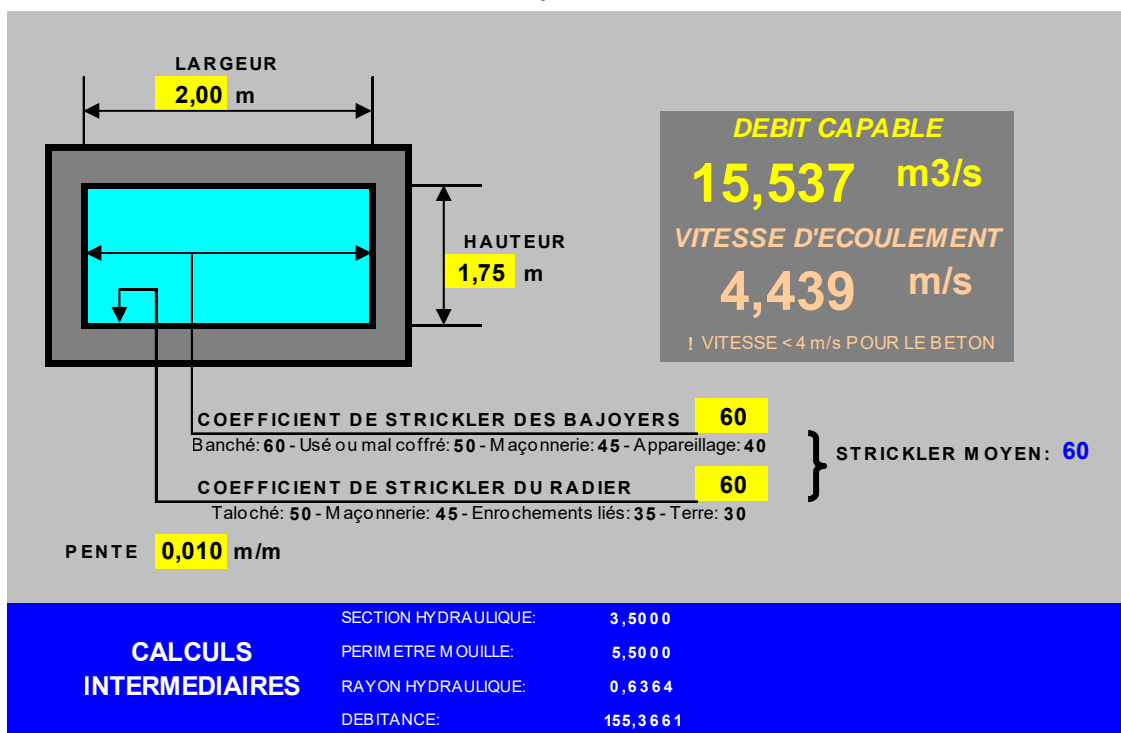
Il sera mis en place deux buses préfabriqués ayant les dimensions ci-dessus. Débit capable des deux buses = $2 \times 1,87 = 3,74 \text{ m}^3/\text{s} > \text{Q100}$ caractéristique.

OH6 – Talweg – Débit caractéristique Q100 4,5 m³/s :



Il sera mis en place un dalot préfabriqués ayant les dimensions ci-dessus. Débit capable du dalot = $4,69 \text{ m}^3/\text{s} > \text{Q100}$ caractéristique.

OH7 – Ravine Villèle– Débit caractéristique Q100 12,92 m³/s :



Il sera mis en place un dalot préfabriqués ayant les dimensions ci-dessus. Débit capable du dalot = 15,54 m³/s > Q100 caractéristique.

4) Dimension des ouvrages hydrauliques

Les dimensions des ouvrages de franchissement à retenir pour évacuer les débits centennaux sont données dans le tableau suivant.

Au total cinq ouvrages hydrauliques sont à créer, car les voiries du projet franchissent des ravines et talwegs existants. Ces ouvrages sont donc là pour conserver les continuités hydrauliques des ravines ou talwegs existants.

Bassin versant	OH	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Pente (m/m)	Ouvrage	Débits capable (m ³ /s)	Longueur
Ravine Moulin Kader	OH1	45,51	0,01	2 Dalots préfabriqués 2,5 x 2,0 m	2 x 25,19	7,5 m
Talweg	OH2	3,1	0,01	2 Buses béton diamètre 1000 mm	2 x 1,87	7,5 m
Talweg	OH3	3,5	0,01	2 Buses béton diamètre 1000 mm	2 x 1,87	7,5 m
Talweg	OH6	4,5	0,01	Dalot préfabriqué 1,20 x 1,20 m	4,69	7,50 m
Ravine Villèle	OH7	12,92	0,01	1 Dalot préfabriqué 2,00 x 1,75 m	15,54	7,5 m

Tableau 16 - Dimensions des ouvrages de franchissement