

METHAGRI PAU EST 64420 ARTIGUELOUTAN

Projet d'une unité
de méthanisation

*Gestion des eaux pluviales
sur le site en projet*

Table des matières

1. Présentation du projet :	3
1.1 Activité envisagée	3
1.2 Localisation du point de rejet	4
1.3 Description du sous bassin avant et après-projet.	4
1.3.1 Le sous-bassin avant projet.	4
1.3.2 Le sous-bassin après projet.	6
2. Etude du site en projet.	7
2.1 Etude de la zone 1.	8
2.1.1 Détermination du coefficient de ruissellement	8
2.1.2 Calcul du débit de pointe	9
2.1.3 Formule de Montana	11
2.1.4 Volume d'eaux pluviales à capter	12
2.1.5 Dimensionnement de l'ouvrage de rétention.	13
2.1.6 Conclusion	13
2.2 Etude de la zone 2.	14
2.2.1 Détermination du coefficient de ruissellement	14
2.2.2 Calcul du débit de pointe	15
2.2.3 Formule de Montana	16
2.2.4 Volume d'eaux pluviales à capter	17
2.2.5 Dimensionnement de l'ouvrage de rétention.	Erreur ! Signet non défini.
2.2.6 Conclusion	17
2.3 Etude de la zone 3.	Erreur ! Signet non défini.
3. Conditions d'exploitations des ouvrages	18
4. Caractéristiques et capacité d'évacuation hydraulique du fossé de réception	18

1. Présentation du projet :

1.1 *Activité envisagée*

L'unité de méthanisation de la SAS METHAGRI PAU EST se trouvera au nord du village d'ARTIGUELOUTAN, à 400 m au nord de la route départementale D817 qui passe à 500 m du village d'ARTIGUELOUTAN (sur un axe est-ouest).

L'activité de la SAS METHAGRI PAU EST est la production de biométhane après épuration du biogaz produit par méthanisation de déchets végétaux et d'effluents d'élevage.

On distingue 2 types d'intrants : les déjections animales (fumier, lisier), les intrants d'origine végétale (CIVE, déchets de céréales).

La ration envisagée est la suivante :

Substrat	Volume [T]	M.S. [%]	M.O/M.S [%]	Production de CH ₄ [m ³ /TPB]
<i>Lisier Porcs</i>	23 636	5	75	10,1
<i>Lisier bovins moyen</i>	6 169	9	80	13,9
<i>Lisier Canard gras</i>	3 966	7	80	18,8
<i>Fumier Bovins moyen</i>	632	19	80	33,4
<i>Fumier Moutons</i>	820	30	70	40,4
<i>Fumier Chevaux</i>	11 250	70	70	83,1
<i>CIVE ensilage d'herbe</i>	1 020	30	90	80,2
<i>Follicules de maïs</i>	250	88	89	52,8
<i>Issues de céréales</i>	500	87	65	203,8
Totaux	48 243	23,3%	72,1%	32,9

Tous ces intrants proviendront des exploitations et de structures au capital de la SAS hormis les déchets de céréales qui proviennent des silos de stockage de céréales de la coopérative voisine.

La méthanisation de tous ces intrants (48 243 tonnes de matières brutes) produira du biogaz d'une part et du digestat d'autre part.

La valorisation du biogaz se fera par injection de biométhane (après épuration du biogaz par un procédé membranaire).

Le digestat subira une séparation de phase produisant ainsi une phase solide et une phase liquide. Ces deux produits seront épandus sur des parcelles agricoles.

La présente étude propose d'étudier l'aspect quantitatif de fortes pluies tombant sur des surfaces

partiellement imperméabilisées et leur influence éventuelle sur le fossé où seront rejetées les eaux pluviales.

L'étude hydraulique présentée ci-après est conduite selon le document « Les eaux pluviales dans les schémas d'aménagement - Constitution des dossiers d'autorisation et de déclaration au titre de la loi sur l'eau » édité en octobre 2007 par les services de l'Etat des régions Aquitaine et Poitou Charente.

1.2 Localisation du point de rejet

L'unité de méthanisation est positionnée sur la commune d'Artigueloutan, section ZA, parcelles cadastrales n°15 et 88.

Commune	Section cadastrale	Lieu-dit	Parcelles		
			n°	Surface	Propriétaire / indivision
Artigueloutan	ZA	Las Crabes	15	16 319 m ²	SAS METHAGRI PAU EST
			88	8 571 m ²	

Le projet représente une surface d'environ 2,49 ha.

Les coordonnées Lambert 93 du point de rejet correspondant à la sortie de la canalisation de sortie de la lagune de rétention prévue pour la récupération des eaux pluviales, sont les suivantes :

- X = 4736610,45 m
- Y = 6248499,90 m
- Z = 262,50 m.

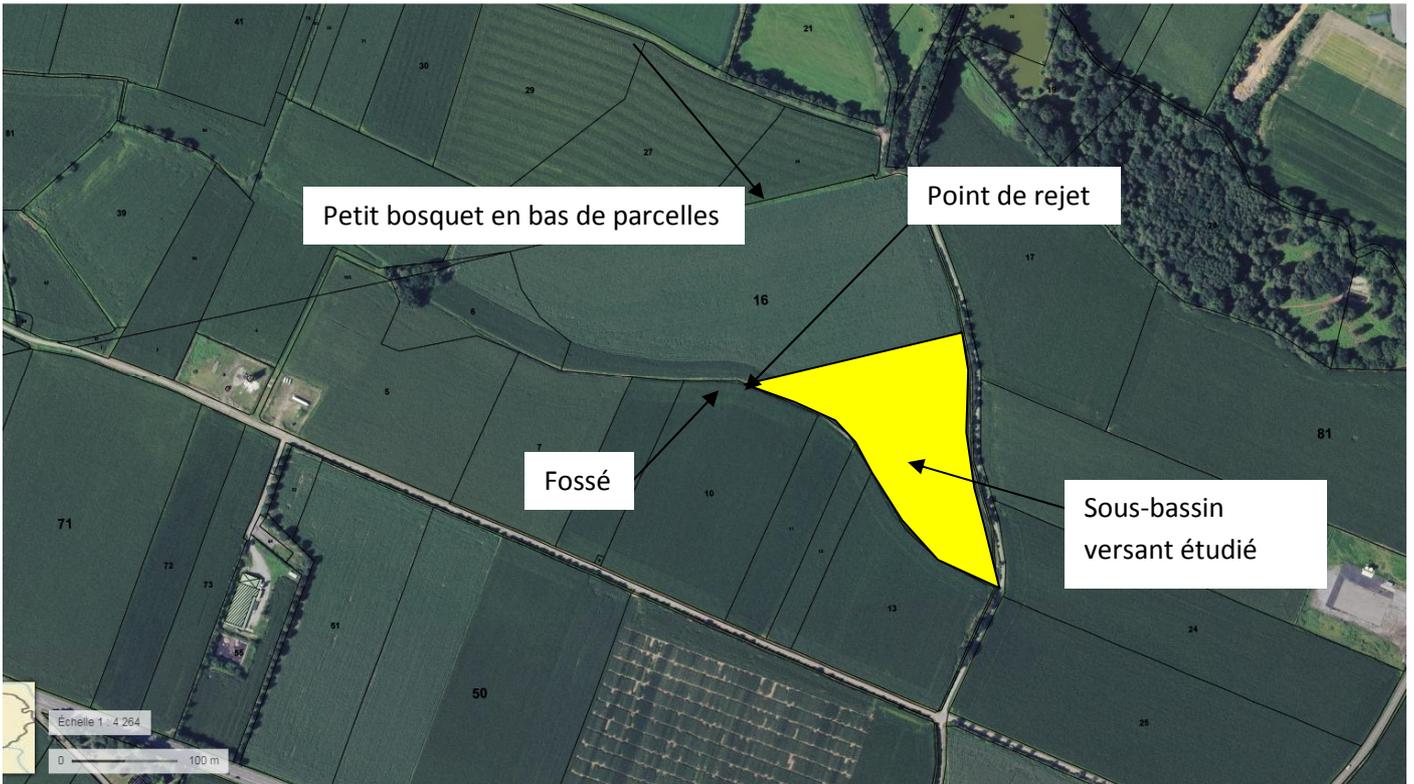
1.3 Description du sous bassin avant et après-projet

La surface du sous-bassin étudié est de 2,4890 ha.

1.3.1 Le sous-bassin avant projet

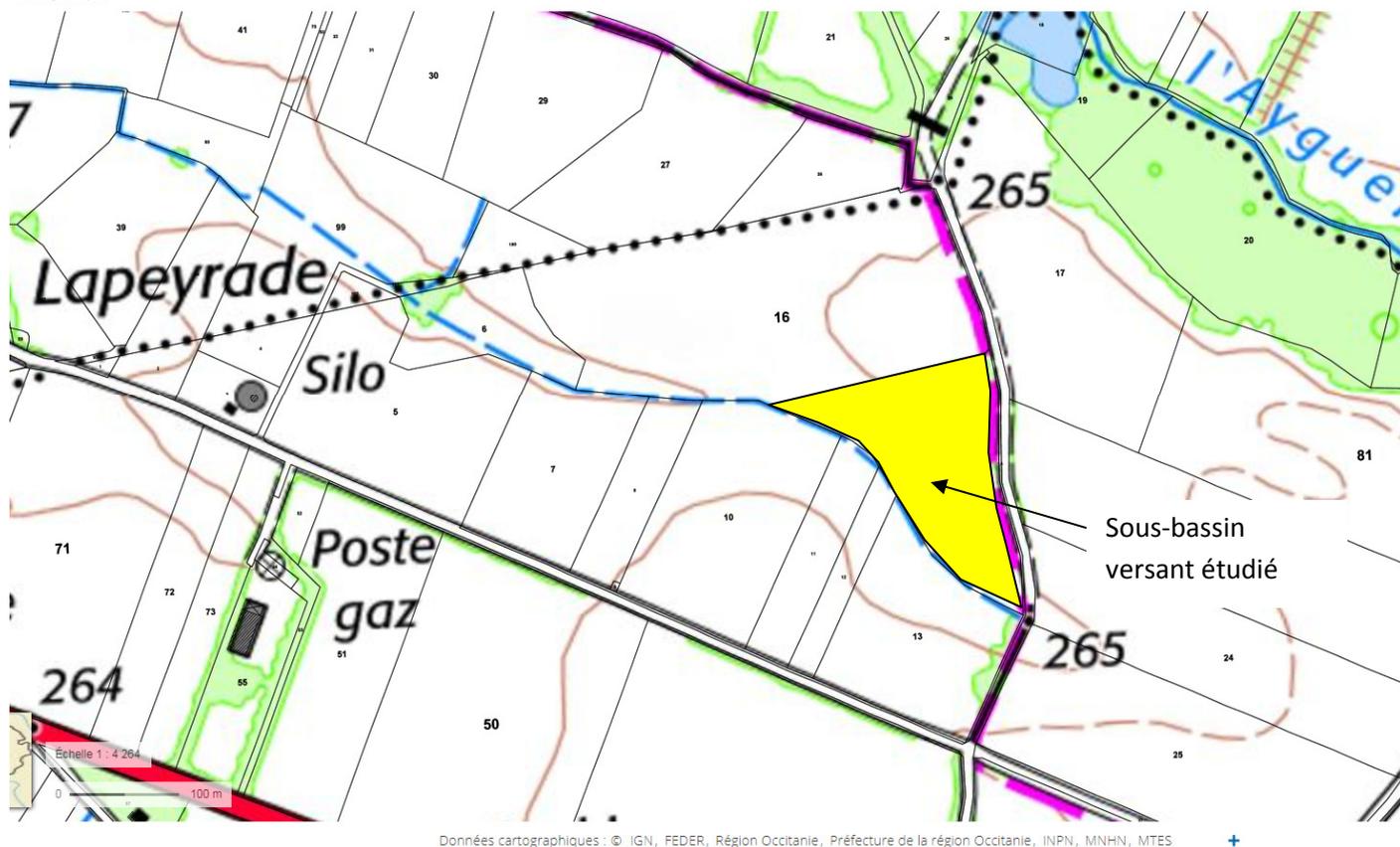
Avant projet, la totalité du sous-bassin est constituée de parcelles en cultures. La parcelle se trouve sur la commune d'ARTIGUELOUTAN. La pente moyenne de ce sous-bassin est de 1,4%. Quant à la pente du cheminement du cheminement le plus long est de 1%.

L'ensemble des eaux superficielles du sous-bassin étudié s'écoule vers un fossé situé en limite des parcelles ZA15, ZA88 et ZA16. Ce fossé rejoint un petit bosquet en bas de la parcelle (voir photo ci-après).



Données cartographiques : © IGN, FEDER, Région Occitanie, Préfecture de la région Occitanie, INPN, MNHN, MTE

Photo aérienne des parcelles proches du projet (source Géoportail)



1.3.2 Le sous-bassin après projet

Après projet, le sous-bassin sera divisé en 2 zones :

Concernant la gestion des eaux pluviales, suite à une analyse d'un point de vue hydraulique, 2 grandes zones ont été établies :

- Une zone propre (**zone n°1**) constituée de la voirie (voie d'accès depuis le chemin rural + zone de manœuvre située devant le bâtiment de stockage de digestat solide, la toiture des bâtiments (stockage des fumiers, du digestat solide et des déchets céréales), la dalle d'installation de la zone épuration, , les zones de rétention autour des cuves de digestion et de stockage de digestat liquide, les chemins en concassé autour du site et l'ensemble des zones enherbées autour du site,
- Une zone sale (**zone n°2**) constituée de la voirie située entre le bâtiment de stockage des fumiers et les silos de stockage de substrats végétaux (CIVE + déchets de céréales) ainsi que la surface correspondant aux silos de stockage de CIVE pouvant produire des jus et l'aire de retournement. Cette zone comprend aussi l'aire de lavage et de dépotage des lisiers.

2. Etude du site en projet

La zone étudiée représente une surface de 2,4890 ha

Le site étudié après projet est constitué des types de surface suivants :

- toiture : bâtiments abritant les intrants solides, la zone de préparation de la matière, le digestat solide + local épuration + local technique + les couvertures des cuves de digestion et de stockage, les locaux sociaux,
- talus de rétention autour du site digesteur, du post-digesteur, de la fosse de stockage du digestat,
- sol des zones de rétention (concassé),
- zones stabilisées et chemins stabilisés autour des cuves et le long des talus de rétention,
- voiries propres en enrobée,
- zones « sales » correspondant à la voirie située entre le bâtiment de stockage des fumiers et les silos de stockage de substrats végétaux (CIVE + déchets de céréales) ainsi que la surface correspondant aux silos de stockage de CIVE, imperméabilisées en enrobée et en béton (y compris l'aire de lavage et de dépotage du lisier
- Les espaces enherbés et autres aménagements paysagers du site.

La gestion des eaux pluviales sur le site a donc conduit à considérer 2 zones qui seront étudiées séparément :

- **zone 1** correspondant à l'ensemble des zones propres
- **zone 2** correspondant à la zone « sale » devant les silos de stockage et le bâtiment principal.

2.1 Etude de la zone 1

2.1.1 Détermination du coefficient de ruissellement

Ce coefficient de ruissellement (ou d'imperméabilisation) est défini à partir du type d'occupation du sol.

Le tableau ci-dessous reprend les différentes occupations des sol de la zone dite propre :

Type de surface	surface en m ²	coefficient de ruissellement
bâtiments + dome	6337	95
bureaux + local épuration+torchère	292	95
abords concassés process	4090	50
chemin concassé	3625	50
zone enherbé	5626	20
voirie	2218	95
	22188	60,3

Ainsi, pour la zone 1 le coefficient de ruissellement est de 60,3% pour une surface de 22 188 m².



Vue de la zone n°2 (en mauve) et de la zone 1 (le reste de la parcelle)

2.1.2 Calcul du débit de pointe selon la méthode de Caquot

Selon la **formule de Caquot**, le débit maximum à prendre en compte à une fréquence donnée est estimée par la formule suivante:

$$Q = K \times I^\alpha \times C^\beta \times A^\gamma$$

où

I = pente moyenne du bassin versant en m/m

C = coefficient de ruissellement

A = superficie du bassin versant en hectares

K, α , β , γ sont les paramètres de la région considérée et de la période de retour (T) de la pluie

Pour une période de retour de 10 ans dans la région II on a (d'après l'Instruction Technique de 1977, notée IT77) :

$$K = 1.601 \quad \alpha = 0.27 \quad \beta = 1.19 \quad \gamma = 0.80$$

Sur la zone 1, on a I=1% soit 0,01 m/m, C = 0,606 et A = 2,1584 ha

On a donc comme résultat:

$$Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 0,471 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce débit doit être ajusté avec le coefficient correcteur m

La détermination de m est établie via l'allongement M du bassin versant.

Suivant l'Instruction Technique de 1977, l'allongement «M» est défini par la formule suivante :

$$M=L/A^{0,5}$$

Avec L : plus long cheminement hydraulique en m

A : superficie du bassin versant en m²

Avec L=316 m (mesuré sur la carte IGN) et A=21584 m², on obtient M=2,15.

On obtient le coefficient correcteur m grâce à l'abaque Ab.2 en annexe de l'IT77. La lecture sur cette abaque nous donne m = 0,97.

Ainsi, après correction, le débit $Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 0,457 \text{ m}^3/\text{s}$

La fréquence d'événement pluvieux à considérer pour une ICPE nouvelle est la trentennale.

Ainsi $Q_{\max}(30 \text{ ans}) = 1,4 \times Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 1,4 \times 0,457 \text{ m}^3/\text{s} = 0,640 \text{ m}^3/\text{s}$

Et $Q_{\max}(100 \text{ ans}) = 2 \times Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 2 \times 0,457 \text{ m}^3/\text{s} = 0,914 \text{ m}^3/\text{s}$

On a donc des valeurs de débit de pointe corrigées de :

$Q_{\max}(30 \text{ ans}) = 640 \text{ litres/s}$ et $Q_{\max}(100 \text{ ans}) = 914 \text{ litres/s}$

Avant projet, en appliquant la méthode de Caquot, avec un coefficient de ruissellement de 0,45 (pour une zone en culture), une pente initiale du terrain de 1,4%, la même démarche appliquée à cette surface de 21584 m², conduit aux débits suivants :

$$Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 0,361 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec un coefficient correcteur m de 0,97, on obtient :

$$Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 0,350 \text{ m}^3/\text{s}.$$

On en déduit :

$$Q_{\max}(30 \text{ ans}) = 0,350 \times 1,4 = 0,490 \text{ m}^3/\text{s} \text{ soit } 490 \text{ litres/s}$$

$$Q_{\max}(100 \text{ ans}) = 0,350 \times 2 = 0,700 \text{ m}^3/\text{s} \text{ soit } 700 \text{ litres/s}.$$

Le tableau ci-après récapitule les débits de pointe pour l'état initial et après projet

Débits de pointe en l/s (méthode de Caquot)	état initial	après projet sans mesures compensatoires
Q10	350	411
Q30	490	576
Q100	700	823

Comparaison des résultats avec la méthode rationnelle :

Elle donne le débit de pointe décennal (Q_{10}) :

$$Q_{10} \text{ (m}^3\text{/s)} = 0,167 \cdot C_a \cdot I \cdot A$$

avec Q_{10} débit décennal ($\text{m}^3\text{/s}$)

C_a coefficient d'apport

I intensité de la pluie sur le temps de concentration t_c (mm/mn) avec $I(t_c) = a \cdot t_c^{-b}$

avec a et b , les coefficients de Montana

A surface totale du BV (ha)

t_c (mn) temps de parcours de l'eau du point amont du BV au point de calcul.

On pourra utiliser la formule de Ventura suivante pour estimer ce temps :

$$t_c = 0,763 \cdot (A/p)^{1/2}$$

avec A surface totale du BV (ha)

p pente du cheminement le plus long (m/m)

Le projet se situe en région II, les coefficients de Montana sont : $a = 6,7$ et $b = 0,55$ pour une fréquence d'inondation de 10 ans (valeur retenue dans l'IT77 comme fréquence d'apparition de dommages aux biens et aux personnes en zone rurale).

Appliqué à la zone n°1, on obtient $Q_{10\max}$ corrigé = $0,418 \text{ m}^3\text{/s}$, d'où $Q_{30\max} = 0,585 \text{ m}^3\text{/s}$.

Appliqué à l'état initial, on obtient $Q_{10\max}$ corrigé = $0,308 \text{ m}^3\text{/s}$, d'où $Q_{30\max} = 0,432 \text{ m}^3\text{/s}$.

Débits de pointe en l/s (méthode rationnelle)	état initial	après projet sans mesures compensatoires
Q10	302	411
Q30	423	576
Q100	605	823

2.1.3 Formule de Montana

D'après l'IT77, la formule de Montana est la suivante:

$$I(T) = 60 \cdot a \cdot t^{-b}$$

où:

I : intensité de la pluie en mm/h

T : fréquence d'inondation (temps de retour) en années

t : durée de la pluie en minute

a et b : coefficients de Montana pour la fréquence donnée et pour une région donnée suivant l'IT77.

Conformément à l'IT77, le projet se situe en **région II**. Pour une fréquence d'inondation de 10 ans (valeur retenue dans l'IT77 comme fréquence d'apparition de dommages aux biens et aux personnes en zone rurale), les coefficients de Montana sont les suivants : a = 6,7 et b = 0,55

Pour des durées de 15, 60 et à 120 minutes, on obtient les résultats suivants :

T : fréquence d'inondation en années	10	10	10
t en minutes	15	60	120
I : intensité de pluie en mm/h	90,65	42,29	28,89
cumul de pluie en mm sur la durée t*	22,66	42,29	57,77
cumul de pluie en m ³ /ha sur la durée t	226,63	422,91	577,71

* 1 mm = 10 m³/ha

2.1.4 Volume d'eaux pluviales à capter

Ce volume V est donné par la formule suivante :

$$V = \text{Cumul de pluie (fonction de T)} \times \text{surface du BV à capter} \times \text{coeff. de ruissellement}$$

Où V est en m³

Cumul de pluie est en m³/ha

Surface du BV (Bassin Versant) est en ha.

Pour des durées de 15, 60 et à 120 minutes, on obtient les résultats suivants :

durée en minute	15	60	120
cumul de pluie en m ³ /ha (fréquence décennale)	226,63	422,91	577,71
cumul de pluie en m ³ /ha (fréquence trentennale)	317,28	592,07	808,79
coefficient de ruissellement	0,606	0,606	0,606
surface BV (ha)	2,1584	2,1584	2,1584
volume à capter (fréq trentennale) en m³	415,17	774,74	1058,33

Ainsi, le volume d'eaux pluviales à capter est de 775 m³ pour un orage de 60 minutes et 1058 m³ pour un orage de 2 heures.

En fonctionnement normal, les eaux pluviales récupérées dans cette zone ne seront pas polluées et pourront être restituées sans traitement préalable (les concentrations en DCO DBO₅, MES, hydrocarbures et plomb seront négligeables voire nulles). Il n'y aura pas d'accumulation de boues dans ce bassin écrêteur.

Le projet consistera construire un bassin d'une capacité de 775 m³. La vidange de ce bassin vers le fossé sera envisagée par pompage du fait d'un terrain plat et de l'altimétrie du fond du fossé. Ce bassin sera équipé d'une surverse rejoignant le fossé. La vidange par pompe permet de régler précisément le débit au débit de fuite souhaité, soit 6,4752 l/s.

2.1.5 Dimensionnement de l'ouvrage de rétention (méthode des volumes)

Bien que l'ouvrage de rétention nous est donné par la nécessité réglementaire de prévenir tout risque de fuite, nous allons calculer le volume de rétention qu'il aurait fallu de façon « déconnectée ».

En utilisant la méthode des volumes, le débit spécifique de fuite nous est donné par la formule suivante :

$$q \text{ (mm/h)} = 0,360 \cdot Q_f / S_a$$

Où : Q_f est le débit de fuite l/s et S_a est la superficie active en ha

$S_a = C_a \cdot A$ avec C_a = coefficient d'apport ici égal au coefficient de ruissellement et A = surface BV en ha

Le débit de rejet dans le réseau hydrographique est limité à 3 l/s/ha. Le débit de fuite Q_f correspondant serait de 6,4752 l/s.

$S_a = 0,606 \times 2,1584 = 1,3085$ ha. On obtient alors $q = 1,78$ mm/h. Par lecture de l'abaque Ab.7 de l'IT77 (région II, temps de retour 10 ans), on obtient une capacité spécifique de stockage h_a de 34 mm.

Le volume total de rétention V est alors donné par la formule: $V \text{ (m}^3\text{)} = 10 \times h_a \times S_a$

Le volume de rétention serait égal à 445 m³ pour une période de retour de 10 ans et 623 m³ pour une période de retour de 30 ans.

2.1.6 Conclusion

La gestion des eaux pluviales de la zone 1 sera donc assurée par la mise en place d'un ouvrage de 800 m³ et d'un système de vidange par pompe dont le débit sera réglé au débit de fuite autorisé. La pompe démarrera automatiquement grâce à la présence d'un indicateur de niveau haut. Le bassin possèdera une surprofondeur qui permettra le stockage de 360 m³ d'eau en tant que réserve incendie. La profondeur de ce bassin sera de 4,20 m. Le fond du bassin sera construit à une altimétrie de 258,30. On dispose ainsi :

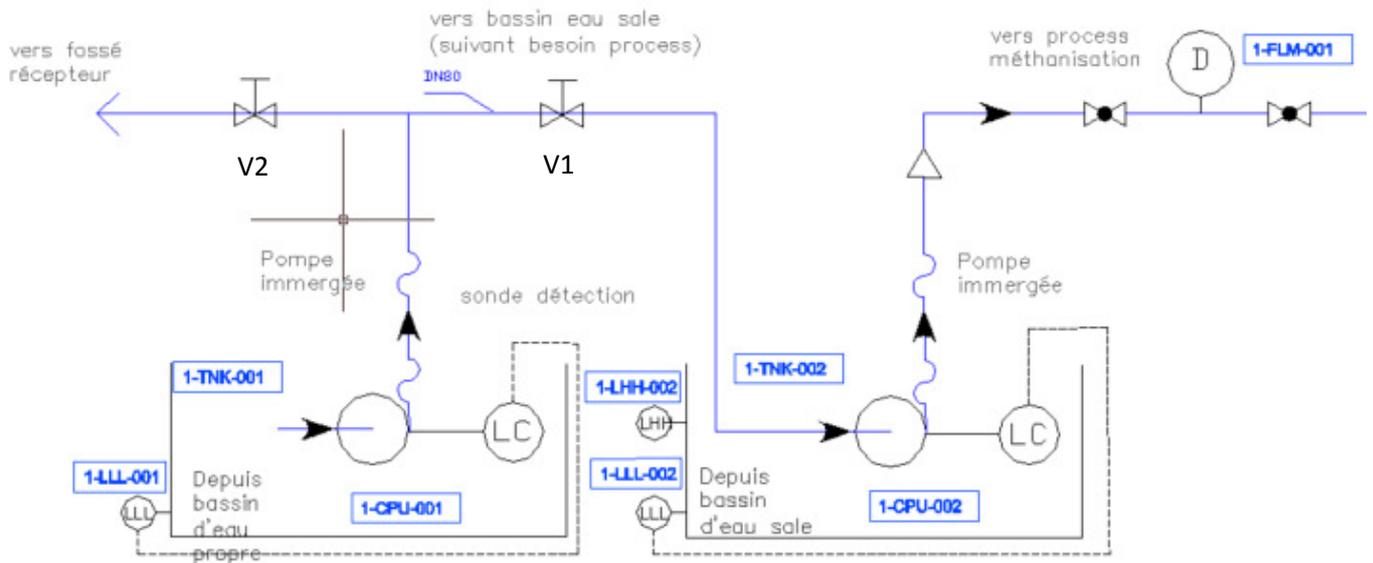
- d'une réserve incendie de 360 m³, pour une hauteur de 1,70 m
- d'un bassin de régulation de 800 m³, pour une profondeur de 2,50 m

En amont du bassin de régulation, sur le réseau recevant les eaux de voirie, un séparateur d'hydrocarbure sera installé. Le dimensionnement de ce séparateur sera fait sur la base d'une surface collectée de 2218 m² de voirie « propre ».

Ce bassin est situé au point bas du site, à l'ouest de la parcelle en projet. Un talus de rétention borde le site le long du fossé ainsi que sur sa limite nord.

Afin de vidanger le bassin de réception des eaux propres pour un orage trentennal, une pompe de reprise est prévue. Cette pompe est aussi prévue pour le transfert d'eaux propres en cas de besoin du process méthanisation. Cette pompe sera du type pompe immergée sur pied d'assise avec barres de guidage. La canalisation sera en PVC ou en polyéthylène de diamètre DN100.

Le schéma de principe de la pompe et de son réseau est rappelé ci-après.



En fonctionnement normal, V2 est fermée et V1 est en partie ouverte pour régler le débit souhaité, à savoir au minimum 6,4752 litre/s (23,3 m³/h) afin de respecter le débit de fuite de 3 l/s/ha.

Une rupture de paroi d'un ouvrage de digestion ou de stockage de digestat serait détectée de la façon suivante : baisse de niveau rapide en l'absence de fonctionnement de pompe de transfert et/ou chute de la pression dans le cas des digesteurs.

2.2 Etude de la zone 2

2.2.1 Détermination du coefficient de ruissellement

Ce coefficient de ruissellement (ou d'imperméabilisation) est défini à partir du type d'occupation du sol.

Le calcul du coefficient de ruissellement moyen du site est réalisé en pondérant les coefficients de ruissellement par la surface. Le tableau ci-après présente chaque surface et son coefficient de ruissellement associé

Type de surface	surface en m ²	coefficient de ruissellement en %
voirie devant le bâtiment des intrants en enrobé	1986	95
aire stockage végétaux en béton	1320	95
	3306	95

Le coefficient de ruissellement de la zone 2 après projet est donc de 0,95

2.2.2 Calcul du débit de pointe

Selon la formule de Caquot, le débit maximum à prendre en compte à une fréquence donnée est estimée par la formule suivante:

$$Q = K \times I^\alpha \times C^\beta \times A^\gamma$$

où

I = pente moyenne du bassin versant en *mlm*

C = coefficient de ruissellement

A = superficie du bassin versant en hectares

K, α , β , γ sont les paramètres de la région considérée et de la période de retour (T) de la pluie

Pour une période de retour de 10 ans dans la région II on a (d'après l'Instruction Technique de 1977, notée IT77) :

$$K = 1.601 \quad \alpha = 0.27 \quad \beta = 1.19 \quad \gamma = 0.80$$

Sur la zone 2, on a I=10% soit 0,10 m/m, C = 0,95 et A = 0,3306 ha

On a donc comme résultat:

$$Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 0,179 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce débit doit être ajusté avec le coefficient correcteur m

La détermination de m est établie via l'allongement M du bassin versant.

Suivant l'Instruction Technique de 1977, l'allongement «M» est défini par la formule suivante :

$$M = L/A^{0,5}$$

Avec L : plus long cheminement hydraulique en m

A : superficie du bassin versant en m²

Avec L=218 m (mesuré sur la carte IGN) et A=3306 m², on obtient M=3,79.

On obtient le coefficient correcteur m grâce à l'abaque Ab.2 en annexe de l'IT77. La lecture sur cette abaque nous donne m = 0,72.

Ainsi, après correction, le débit $Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 0,129 \text{ m}^3/\text{s}$

La fréquence d'événement pluvieux à considérer pour une ICPE nouvelle est la trentennale.

Ainsi $Q_{\max}(30 \text{ ans}) = 1,4 \times Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 1,4 \times 0,129 \text{ m}^3/\text{s} = 0,181 \text{ m}^3/\text{s}$

Et $Q_{\max}(100 \text{ ans}) = 2 \times Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 2 \times 0,129 \text{ m}^3/\text{s} = 0,258 \text{ m}^3/\text{s}$

On a donc des valeurs de débit de pointe corrigées de :

$Q_{\max}(30 \text{ ans}) = 181 \text{ litres/s}$ et $Q_{\max}(100 \text{ ans}) = 258 \text{ litres/s}$

Avant projet, avec un coefficient de ruissellement pondéré de 0,45 (zone de culture), une pente initiale du terrain de 10%, la même démarche appliquée à cette surface de 3306 m², conduit aux débits suivants :

$$Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 0,080 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec un coefficient correcteur m de 1,38, on obtient :

$$Q_{\max}(10 \text{ ans}) = 0,058 \text{ m}^3/\text{s}.$$

On en déduit :

$$Q_{\max}(30 \text{ ans}) = 0,058 \times 1,4 = 0,081 \text{ m}^3/\text{s} \text{ soit } 81 \text{ litres/s}$$

$$Q_{\max}(100 \text{ ans}) = 0,058 \times 2 = 116 \text{ m}^3/\text{s} \text{ soit } 116 \text{ litres/s}$$

Le tableau ci-après récapitule les débits de pointe pour l'état initial et après projet

Débits de pointe en l/s	état initial	après projet sans mesures compensatoires
Q10	58	129
Q30	81	181
Q100	116	258

2.2.3 Formule de Montana

D'après l'IT77, la formule de Montana est la suivante:

$$I(T) = 60 \cdot a \cdot t^{-b}$$

où:

I : intensité de la pluie en mm/h

T : fréquence d'inondation (temps de retour) en années

t : durée de la pluie en minute

a et b : coefficients de Montana pour la fréquence donnée et pour une région donnée suivant l'IT77.

Conformément à l'IT77, le projet se situe en région II. Pour une fréquence d'inondation de 10 ans (valeur retenue dans l'IT77 comme fréquence d'apparition de dommages aux biens et aux personnes en zone rurale), les coefficients de Montana sont les suivants :

$$a = 6,7 \text{ et } b = 0,55$$

Pour des durées de 15, 60 et à 120 minutes, on obtient les résultats suivants :

T : fréquence d'inondation en années	10	10	10
t en minutes	15	60	120
I : intensité de pluie en mm/h	90,65	42,29	28,89
cumul de pluie en mm sur la durée t*	22,66	42,29	57,77
cumul de pluie en m ³ /ha sur la durée t	226,63	422,91	577,71

* 1 mm = 10 m³/ha

2.2.4 Volume d'eaux pluviales à capter

Ce volume V est donné par la formule suivante :

$V = \text{Cumul de pluie (fonction de T)} \times \text{surface du BV à capter} \times \text{coeff. de ruissellement}$

Où V est en m³

Cumul de pluie est m³/ha

Surface du BV (Bassin Versant) est en ha.

Pour des durées de 15, 60 et à 120 minutes, on obtient les résultats suivants :

durée en minute	15	60	120
<i>cumul de pluie en m³/ha (fréquence décennale)</i>	226,63	422,91	577,71
cumul de pluie en m³/ha (fréquence trentennale)	317,28	592,07	808,79
coefficient de ruissellement	0,95	0,95	0,95
surface BV (ha)	0,3306	0,3306	0,3306
volume à capter (fréq trentennale) en m³	99,65	185,95	254,02

Ainsi, le volume d'eaux pluviales à capter est de 186 m³ pour un orage de 60 minutes et 254 m³ pour un orage de 2 heures.

En fonctionnement normal, la totalité de ces eaux pluviales récupérées dans cette zone sera traitée par l'unité de méthanisation. Aucun rejet vers le milieu extérieur n'est possible.

2.2.5 Récupération des eaux d'extinction d'incendie

Selon le document technique D9A, l'ouvrage de rétention devra contenir les eaux d'extinction d'incendie (besoin de 240 m³/h pendant 2 heures maximum soit 480 m³ maximum, source étude d'impact) et un volume d'eau lié aux intempéries (10 l/m²) sur la base de 3320 m² de bâtiments.

La capacité de stockage devrait contenir un volume maximum de 513 m³.

2.2.6 Conclusion

Afin de prendre en compte un orage de 2 heures et la capacité de stockage nécessaire pour les eaux d'extinction d'incendie, un ouvrage de stockage de 557 m³ utiles sera construit.

Les dimensions de cet ouvrage seront les suivantes :

Dimensions en fond de bassins : 4,8 m x 20,7 m

Dimension en tête de bassin : 10,8 m x 26,7 m

Profondeur du bassin : 3 m

Aucun rejet vers le milieu naturel ne sera possible depuis cet ouvrage.

En cas d'incendie sur le site, la pompe de transfert vers l'unité de méthanisation sera coupée.

3. Conditions d'exploitations des ouvrages

Le bassin de régulation de la zone 1 fera l'objet d'un entretien régulier des abords et des berges pour les maintenir en bon état, éviter l'accumulation de débris à l'intérieur du bassin.

Un ramassage régulier des flottants, un faucardage avec enlèvement des végétaux, évitera l'engorgement du bassin et donc la diminution du volume stockable.

4. Caractéristiques et capacité d'évacuation hydraulique du fossé de réception

Le fossé de réception possède une forme trapézoïdale avec un fond de 25 cm environ, une ouverture de 250 cm en moyenne et une profondeur moyenne de 100 cm. Le fond constitué par le sol est recouvert de végétation à la fois sur son fond et sur ses parois inclinées (bief non entretenu). Le coefficient de rugosité est alors de 20.

Le débit capable (Q_P) du fossé peut être calculé à partir de la formule de Manning Strickler :

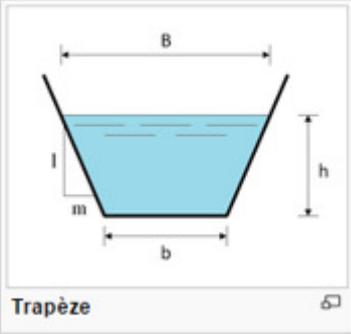
$$Q_P \text{ (m}^3\text{/s)} = K \times I^{0.5} \times R_h^{2/3} \times S$$

Avec

- K : coefficient de Manning-Strickler lié à la rugosité de l'ouvrage (K=10 si fossé encombré, K=20 à 30 si fossé propre),
- I : pente du radier de l'ouvrage en écoulement permanent et uniforme (m/m),
- R_h : rayon hydraulique (m),
- S : surface mouillée (m²).

Sur la base d'une pente moyenne de 1% de l'ouvrage, en considérant une hauteur utile de fossé de 0,9 m, en appliquant les formules suivantes avec les mesures de terrain présentées ci-avant, à savoir $h = 0,9$ m ; $m = 1,125$ et $b = 0,25$ m :

-

	
Largeur, B	$b + 2 \times mh$
Surface, S	$(b + mh) \cdot h$
Périmètre mouillé, P	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$
Profondeur hydraulique, D_h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$

- Pour $K = 20$, on obtient ainsi un débit de 1200 l/s pour une hauteur utile totale égale de 0,9 m.
- Pour $K = 10$, dans le cas où le fossé s'enherberait, on obtiendrait ainsi un débit de 773 l/s pour une hauteur utile totale égale à la profondeur du fossé.
- Dans les 2 cas, le débit est largement supérieur au débit après mesure compensatoire. En effet, le débit évacué par la pompe dans la lagune eaux pluviales propres sera calé à 6,4752 litre/s afin de respecter le débit de fuite de 3 l/s/ha (la surface du bassin versant étudiée étant de 2,1584 ha).
- Ce fossé permet donc d'évacuer les eaux du site.