



PARKING-RELAIS DU « PONT DE ROGNONAS »
Châteaurenard (13)

NOTICE HYDRAULIQUE

Gestion des Eaux Pluviales

Indice	Date	Phase	Auteur
0	18/06/2021	AVP	Charlotte SOULERAS
-	-	-	-

TABLE DES MATIÈRES

1.	PRESENTATION DU PROJET	3
1.1	Objet.....	3
1.2	Contexte et localisation.....	3
2.	DONNEES UTILISEES ET ANALYSEES.....	5
2.1	PLU Châteaurenard	5
2.2	Réseau hydrographique.....	6
2.2.1	PPRI.....	7
3.	ANALYSE HYDROLOGIQUE.....	8
3.1	Délimitation des bassins versants	8
3.2	Détermination coefficients de ruissellement (T > 10 ans)	9
3.3	Données pluviométriques.....	9
3.4	Calcul débits de pointe	10
4.	DIMENSIONNEMENT RESEAU PLUVIAL	12
4.1	Réseau de collecte.....	12
4.2	Ouvrages de rétention.....	12
4.2.1	Compensation à l'imperméabilisation.....	12
4.2.2	Emplacement ouvrage de gestion des eaux pluviales.....	13
	CONCLUSION	14

1. PRESENTATION DU PROJET

1.1 OBJET

La présente note a pour objectif de présenter le principe de gestion des eaux pluviales au sein du futur parking-relais du Pont de Rognonas, sur la commune de Châteaurenard (13).

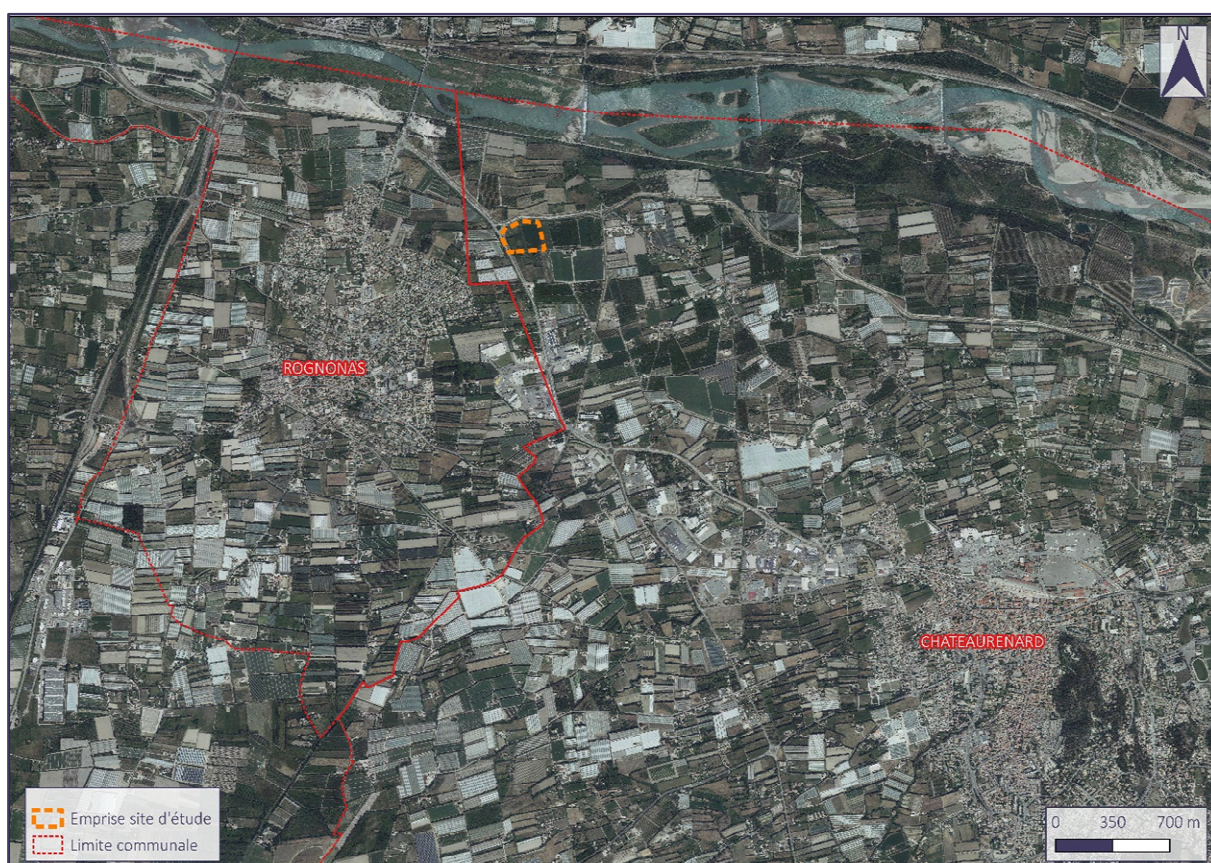


Figure 1. Localisation projet

1.2 CONTEXTE ET LOCALISATION

Le site pressenti pour la mise en place du futur parking-relais est localisé au nord de l'entité urbaine de la commune de Châteaurenard, sur une parcelle naturelle délimitée par le Chemin du Mas de Cartier et la RD571 – Route d'Avignon à l'ouest, le chemin de Saint-Jean au sud, et le canal des Alpines et la RD76B chemin du Grand Quartier au nord.

Plusieurs scénarios sont étudiés, seulement le scénario n°1 consistant aux aménagements cités ci-dessous, est considéré pour le dimensionnement du système de gestion des eaux pluviales :

- 270 places de stationnements
- Voie en double sens sur l'axe Nord Sud + voie à sens unique à l'intérieur du parking
- Pôle d'échange avec un ilot central d'attente pour les voyageurs
- Possibilité de mettre en place un parking supplémentaire à l'Est de 250 places environ en stabilisé



Figure 2. Localisation projet parking relais



Figure 3. Plan masse scénario n°1

2. DONNEES UTILISEES ET ANALYSEES

2.1 PLU CHATEAURENARD

Le PLU de la commune de Châteaurenard a été approuvé le 19 juillet 2006 et est concerné par six modifications (dernière en date de 2018), deux révisions simplifiées (mises à jour en 2013 et 2016) et une déclaration de projet emportant mise en comptabilité du PLU (datée de début 2020).



Figure 4. Zoom PLU de la commune de Châteaurenard

Le site d'étude est localisé en zone 2AUz en ce qui concerne le PLU en vigueur sur le territoire communal. Le site est concerné par une marge de recul correspondant à l'entrée de ville route d'Avignon (voir rapport Orientations Particulières d'Aménagement).

La zone 2AUz a pour vocation de devenir une zone d'activité (non équipée actuellement). L'urbanisation de cette zone est subordonnée à la réalisation des équipements et ne peut s'effectuer que dans le cadre suivant :

- Procédure d'Évolution du PLU
- Faire l'objet d'une étude préalable de faisabilité et de prescriptions d'orientations d'aménagement

Cette zone est dans sa totalité concernée par le PPRI de la Basse Vallée de la Durance, il convient donc de se reporter au règlement du PPRI annexé au PLU. Les prescriptions précisées au niveau du règlement du PPRI s'additionnent aux prescriptions du règlement du PLU. Les règles les plus restrictives s'appliquent. Selon le règlement, il n'est pas indiqué de prescriptions concernant la gestion des Eaux Pluviales.

Un rapport présentant la collecte des Eaux Pluviales sur le territoire communal de Châteaurenard est présent en annexe du PLU. Il est indiqué les dispositions suivantes pour les opérations d'aménagements :

« Conformément à la loi sur l'eau, toutes les opérations d'aménagement et de viabilisation qui seront réalisées, qu'elles soient d'initiative publique ou privée, devront stocker les eaux pluviales avant leur rejet dans le réseau public. »

2.2 RESEAU HYDROGRAPHIQUE

Selon la *figure n°5*, après révision de la cartographie des cours d'eau de la Direction Départementale des Territoires et de la Mer – DDTM – des Bouches-du-Rhône, les fossés localisés à proximité du site d'étude ne sont pas classés comme cours d'eau par celle-ci.



Figure 5. Réseau hydrographique - Classement DDTM 13

2.2.1 PPRI

La commune de Chateaurenard est concernée par le Plan de Prévention du Risque Inondation – PPRI – de la Basse Vallée de la Durance, approuvé le 12 avril 2016.

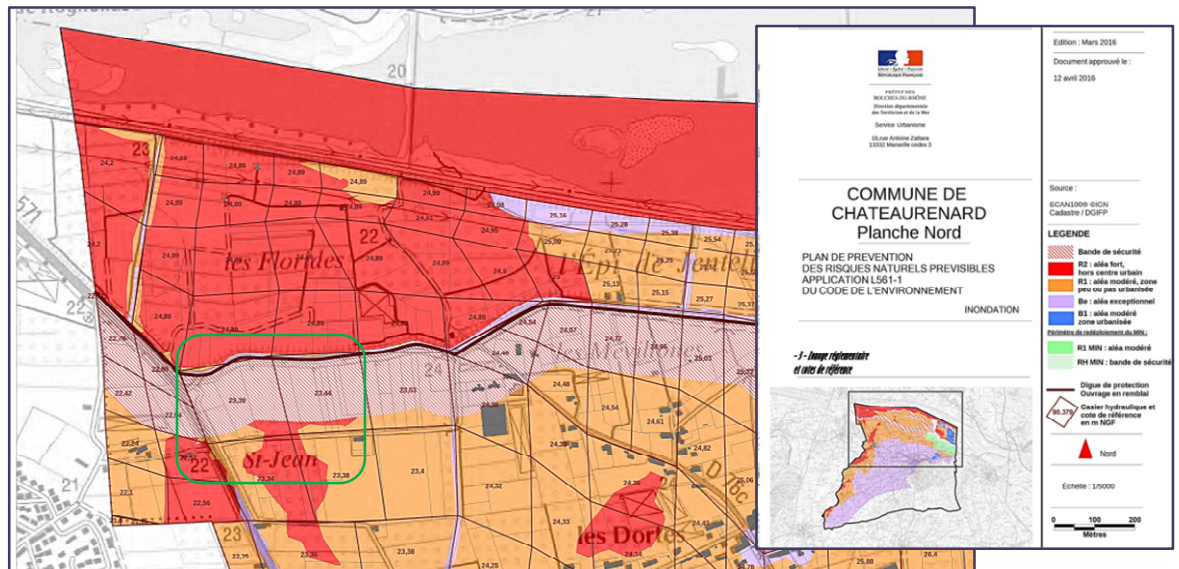


Figure 6. Zoom secteur d'étude PPRI Basse Vallée de la Durance

Nous observons que le secteur d'étude est concerné par les zones répertoriées « Bande de sécurité », « R2 : aléa fort, hors centre urbain », et « R1 : aléa modéré, zone peu ou pas urbanisée ».

Par zone, les principes généraux du PPRI de la Basse Vallée de la Durance sont les suivants :

- Bande de sécurité (zone Rouge Hachurée – RH) : interdiction toute nouvelle construction et autorisation des adaptations limitées des constructions existantes visant à réduire leur vulnérabilité.
- Zone R2 (zone rouge) : interdiction toute nouvelle construction et veille à ne pas augmenter la population exposée au risque.
- Zone R1 (zone orange) : permission d'extensions limitées et aménagements prenant en compte la diminution de la vulnérabilité des personnes et biens exposés. Ce principe s'articule avec la prise en compte du maintien de l'activité agricole et de sa pérennisation à long terme.

Selon les différentes zones, des constructions sont admises :

- En zone RH, il peut être autorisé les infrastructures publiques de transport, y compris les installations, les équipements et les constructions nécessaires à leur fonctionnement, exploitation et entretien, dans le respect des règles du code de l'environnement.
- En zone R2 et R1 : il est autorisé la création ou l'extension d'aires de stationnement collectives non closes nécessaires aux activités existantes. Le site doit faire l'objet d'un affichage et d'un plan de gestion de crise appropriés.

Les dispositions réglementaires applicables aux nouveaux projets sont explicitées dans le titre 7 du règlement du PPRI (en annexe du PLU). Ces dispositions sont valables sur l'ensemble des zones délimitées dans le cadre du plan de prévention.

3. ANALYSE HYDROLOGIQUE

3.1 DELIMITATION DES BASSINS VERSANTS

Le futur parking-relais ne semble pas intercepté de bassins versants naturels, cependant les données topographiques ne sont pas suffisantes pour l'affirmer.



Figure 7. Délimitation des bassins versants projet

Les caractéristiques des surfaces du projets sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 1. Caractéristiques bassins versants projet

Dénomination	Surface (ha)	Destination	Surface Espaces verts (ha)	Cr après aménagement
BV projet				
BV Scénario n°1	3,07	Stationnements, voie vélo, voirie, cheminement piétons, EV ¹	1,46	0,64
BV parking supplémentaire	0,72	Stationnements, voirie, EV	0,15	0,81
Total	3,79	Parking-relais	1,61	0,68

Pour la détermination des coefficients de ruissellement unitaires après aménagement, il a été considéré 0,30 pour les espaces verts, 0,95 pour les stationnements, voiries, cheminements piétons et voie vélos et 1 pour l'emplacement du BR.

L'ensemble des coefficients de ruissellement considérés sont issus de la doctrine de la DDTM 13, concernant les principes de gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement dans les Bouches du Rhône.

3.2 DETERMINATION COEFFICIENTS DE RUISSLEMENT (T > 10 ANS)

Pour des périodes de retour supérieures à 10 ans et si le coefficient de ruissellement unitaire est inférieur à 0,80, c'est la méthode des experts qui est utilisée pour la détermination des coefficients de ruissellement. Cette méthode fait varier le coefficient de ruissellement en fonction des périodes de retour, et prend en compte la capacité de rétention initiale des sols P₀ (caractérisée par la nature du sol, l'occupation du sol, et la morphologie).

Le coefficient de ruissellement est déterminé à partir de la formule suivante :

$$Cr_T = 0,8 * \left(1 - \frac{P_0}{P_T}\right) \text{ et } P_0 = \left(1 - \frac{C_{10ans}}{0,8}\right) * P_{j100ans}$$

T : Période de retour considérée

P₀ : Rétention initiale [mm]

P₁₀₀ : pluie journalière centennale [mm], égale à 160 mm (DDTM 13)

3.3 DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Les débits de pointe seront calculés à l'aide de la méthode rationnelle et à partir des données pluviométriques de la région 3, précisée dans la doctrine de la DDTM13.

¹ EV : Espaces Verts

Les données indiquées sont les suivantes :

Période de retour	Coefficients de Montana			Pluviométrie journalière (mm)
	a (pour t compris entre 6 min et 24 h)	b (pour t compris entre 6 min et 1 h)	b (pour t compris entre 1h et 24 h)	
10 ans	50	0,44	0,72	105
100 ans	75			160

L'intensité de la pluie est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$I = a * t^{-b}$$

I : intensité pluviométrique (mm/h) ;
t : durée de la pluie (en heures) ;
a et *b* : coefficients de Montana.

3.4 CALCUL DEBITS DE POINTE

La méthode de calcul utilisée pour obtenir les débits de pointe est la méthode rationnelle. Cette méthode s'applique à des bassins versants dont la superficie est inférieure ou égale à 20 km².

La relation utilisée est la suivante :

$$Q = \frac{1}{3,6} * C_r * i(t_c, T) * S$$

Q : débit instantané [m³/s]
S : superficie du bassin versant [km²]
Cr : coefficient de ruissellement
I(t_c, T) : intensité de la pluie de durée égale au temps de concentration du bassin versant et de période de retour T [mm/h]

Pour les temps de concentration inférieurs à six minutes, ceux-ci sont ramenés à six minutes (les statistiques hydrologiques étant indéterminées pour des pluies de durées inférieures). Les temps de concentration ont été calculés à l'aide de la formule de Turazza.

Les débits ont été calculés pour les périodes de retour 10 et 100 ans. En effet, le guide méthodologique de la DDTM13 indique qu'il est nécessaire que les ruissellements puissent être réceptionnés dans le dispositif de compensation à minima pour une occurrence décennale. Ce qui signifie que l'aménageur peut concevoir le réseau pour cette occurrence, ou une occurrence plus forte (centennale). Au-delà des ruissellements seront à prévoir sur voirie lorsque le réseau ne sera plus capable de réceptionner les eaux de ruissellement.

Dans tous les cas, le niveau de protection ne pourra être inférieur à la norme NF EN 752-2 (tableau n°2).

Tableau 2. Norme NF EN 752-2 - Dimensionnement réseau de collecte

Fréquence de mise en charge du réseau	Nature de l'occupation des sols	Fréquence d'inondation (= débordement en surface)
1 an	Zones rurales	1 tous les 10 ans
1 tous les 2 ans	Zones résidentielles	1 tous les 20 ans
1 tous les 2 ans	Centre-ville, ZI ou commerciales si risque d'inondation vérifié	1 tous les 30 ans
1 tous les 5 ans	Centre-ville, ZI ou commerciales si risque d'inondation non vérifié	1 tous les 30 ans
1 tous les 10 ans	Passage souterrain routier ou ferré	1 tous les 50 ans

Les débits de pointe calculés sont énoncés dans le tableau suivant :

Tableau 3. Débits de pointe bassins versants

Dénomination	Surface (ha)	C_{r10ans}	Q_{10ans} (m ³ /s)	$C_{r100ans}$	Q_{100ans} (m ³ /s)
BV projet					
Scénario n°1	3,07	0,64	0,570	0,70	0,926
Parking supplémentaire	0,72	0,81	0,224	0,81	0,335
Total	3,79	0,68	0,705	0,72	1,125

4. DIMENSIONNEMENT RESEAU PLUVIAL

4.1 RESEAU DE COLLECTE

Comme énoncé dans le paragraphe §3.4, il est dimensionné un réseau de collecte permettant à minima de faire transiter une pluie de période de retour décennale. Les calculs de diamètres ont été effectués pour les occurrences décennales et centennales (occurrence de dimensionnement de l'ouvrage de rétention pressenti).

Il a été considéré un coefficient de Manning-Strickler de 70 (caractéristiques des ouvrages en béton) et une pente minimale de 1,5 %.

D'après le Mémento Technique 2017 (remplaçant l'Instruction Technique – IT – de 77), il est recommandé de respecter une valeur de diamètre nominal minimal de Ø300 mm.

Les diamètres déterminés à l'aide de la formule de Manning-Strickler sont indiqués dans le *tableau n°4*.

Tableau 4. Diamètres réseau de collecte

Dénomination	Surface (ha)	$Q_{10\text{ans}}$ (m ³ /s)	Diamètre pour T = 10 ans (mm)	$Q_{100\text{ans}}$ (m ³ /s)	Diamètre pour T = 100 ans (mm)
Scénario n°1	3,07	0,570	600	0,926	700
Parking supplémentaire	0,72	0,224	400	0,335	500
Total	3,79	0,705	600	1,125	800

Il est donc retenu de mettre en place un réseau de collecte des eaux pluviales de diamètres Ø600 pour le scénario n°1 et Ø400 pour le parking supplémentaire.

4.2 OUVRAGES DE RETENTION

4.2.1 Compensation à l'imperméabilisation

4.2.1.1 Volumes de rétention

Le projet induisant une surface nouvellement imperméabilisée, il est donc nécessaire de mettre en place un volume de compensation. Ce volume est calculé à l'aide la méthode des pluies.

Tableau 5. Caractéristiques volumes de compensation à l'imperméabilisation

Dénomination	Surface (ha)	CR	Volume (m ³)
BR Scénario n°1 + parking supplémentaire	3,79	0,70	1 961

En considérant les caractéristiques présentées dans le *tableau n°5*, il faudrait mettre en place un bassin de 1 961 m³.

4.2.1.2 Débits de fuite

Le débit de fuite calculé à l'aide du ratio indiqué dans la doctrine de la DDTM13 (soit 20 l/s par ha aménagé) est de 76 l/s.

La doctrine de la DDTM 13 indique qu'il est nécessaire de respecter un orifice de fuite supérieur à 100 mm et un débit de fuite minimal de 5 l/s afin d'éviter les risques d'obstruction et d'avoir un autocurage suffisant.

En considérant une hauteur utile de 1 m, il est nécessaire de mettre en place un diamètre d'ajutage de 220mm.

4.2.1.3 Surverse

La surverse de sécurité est dimensionnée afin de gérer les eaux de ruissellement dont le débit serait supérieur au débit centennal (occurrence de dimensionnement) ou autre débit de référence si connu.

Dénomination	Q _{100ans} (m ³ /s)	Hsurverse (m)	Lsurverse (m)
BR Scénario n°1 + parking supplémentaire	1,125	0,20	6,5

4.2.1.4 Dispositif de traitement de la pollution

Pour le traitement de la pollution accidentelle, des bassins de confinement étanches, de 30 m³ minimum seront implantés en tête de bassin, avec deux vannes (entrée/sortie) pour confiner une éventuelle pollution.

4.2.2 Emplacement ouvrage de gestion des eaux pluviales

Nous rappelons que les bassins ne peuvent être implantés en zones inondables (enveloppe de crue trentennale) ni dans les axes préférentiels d'écoulement.

Le site d'étude est présent à l'arrière d'une digue de protection, sur cette zone la qualification de l'aléa inondation par débordement a été définie en considérant une transparence des ouvrages en remblai pour une crue centennale (débit de 5000 m³/s à Cadarache).

Il est donc nécessaire d'obtenir les enveloppes de crue trentennale du PPRI de la Basse vallée de la Durance pour valider l'emplacement du bassin de rétention.

L'exutoire du bassin de rétention serait le fossé longeant la parcelle du projet, non référencé cours d'eau. Cependant, ce linéaire référencé sur la cartographie de la DDTM 13 semble être une filiole du réseau secondaire du canal des Alpines Septentrionales (localisé en aval sur les communes de Chateaufort et Rognonas, en parallèle de la Durance).

CONCLUSION

La présente note avait pour principal objectif de définir le système de gestion des eaux pluviales du futur parking-relais du Pont de Rognonas.

Le réseau pluvial projeté serait composé de conduites circulaires, de diamètres compris entre $\varnothing 400$ et $\varnothing 600$ m, permettant l'acheminement des eaux de ruissellement induites par la nouvelle imperméabilisation vers l'ouvrage de rétention.

L'ouvrage devra posséder un volume de $1\,961\text{ m}^3$. Il devra posséder un ajutage afin de respecter le débit de fuite estimé à 76 l/s et une surverse de sécurité dimensionnée pour une pluie d'occurrence centennale.

Des dispositifs de traitement de la pollution seront intégrés pour la gestion des eaux de ruissellement.

L'exutoire pressenti pour le rejet des bassins de rétention est le fossé longeant la parcelle d'implantation, cependant il sera nécessaire de vérifier l'appartenance de ce réseau aérien.