

Projet d'aménagement de protection contre les inondations de la Mosson à Juvignac

Etude de dangers du système d'endiguement
Document B

Indice 4



Informations qualité

Contrôle qualité

Version	Date	Rédigé par	Visé par :
Indice 1	11/03/2021	JFG	J Guitton
Indice 2	27/04/2021	JFG	J Guitton
Indice 3	01/06/2021	A Chambe	J Guitton
Indice 4	17/11/2021	A Chambe	J Guitton

Destinataires

Envoyé à :		
Nom	Organisme	Envoyé le :
V Nguyen Van	3M	11/03/2021
V Nguyen Van	3M	27/04/2021
V Nguyen Van	3M	22/11/2021

Copie à :		
Nom	Organisme	Envoyé le :

Table des matières

4.	Caractérisation des aléas naturels	2
4.1	L'inondation	2
4.1.1	Contexte climatique	2
4.1.1.1	De faibles précipitations, des évènements néanmoins exceptionnels	3
4.1.1.2	Des températures sous influence maritime	3
4.1.1.3	Des vents dominés par le Mistral et la Tramontane	4
4.1.1.4	Un fort ensoleillement et un potentiel énergétique important.....	5
4.1.2	La Mosson	6
4.1.2.1	Contexte géographique (Source : INGEROP 2011)	6
4.1.2.2	Contextes géologique et hydrogéologique (Source : INGEROP 2011)	9
4.1.2.3	Occupation du sol (Source : INGEROP 2011)	11
4.1.2.4	Réseau hydrographique (Source : INGEROP 2011)	13
4.1.2.5	Débits de crue – Rappel d'hydrologie (Source INGEROP 2011)	16
4.1.3	Crues historiques.....	22
4.1.4	Les crues de septembre et octobre 2014	23
4.1.4.1	Analyse de la pluviométrie – les expertises du CEREMA.....	23
4.1.4.2	Estimation des débits aux stations hydrométriques	27
4.1.4.3	Modélisation hydrologique	29
4.1.4.4	Récapitulatif des débits de pointe et hydrogrammes de crue.....	34
4.1.5	Modélisation hydraulique.....	36
4.1.5.1	Description du modèle utilisé.....	37
4.1.5.2	Construction du modèle.....	38
4.1.5.3	Calage du modèle	48
4.1.5.4	Mécanismes d'écoulement en situation projet	66
4.1.5.5	Impact du projet d'aménagement de protection contre les inondations de la Mosson à Juvignac	92
4.1.5.6	Comparaison des résultats de l'étude hydraulique avec les résultats des études hydrauliques du PPRI.....	95
4.1.5.7	Incertitude sur les résultats	98
4.1.6	Les embâcles au droit des ponts	99
4.2	Aléa retrait-gonflement des argiles	100
4.3	Risque de remontées de nappe	102
4.4	Evolution géomorphologique	102

4.5	Risque d'érosion de berges	104
4.6	Séismes	104
4.6.1	Définition.....	104
4.6.2	Historique dans le département de l'Hérault	105
4.6.3	Séismes les plus importants ressentis sur la commune de Juvignac.....	106
4.6.4	Conséquences.....	107
4.6.5	Prise en compte des séismes dans le dimensionnement des ouvrages	107
4.7	Le risque de rupture de grand barrage	109
5.	Description du système d'endiguement.....	111
5.1	Ouvrages existants.....	111
5.2	Ouvrages à construire ou à modifier.....	111
5.2.1	Calage altimétrique de la digue	114
5.2.2	Tronçon T1.....	117
5.2.2.1	Implantation de la digue	117
5.2.2.2	Coupe-type du tronçon T1	120
5.2.2.3	Profil en long du tronçon T1	121
5.2.2.4	Raccordement amont du tronçon T1	121
5.2.2.5	Réseaux sur le tronçon T1	122
5.2.3	Tronçon T1 bis	124
5.2.3.1	Implantation de la digue	124
5.2.3.2	Coupe-type du tronçon T1 bis	127
5.2.3.3	Profil en long du tronçon T1 bis.....	128
5.2.3.4	Raccordement amont du tronçon T1 bis	128
5.2.3.5	Réseaux sur le tronçon T1 bis.....	128
5.2.4	Tronçon T2.....	130
5.2.4.1	Implantation	130
5.2.4.2	Profil de digue sur le tronçon T2.....	132
5.2.4.3	Profil en long du tronçon T2	133
5.2.4.4	Réseaux	133
5.2.4.5	Interface avec le tronçon T1	133
5.2.4.6	Transparence hydraulique du réseau d'eaux pluviales	137
5.2.5	Tronçon T3.....	138
5.2.5.1	Implantation	138
5.2.5.2	Coupe-type	141
5.2.5.3	Profil en long	142
5.2.5.4	Réseaux	142
5.2.6	Tronçon T3 bis : déversoir.....	143
5.2.6.1	Implantation.....	143

5.2.6.2	Coupe-type	146
5.2.6.3	Profil en long	147
5.2.6.4	Réseaux	147
5.2.6.5	Raccordement aval	147
5.2.7	Récapitulatif des aménagements	148
5.2.8	Mesures prises pendant la réalisation des travaux pour limiter les conséquences des crues ou des tempêtes pouvant survenir pendant les travaux	149
5.2.8.1	Prescriptions en phase chantier	149
5.2.8.2	Evaluation des situations particulières	149
5.2.8.3	Planning des travaux	151
5.3	Aménagements hydrauliques	153
5.4	Accès aux ouvrages	153
5.4.1	Accès aux ouvrages pendant la phase travaux	153
5.4.2	Accès aux ouvrages pendant la phase d'exploitation (période nominale et période de crue)	155
5.5	Description fonctionnelle du système d'endiguement.....	157
5.5.1	Synthèse du fonctionnement du système d'endiguement	157
5.5.2	Caractérisation des crues inférieures au niveau de protection	157
5.5.2.1	Zones inondées pour T = 10, 30 et 100 ans	157
5.5.2.2	Evolution dans le temps de la crue correspondant au niveau de protection	157
6.	Retour d'expérience concernant la zone protégée et le système d'endiguement	163
6.1	Historique des désordres sur le remblai existant.....	163
6.2	Retour d'expérience sur d'autres digues françaises.....	163
6.2.1	Base de données ARIA.....	163
6.2.2	Retour d'expérience sur les digues du Rhône en terre	165
6.2.3	Retour d'expérience sur les digues de la Mosson dans la basse plaine	165
6.2.3.1	Juillet 2003 – Réparation de la digue du Thôt.....	167
6.2.3.2	Expertise suite à la crue du 22 septembre 2003	167
6.2.3.3	Expertise et travaux d'urgence suite à la crue du 3 décembre 2003	169
6.2.3.4	Travaux de seconde urgence suite à la crue du 3 décembre 2003	176
6.2.3.5	Travaux d'urgence suite à la crue du 07 octobre 2014	181
6.2.4	Retour d'expérience sur d'autres systèmes d'endiguement.....	183
6.3	Bilan et prise en compte de l'accidentologie	184

7.	Diagnostic approfondi des éléments constitutifs du système d'endiguement et tenue des ouvrages	186
7.1	Définition des tronçons homogènes	186
7.1.1	Présentation des tronçons.....	186
7.1.2	Présentation du bassin de stockage.....	189
7.2	Diagnostic géotechnique	189
7.2.1	Contexte géologique.....	189
7.2.2	Programme d'investigations.....	190
7.2.2.1	Mission G2 AVP.....	190
7.2.2.2	Mission G2 PRO	194
7.2.3	Description géologique	196
7.2.3.1	Caractéristiques mécaniques	197
7.2.3.2	Essais mécaniques	197
7.2.3.3	Sensibilité au retrait gonflement des argiles	198
7.2.3.4	Niveaux d'eau	200
7.2.3.5	Essais en laboratoire	200
7.2.3.6	Caractéristiques de perméabilité	202
7.2.3.7	Essais in situ	202
7.2.3.8	Essais en laboratoire	204
7.3	Etude de la stabilité des ouvrages.....	204
7.3.1	Remarques préliminaires	204
7.3.2	Profils en travers des tronçons retenus	205
7.3.3	Modèle géotechnique de calcul	208
7.3.3.1	Terrains en place.....	208
7.3.3.2	Matériaux constitutifs de la digue	208
7.3.4	Vérification au poinçonnement et estimation des tassements	209
7.3.5	Fonctionnement hydraulique du bassin.....	210
7.3.6	Piste de circulation	210
7.3.7	Talus des digues	210
7.3.8	Murs en Gabions	211
7.3.9	Vérification de la stabilité du raccordement entre le mur de la parcelle 162 et le tronçon T1.....	211
7.3.10	Sujétions d'exécution	213
7.3.11	Vérification de la stabilité des digues.....	213
7.3.12	Vérification de la stabilité à l'érosion interne	217
7.3.13	Vérification de la stabilité des ouvrages au droit des ouvrages traversants.....	218
7.3.14	Déversoir.....	218
7.4	Etude des défaillances structurelles du système d'endiguement.....	220
7.4.1	Description et principes de la méthodologie utilisée.....	220

7.4.1.1	Principe général	220
7.4.1.2	Détermination des scénarios d'inondation	222
7.4.1.3	Mise en œuvre de la méthode du nœud papillon	224
7.4.1.4	Définition des critères utilisés	225
7.4.1.5	Les différents mécanismes de rupture des digues en remblai	229
7.4.2	Détermination des scénarios d'inondation et évaluation préliminaire des risques.....	241
7.4.2.1	Scénario de défaillance 1 : Rupture par surverse des digues en terre	241
7.4.2.2	Scénario de défaillance 2 : Rupture par érosion externe	243
7.4.2.3	Scénario de défaillance 3 : Rupture par érosion interne	246
7.4.2.4	Scénario de défaillance 4 : Rupture par glissement d'ensemble	249
7.4.2.5	Synthèse des scénarios de défaillance	251
7.4.3	Synthèse sur la performance du système d'endiguement.....	252
7.4.3.1	Niveaux de sûreté et de danger.....	252
7.4.3.2	Niveau de protection du système d'endiguement.....	254
7.4.3.3	Rappel de la réglementation	256
7.5	Analyse des moyens mis en œuvre pour assurer l'entretien, la surveillance et les réparations courantes des ouvrages.....	257
7.5.1	Organisation du gestionnaire	257
7.5.2	Dossier d'ouvrage.....	257
7.5.3	Consignes d'entretien et de surveillance du système d'endiguement.....	257
7.5.3.1	Surveillance périodique hors crue	257
7.5.3.2	Surveillance post-crue	258
7.5.3.3	Surveillance en crue	258
7.5.3.4	Adéquation des moyens du gestionnaire pour assurer l'entretien, la surveillance et les réparations courantes des ouvrages	260
7.4	Analyse finale de la résistance mécanique.....	261
8.	Etude des risques de venues d'eau dans et en dehors de la zone protégée.....	262
8.1	Scénario 1 : Fonctionnement nominal du système d'endiguement.....	262
8.2	Scénario 2 : Défaillance fonctionnelle du système d'endiguement	264
8.2.1	Les scénarios étudiés	264
8.2.2	Modélisation : résultats en termes d'intensité, de cinétique, de vulnérabilité et de gravité.....	266
8.2.2.1	Scénario 2.1	266
8.2.2.2	Scénario 2.2	273

	8.2.2.3	Scénario 2.3	280
8.3		Scénario 3 : Défaillance structurelle du système d'endiguement	289
	8.3.1	Les scénarios étudiés	289
	8.3.1.1	Localisation	289
	8.3.1.2	Géométrie des brèches	289
	8.3.2	Modélisation : résultats en termes d'intensité, de cinétique, de vulnérabilité et de gravité.....	292
	8.3.2.1	Scénario 3.1 sur le tronçon 1	292
	8.3.2.2	Scénario 3.2 sur le tronçon 2	297
	8.3.2.3	Scénario 3.3 sur le tronçon T3.....	302
8.4		Scénario 4 : Aléa de référence du PPRI	307
9.		Présentation et analyse de l'organisation mise en place par le gestionnaire pour l'exercice de ses fonctions.....	308
9.1		Adéquation des moyens mis en place pour la surveillance et l'entretien courant avec l'objectif de protection garanti	308
	9.1.1	Présentation du gestionnaire	308
	9.1.1.1	Le Gestion des milieux aquatiques et prévention des inondations (GEMAPI)	308
	9.1.1.2	Organisation du gestionnaire	311
	9.1.1.3	Mesures d'entretien du système d'endiguement mises en place par le gestionnaire.....	311
	9.1.2	Consignes écrites	312
	9.1.3	Définition des principales procédures qui encadrent l'identification et l'évaluation des principaux risques, la surveillance de l'ouvrage en toutes circonstances, la gestion des situations d'urgence et la gestion du retour d'expérience	312
	9.1.3.1	Surveillance et entretien périodique des ouvrages en dehors des périodes de crues	312
	9.1.3.2	Surveillance en période de crue.....	315
	9.1.3.3	Visites post-crue	315
	9.1.3.4	Visites post-séismes.....	316
	9.1.4	Moyens d'information sur les crues ou les tempêtes	316
	9.1.4.1	Prévisions météorologiques – Rôle de l'astreinte Hydro-Météo de 3M.....	316
	9.1.4.2	Stations de mesures du gestionnaire	317
	9.1.5	Niveaux de vigilance.....	318
	9.1.6	Procédures d'information et de communication avec les autorités compétentes pour la mise en sécurité des populations en période de crue ou de tempête	331
	9.1.6.1	Information préventive	331
	9.1.6.2	Modalités de transmissions d'informations vers les autorités compétentes.....	333

9.1.7	Dispositions prises par le responsable pour s'assurer en permanence du respect des procédures.....	336
9.1.8	Rôle des barrières de sécurité.....	336
9.1.9	Adéquation des moyens humains et de l'organisation du gestionnaire.....	337
9.1.9.1	Adéquation pour la gestion seule de la digue de Juvignac.....	337
9.1.9.2	Adéquation pour la gestion de l'ensemble du parc d'ouvrages de protection contre les inondations	338
9.2	Recommandations de l'organisme agréé qui réalise l'étude de dangers	342
9.2.1	Résultats de l'étude de dangers.....	342
9.2.2	Mesures de maîtrise des risques	342
9.2.2.1	Surveillance des ouvrages.....	342
9.2.2.2	Entretien de l'ouvrage	343
9.2.2.3	Gestion de la problématique d'embâcles	343
9.2.2.4	Gestion de l'usage des digues	343
9.2.2.5	Mesures à mettre en œuvre sur le territoire.....	345
9.2.3	Recommandations en vue de conforter à moyen ou à long terme le niveau de protection du système d'endiguement	345
10.	Cartographie.....	346
10.1	Carte administrative	346
10.2	Carte des venues d'eau	348
10.3	Cartographie de la crue d'occurrence associée à la classe de l'ouvrage mentionnée à l'article R.214-119-3.....	1

Liste des figures

Figure 1 : Précipitations à Montpellier – Normales mensuelles (source : Météo France)	3
Figure 2 : Températures à Montpellier – normales mensuelles 1981 - 2010 (Source Météo France)	4
Figure 3 : Régime des vents sur la région montpelliéraine	4
Figure 4 : Nombre d'heures d'ensoleillement annuel, Source ADEME	5
Figure 5 : Bassin versant de la Mosson (Source INGEROP 2010)	8
Figure 6 : Carte géologique du bassin versant de la Mosson (Source INGEROP 2011).....	10
Figure 7 : Carte d'occupation du sol	12
Figure 8 : Carte des sous-bassins versants	15
Figure 9 : Stations du système d'alerte de Montpellier.....	17
Figure 10 : Cumul de précipitations du 06/10/2014 à 06h00 UTC AU 07/10/2014 à 06h00 UTC...	24
Figure 11 : Intensité en 5 minutes – Pluie du 06/10/2014	25
Figure 12 : Qualification de l'événement pluvieux sur la Combe du Renard (CEREMA).....	26
Figure 13 : Qualification de l'événement pluvieux sur le ruisseau de la Fosse (CEREMA)	26
Figure 14 : Limnigramme Octobre 2014 – Station château à Grabels	27
Figure 15 : Limnigramme septembre 2014 – Station château à Grabels.....	27
Figure 16 : Limnigramme octobre 2014 – Station Mosson	27
Figure 17 : Limnigramme septembre 2014 – Station Mosson	28
Figure 18 : courbe de tarage – Station du château	28
Figure 19 : Estimation des débits a la station du château pour les évènements de 2014.....	29
Figure 20 : découpage en bassins versants sur le secteur de Juvignac	30
Figure 21 : Hydrogramme de la crue de 2014 à Juvignac	31
Figure 22 : Crue Octobre 2014 - Estimation des débits de pointe dans la Mosson	33
Figure 23 : Hydrogrammes des crues de projet de la Mosson.....	35
Figure 24 : Hydrogrammes de la crue de 2014, la crue du niveau de protection et de la crue de 2014 + 50 cm	35
Figure 25 : Limnigrammes des crues de projet en amont de la station de mesure du pont de la RN109.....	36
Figure 26 : Limnigrammes en amont de la station de mesure du pont de la RN109.....	36
Figure 27 : Etendue géographique du modèle	38
Figure 28 : Maillage du modèle	40
Figure 29 : Modèle Numérique de Terrain.....	41

Figure 30 : Coupe de l'ouvrage de la RD5 sur la Mosson	42
Figure 31 : Coupe de l'ouvrage de la RN109 sur la Mosson	43
Figure 32 : Coupe de l'ouvrage de la RN109 sur le Ruisseau de la Plaine.....	44
Figure 33 : Coupe du Pont Romain	45
Figure 34 : Coupe du Pont de la RD27E6 (Route de Lodève)	46
Figure 35 : Localisation des ouvrages	46
Figure 36 : Hydrogrammes des crues de projet de la Mosson.....	47
Figure 37 : Hydrogrammes de la crue de 2014, la crue du niveau de protection et de la crue de 2014 + 50 cm	48
Figure 38 : Crue d'Octobre 2014 – Calage du modèle sur les PHE.....	49
Figure 39 : Crue d'Octobre 2014 – Carte des hauteurs d'eau.....	50
Figure 40 : Crue d'Octobre 2014 – Vitesses maximales d'écoulement	51
Figure 41 : Inondation par le ruisseau de la Plaine (Source : Egis Eau – 2015).....	52
Figure 42 : Inondation se produisant à partir d'un débit de 200 m ³ /s (Source : Egis Eau – 2015)	52
Figure 43 : Inondations pour un débit supérieur à 400 m ³ /s (Source : Egis Eau – 2015)	53
Figure 44 : Etat avant-projet – Crue de 10 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 29.5 m NGF – Carte des hauteurs d'eau.....	54
Figure 45 : Etat avant-projet – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 29.5 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement.....	55
Figure 46 : Etat avant-projet – Crue de 30 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.3 m NGF – Carte des hauteurs d'eau.....	56
Figure 47 : Etat avant-projet – Crue de 30 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.3 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement.....	57
Figure 48 : Etat projet – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.0 m NGF – Carte des hauteurs d'eau.....	58
Figure 49 : Etat avant-projet – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.0 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement	59
Figure 50 : Etat avant-projet – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.0 m NGF – Carte des hauteurs d'eau	60
Figure 51 : Etat avant-projet – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.0 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement	61
Figure 52 : Etat avant-projet – Crue de 500 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.2 m NGF – Carte des hauteurs d'eau	62
Figure 53 : Etat avant-projet – Crue de 500 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.2 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement	63
Figure 54 : Etat avant-projet – Crue de 1 000 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.5 m NGF – Carte des hauteurs d'eau	64

Figure 55 : Etat avant-projet – Crue de 1 000 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.5 m NGF – Carte des vitesses d’écoulement	65
Figure 56 : Etat projet – Crue de 10 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 29.5 m NGF – Carte des hauteurs d’eau.....	67
Figure 57 : Etat projet – Crue de 10 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 29.5 m NGF – Carte des vitesses d’écoulement.....	68
Figure 58 : Etat projet – Crue de 30 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.3 m NGF – Carte des hauteurs d’eau.....	69
Figure 59 : Etat projet – Crue de 30 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.3 m NGF – Carte des vitesses d’écoulement.....	70
Figure 60 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des hauteurs d’eau.....	71
Figure 61 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des vitesses d’écoulement.....	72
Figure 62 : Etat projet – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.05 m NGF – Carte des hauteurs d’eau.....	73
Figure 63 : Etat projet – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.05 m NGF – Carte des vitesses d’écoulement.....	74
Figure 64 : Etat projet – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF – Carte des hauteurs d’eau.....	75
Figure 65 : Etat projet – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF – Carte des vitesses d’écoulement.....	76
Figure 66 : Etat projet – Crue de 500 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.3 m NGF – Carte des hauteurs d’eau.....	77
Figure 67 : Etat projet – Crue de 500 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.3 m NGF – Carte des vitesses d’écoulement.....	78
Figure 68 : Etat projet – Crue de 1 000 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.5 m NGF – Carte des hauteurs d’eau.....	79
Figure 69 : Etat projet – Crue de 1 000 ans– Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.5 m NGF – Carte des vitesses d’écoulement.....	80
Figure 70 : Etat projet – Profil en long des lignes d’eau	82
Figure 71 : Localisation des profils en travers de calcul	84
Figure 72 : Etat projet – Limnigrammes de crue au droit du profil 31	86
Figure 73 : Etat projet – Limnigrammes de crue au droit du profil 34	87
Figure 74 : Etat projet – Limnigrammes de crue au droit du profil amont de la RN109.....	88
Figure 75 : Etat projet – Evolution de la crue correspondant au niveau de protection	89
Figure 76 : Carte d’impact sur les hauteurs d’eau	94
Figure 77 : Comparaison des cartes d’aléas du PPRI et de l’EDD	97

Figure 78 : Carte de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le secteur d'étude (Source : BRGM)	100
Figure 79 : Carte du risque de remontée de nappes dans le secteur d'étude (Source : BRGM)	102
Figure 80 : Evolution du tracé du lit de la Mosson	103
Figure 81 : Représentation de l'aléa sismique dans les départements français (Sources : Décret du 22 octobre 2010 et DREAL LR)	105
Figure 82 : Localisation des épacentres de séismes – département de l'Hérault	106
Figure 83 : Barrage des Garrigues à l'amont de la zone d'étude (Source : 3M)	109
Figure 84 : Onde de rupture du Barrage des Garrigues à l'amont de la zone d'étude (Source : 3M)	110
Figure 85 : Présentation générale du projet (Source : AVP – ANTEA GROUP – Décembre 2020)	113
Figure 86 : Carte des hauteurs d'eau maximales pour la crue de 460 m ³ /s en état projet	114
Figure 87 : Lignes d'eau au droit du projet	115
Figure 88 : Tracé de la digue sur le tronçon T1	117
Figure 89 : Vue en plan du tronçon T1	119
Figure 90 : Coupe-type du tronçon T1	120
Figure 91 : Profil en long du tronçon T1	121
Figure 92 : Raccordement amont du tronçon 1	121
Figure 93 : Présentation du futur raccordement amont	122
Figure 94 : Réseaux du tronçon T1	123
Figure 95 : Tracé de la digue sur le tronçon T1 bis	124
Figure 96 : Vue en plan du tronçon T1 bis	126
Figure 97 : Coupe-type de la digue au droit de l'aval du tronçon T1 bis	127
Figure 98 : Profil en long du tronçon T1 bis	128
Figure 99 : Réseaux du tronçon T1 bis	129
Figure 100 : Tracé de la digue sur le tronçon T2	130
Figure 101 : Vue en plan du tronçon T2	131
Figure 102 : Coupe schématique de la digue sur le tronçon T2	132
Figure 103 : Profil en long du tronçon T2	133
Figure 104 : Vue en plan de l'interface entre T1 et T2 au niveau de la rue de la rivière	134
Figure 105 : Interface T1-T2 – Vue en plan	135
Figure 106 : Raccordement tronçon 1 et tronçon 2	136
Figure 107 : Tracé de la digue sur le tronçon T3	138
Figure 108 : Vue en plan du tronçon T3 (1/2)	139

Figure 109 : Vue en plan du tronçon T3 (2/2).....	140
Figure 110 : Coupe-type de la digue sur le tronçon T3	141
Figure 111 : Profil en long du tronçon T3	142
Figure 112 : Tracé de la digue sur le tronçon T3 bis	143
Figure 113 : Vue en plan du tronçon T3 bis (1/2)	144
Figure 114 : Vue en plan du tronçon T3 bis (2/2)	145
Figure 115 : Coupe-type du déversoir sur le tronçon T3	146
Figure 116 : Profil en long du tronçon T3 bis	147
Figure 117 : Enjeux écologiques en fonction du mois de l'année (Source : Antéa)	150
Figure 118 : Planning des travaux de construction de la future digue de la Mosson à Juignac	152
Figure 119 : Présentation des plans de circulation pendant la phase chantier.....	154
Figure 120 : Accès aux ouvrages en phase d'exploitation	156
Figure 121 : Niveau de protection – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF – Carte des hauteurs d'eau	161
Figure 122 : Niveau de protection – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement	162
Figure 123 : Synthèse des évènements depuis 2002 sur le linéaire d'étude (source EGIS Eau)	166
Figure 124 : Localisation du secteur dégradé	174
Figure 125 : Illustration des différentes dégradations et interventions sur la digue rive gauche	180
Figure 126 : Hydrogramme de crue de la station de Saint Jean de Védas.....	181
Figure 127 : Présentation générale du projet (Source : AVP – ANTEA GROUP – Décembre 2020)	188
Figure 128 : Bassin à l'arrière de la digue de la Mosson à Juvignac	189
Figure 129 : Extrait de la carte géologique	190
Figure 130 : Plan d'implantation des sondages (Source : FONDASOL – 2019).....	193
Figure 131 : Localisation des sondages géotechniques en phase PRO	195
Figure 132 : Synthèse graphique des sondages – Extrait G2PRO.....	196
Figure 133 : Analyse de l'indice de plasticité et de liquidité pour les sols de la couche C1	198
Figure 134 : Figure 133 : Analyse de l'indice de plasticité et de liquidité pour les sols de la couche C4	199
Figure 135 : Perméabilité avec des sols traités à la bentonite (Source : FONDASOL G2 PRO).....	204
Figure 136 : Paramètres du modèle géotechnique retenu pour les matériaux constitutifs de la digue	208

Figure 137 : Vérification à long terme du poinçonnement.....	209
Figure 138 : Vérification à court terme du poinçonnement	209
Figure 139 : Schéma de principe du futur mur de raccordement.....	212
Figure 140 : Vérification de la stabilité externe en situation statique.....	212
Figure 141 : Vérification de la stabilité externe en situation de séisme allégeant et en situation de séisme pesant.....	212
Figure 142 : Vérification de la stabilité d'ensemble sur le mur	213
Figure 143 : Vérification de la stabilité externe en situation statique pour les murs gabions des tronçons concernés	216
Figure 144 : Vérification de la stabilité externe en situation de séisme allégeant et en situation de séisme pesant pour les murs gabions des tronçons concernés	217
Figure 145 : Retour sur 2 mètres du matelas gabion côté rivière	219
Figure 146 : Synoptique de la méthode d'analyse des risques mise en œuvre	221
Figure 147 : Exemple type de nœud papillon	223
Figure 148 : Mécanisme de rupture de digue par surverse	230
Figure 149 : Mécanisme de rupture de digue par érosion externe.....	231
Figure 150 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne	234
Figure 151 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Renard ou érosion régressive	235
Figure 152 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Entraînement dans l'ouvrage	236
Figure 153 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Boulance	237
Figure 154 : Mécanisme de rupture de digue par glissement côté terre	239
Figure 155 : Mécanisme de rupture de digue par glissement côté rivière	239
Figure 156 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par surverse	242
Figure 157 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par érosion externe	244
Figure 158 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par érosion interne	247
Figure 159 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par glissement d'ensemble	250
Figure 160 : Localisation des lieux de référence pour les cotes d'eau	253
Figure 161 : Synthèse du niveau de protection du système d'endiguement – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	255
Figure 162 : Localisation des scénarios de défaillance fonctionnelle.....	265
Figure 163 : hydrogramme dans le réseau (Scénario 2.1)	266
Figure 164 : Scénario 2.1 – Carte des hauteurs d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	270

Figure 165 : Scénario 2.1 – Carte des vitesses d’écoulement – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	271
Figure 166 : hydrogramme dans le réseau (Scénario 2.2)	273
Figure 167 : Scénario 2.2 – Carte des hauteurs d’eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	277
Figure 168 : Scénario 2.2 – Carte des vitesses d’écoulement – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	278
Figure 169 : hydrogramme dans le réseau (Scénario 2.3)	280
Figure 170 : Scénario 2.3 – Carte des hauteurs d’eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	286
Figure 171 : Scénario 2.3 – Carte des vitesses d’écoulement – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	287
Figure 172 : Localisation des scénarios de défaillance structurelle	291
Figure 173 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.1)	292
Figure 174 : Scénario 3.1 – Carte des hauteurs d’eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF	293
Figure 175 : Scénario 3.1 – Carte des vitesses d’écoulement – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF	294
Figure 176 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.2)	297
Figure 177 : Carte des hauteurs d’eau – Scénario 3.2 – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF	298
Figure 178 : Carte des vitesses d’écoulement – Scénario 3.2 – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF	299
Figure 179 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.3)	302
Figure 180 : Carte des hauteurs d’eau – Scénario 3.3 – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF	303
Figure 181 : Carte des vitesses d’écoulement – Scénario 3.3 – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF	304
Figure 182 : Localisation de la station de mesure prévue pour surveiller la digue de Juvignac	317
Figure 183 : Localisation des lieux de référence pour les cotes d'eau	320
Figure 184 : Niveaux de surveillance du système d’endiguement de la Mosson	321
Figure 185 : Population concernée par un risque d’inondation à partir du niveau de protection (460 m ³ /s)	326
Figure 186 : Zone protégée à faire évacuer par les services de la Ville de Juvignac si le niveau de protection est atteint	328
Figure 187 : Stations du système d’alerte de Montpellier	332
Figure 188 : Localisation des différents ouvrages de protection contre les inondations	339

Figure 189 : Carte administrative.....	347
Figure 190 : Scénario 1 – Carte des venues d’eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	349
Figure 191 : Scénario 2.1 – Carte des venues d’eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	350
Figure 192 : Scénario 2.2 – Carte des venues d’eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	351
Figure 193 : Scénario 2.3 – Carte des venues d’eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF	352
Figure 194 : Scénario 3.1 – Carte des venues d’eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF	353
Figure 195 : Scénario 3.2 – Carte des venues d’eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF	354
Figure 196 : Scénario 3.3 – Carte des venues d’eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF	355
Figure 197 : Scénario 4 – Carte des venues d’eau – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.05 m NGF	356
Figure 198 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des hauteurs d’eau.....	2
Figure 199 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des vitesses d’écoulement.....	3
Figure 200 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des venues d’eau	4

Liste des tableaux

Tableau 1 : Aléas naturels	2
Tableau 2 : Occupation du sol (Source Corine Land Cover 2006)	11
Tableau 3 : Caractéristiques des principaux affluents de la Mosson	14
Tableau 4 : Caractéristiques de la Mosson au droit et de part et d'autre de la zone d'étude	16
Tableau 5 : Caractéristiques des principaux affluents de la Mosson au droit et de part et d'autre de la zone d'étude	16
Tableau 6 : Quantiles de pluies – station de Montpellier Bel-Air (1920 – 1971).....	18
Tableau 7 : Quantiles de pluies – station de Montpellier Fréjorgues (1939 – 1999).....	18
Tableau 8 : Quantiles de pluies issues de la méthode SHYREG.....	19
Tableau 9 : Evènement pluvieux du 3 décembre 2003 – Evaluation de la période de retour	19
Tableau 10 : Estimation des débits de la Mosson (Source INGEROP 2011).....	22
Tableau 11 : Caractéristiques des bassins versants.....	30
Tableau 12 : Estimation des débits par bassins versants - Mosson	34
Tableau 13 : Tableau récapitulatif des débits de pointe de la Mosson à Juvignac	34
Tableau 14 : Ouvrages de franchissement dans la traversée de Juvignac	42
Tableau 15 : Cotes et vitesses au droit des profils en travers de calcul.....	85
Tableau 16 : Incertitudes connues ou estimées sur les données utilisées ou résultats produits dans le cadre de l'étude de dangers	98
Tableau 17 : Tableau de résistance des matériaux selon les forces tractrices.....	104
Tableau 18 : Séismes les plus importants ressentis dans la commune de Juvignac	106
Tableau 19 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - Dignes	108
Tableau 20 : Altimétrie de la crête de digue (m NGF).....	116
Tableau 21 : Récapitulatif des aménagements	148
Tableau 22 : Enseignements des accidents sur d'autres systèmes d'endiguement	184
Tableau 23 : Récapitulatif des aménagements	186
Tableau 24 : Relevés des piézomètres.....	200
Tableau 25 : Résultats des essais au laboratoire G2PRO	201
Tableau 26 : Perméabilité – Source : Investigations FONDASOL	202
Tableau 27 : Modèle géotechnique de calcul	208
Tableau 28 : Vérification au poinçonnement et estimation des tassements - Hypothèses de calcul	209
Tableau 29 : Calcul du tassement estimé par la méthode pressiométrique	210

Tableau 30 : Vérification de la stabilité d'ensemble	217
Tableau 31 : Localisation et valeurs des gradients maximum calculés en G2 PRO	218
Tableau 32 : Définition des évènements	226
Tableau 33 : Probabilités de défaillance	227
Tableau 34 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - Dignes	241
Tableau 35 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par surverse	242
Tableau 36 : Cotation du scénario de défaillance rupture par surverse	243
Tableau 37 : Grille d'aléa érosion externe à partir des vitesses d'écoulement	244
Tableau 38 : Grille d'aléa – affouillement de pied de berges de la Mosson	245
Tableau 39 : Aléa érosion externe résultant.....	245
Tableau 40 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par érosion externe	245
Tableau 41 : Cotation du scénario de défaillance rupture par érosion externe	246
Tableau 42 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par érosion interne.....	248
Tableau 43 : Localisation et valeurs des gradients maximum calculés en G2 AVP	248
Tableau 44 : Cotation du scénario de défaillance rupture par érosion interne	249
Tableau 45 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par glissement d'ensemble.....	250
Tableau 46 : Cotation du scénario de défaillance rupture par glissement d'ensemble.....	251
Tableau 47 : Synthèse des scénarios de défaillance	251
Tableau 48 : Niveaux de sûreté des digues du système d'endiguement	254
Tableau 49 : Niveaux de danger des digues du système d'endiguement	254
Tableau 50 : Niveau de protection des ouvrages.....	254
Tableau 51 : Caractéristiques des scénarios d'inondation faisant l'objet d'une évaluation détaillée de leurs conséquences	290
Tableau 52 : Opérations de surveillance et d'entretien des ouvrages	313
Tableau 53 : Déclenchement de la vigilance : engagement des actions.....	322
Tableau 54 : Niveau 1 : Engagement des actions	324
Tableau 55 : Niveau 2 : Renforcement du dispositif.....	325
Tableau 56 : Niveau 3 : niveau de protection des ouvrages.....	327
Tableau 57 : Niveau 4 : niveau de danger des ouvrages	329
Tableau 57 : Fin de la crue	330

Liste des photos

Photo 1 : Ouvrage de franchissement de la RD5	42
Photo 2 : Ouvrage de franchissement de la RN109	43
Photo 3 : Ouvrage de franchissement de la RN109 par le Ruisseau de la Plaine	44
Photo 4 : Pont dit « Romain »	45
Photo 5 : Pont de la RD27E6 (Route de Lodève).....	45
Photo 6 : Vue de la rue de la rivière depuis la berge de la Mosson (Antea Group – Décembre 2020)	134
Photo 7 : Vue de l'accès véhicule au chemin de halage existant rue de la Mosson.....	135
Photo 8 : Vue du caniveau pluvial existant au niveau de la rue de la Mosson	137
Photo 9 : Photographies des désordres ayant eu lieu sur la digue de la Mosson	182

« Le document B détaille les analyses techniques et scientifiques qui permettent d'établir les performances du système d'endiguement, associé le cas échéant à un ou plusieurs aménagements hydrauliques, et de les justifier. »

4. Caractérisation des aléas naturels

D'après la base de données du site www.georisques.gouv.fr, Portail des Risques Majeurs, rubrique « Ma commune face aux risques », la commune de Juvignac est soumise aux aléas naturels suivants :

Tableau 1 : Aléas naturels

Aléa	Juvignac
Feux de forêt	X
Inondation	X
Séisme (Zone 2)	X

Les aléas pris en compte dans la présente étude de danger sont :

- L'inondation par débordements de la Mosson,
- Les embâcles au droit des ponts,
- Le retrait-gonflement des argiles,
- Les risques de remontée de nappe,
- L'évolution géomorphologique de la Mosson,
- Les risques d'érosion de berges,
- Les séismes,
- Les risques de rupture de grand barrage.

Le système d'endiguement de Juvignac ne protège pas contre les apports :

- Du ruisseau de la Plaine, en rive droite de la Mosson,
- Des apports pluviaux de la zone urbaine en rive droite de la Mosson. Dans le cas des apports pluviaux, des ouvrages de transparence hydraulique sont installés aux exutoires du réseau d'évacuation pluviale. Ils sont dimensionnés pour une crue centennale et sont équipés de clapets anti-retour.

4.1 L'inondation

4.1.1 Contexte climatique

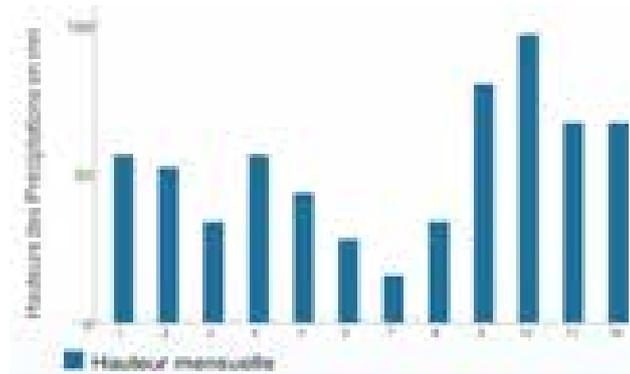
La situation proche du littoral, dans la plaine alluviale du Languedoc et en contrefort des Cévennes et des Costières, crée un climat typiquement méditerranéen. Il est marqué avant tout par une forte sécheresse estivale, un bel ensoleillement et des pluies abondantes en automne. La proximité maritime

réduit les effets des grosses chaleurs de l'été et des grands froids hivernaux. Cette situation géographique induit une fréquence élevée de vents forts.

4.1.1.1 De faibles précipitations, des évènements néanmoins exceptionnels

Les précipitations sont les plus fortes en automne, notamment au mois d'octobre où les précipitations moyennes sont de plus de 100 mm. A l'inverse, en été, particulièrement au mois de juillet, les précipitations sont plus faibles avec une valeur moyenne de 22 mm pour ce mois. Sur la période 1981-2010, le cumul annuel moyen des précipitations a été de 629,1 mm par an, pour un nombre de jours avec précipitation (> 1 mm) de 58 par an.

Figure 1 : Précipitations à Montpellier – Normales mensuelles (source : Météo France)



Les conditions neigeuses, orageuses et le brouillard se font rares. Pour exemple, les données climatologiques entre 1971 et 2000 (moyennes annuelles), soit pendant 30 ans, relatent 3 jours de neige, 23 jours d'orages, ainsi que 19 jours de brouillard.

Les valeurs précédemment citées sont des valeurs moyennes qui reflètent la tendance générale du climat local. Pour mieux décrire le contexte climatologique de l'aire d'étude et des alentours, on peut citer des épisodes météorologiques exceptionnels au cours de ces quarante dernières années :

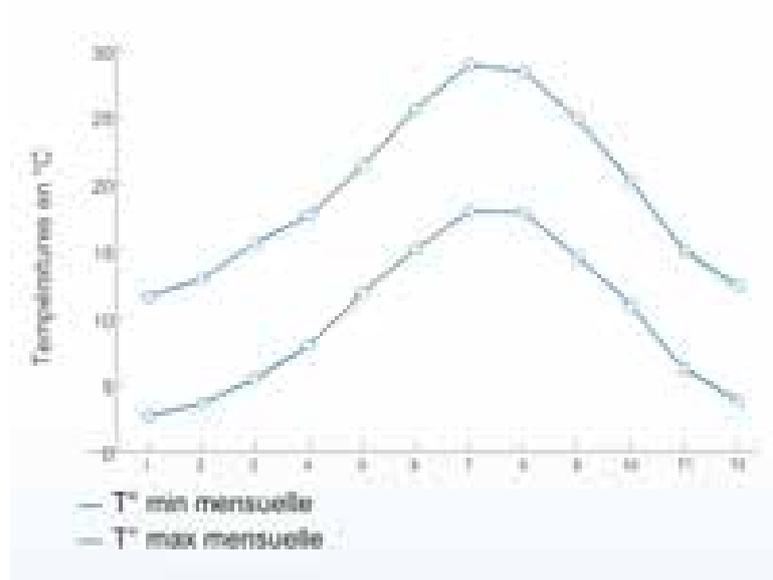
- Les 23 et 24 septembre 1976, une pluie de 300 mm en 6 heures environ près du Pic Saint Loup a provoqué une crue importante du Lez à Montpellier (inondations semblables les 8 octobre 1979 et 25 novembre 1997),
- À l'opposé, la période 1988-1992 a présenté un fort déficit pluviométrique global, le printemps 1997 a aussi connu une sécheresse record avec moins de 50 mm en 4 mois, de février à mai,
- Les 8 et 9 septembre 2002 : de violents orages éclatent sur le Gard, le Vaucluse et l'Hérault, avec des valeurs record de plus de 670 mm à Anduze, et de 500 à 600 mm dans la région d'Alès, sur des cumuls déjà importants dans le nord du département du Gard.

4.1.1.2 Des températures sous influence maritime

La moyenne des températures relevées à la station météorologique de Montpellier (Fréjorgues) est haute par rapport à la moyenne française. Les extrêmes sont tempérés dans le secteur par la présence des étangs et l'action estivale de la brise de mer.

Sur la période 1981 – 2010, la température moyenne mensuelle est de 18,9 °C, et la température moyenne mensuelle maximale est de 29,3 °C.

Figure 2 : Températures à Montpellier – normales mensuelles 1981 - 2010 (Source Météo France)

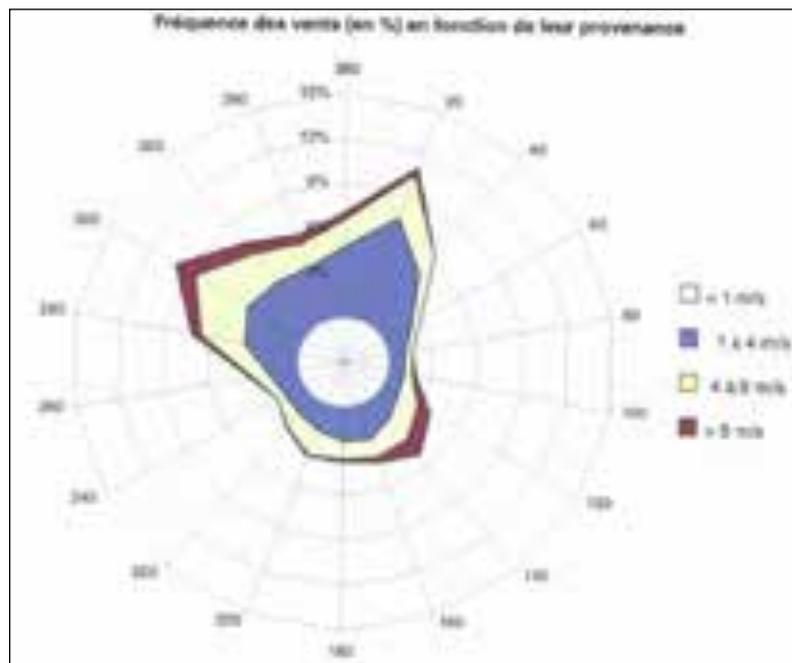


L'évolution annuelle des températures présente de faibles amplitudes thermiques en raison de l'influence maritime.

4.1.1.3 Des vents dominés par le Mistral et la Tramontane

Le diagramme ci-dessous établi à la station de Montpellier-Fréjorgues, située à proximité du projet, est représentatif du régime des vents de l'agglomération montpelliéraine et du secteur du projet.

Figure 3 : Régime des vents sur la région montpelliéraine



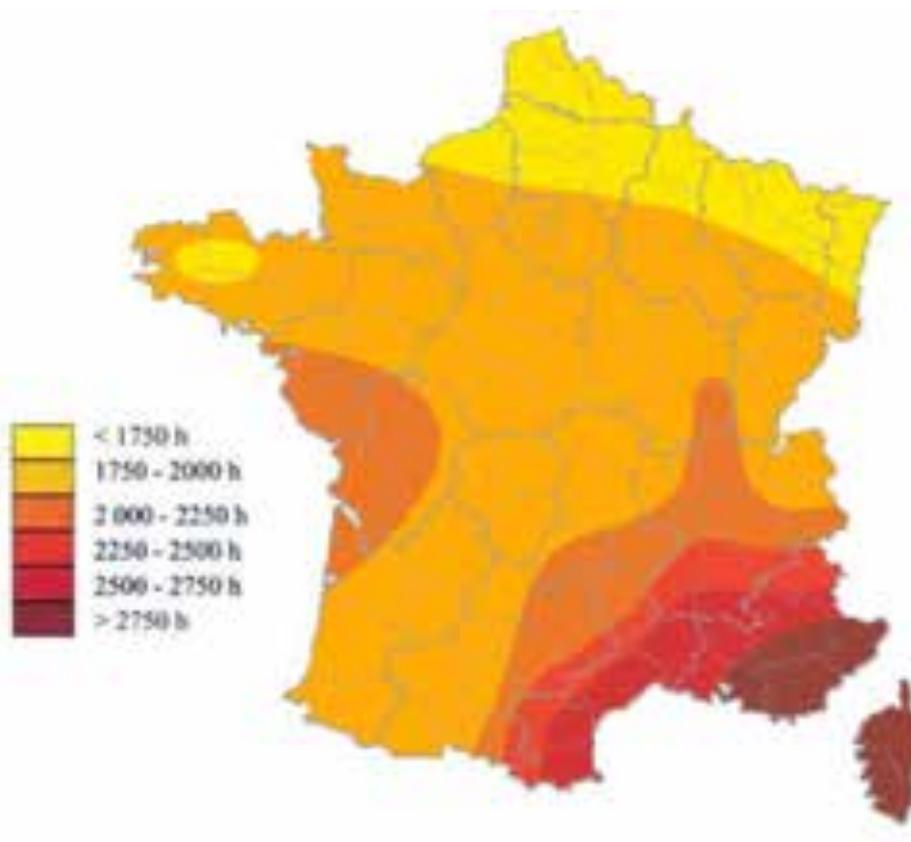
- La plaine languedocienne est située entre les deux principaux couloirs ventés qui accueillent la Tramontane du côté Sud-Ouest et le Mistral dans la vallée du Rhône, vents d'origine continentale relativement secs, froids l'hiver et chauds l'été,
- La Tramontane, de direction Nord-Ouest Sud-Est, fréquente toute l'année, est générée par la même situation synoptique que le Mistral. Ce vent représente 29 % des directions dont moins de 4 % de vent fort (> 8 m/s),
- Le Mistral, de direction Nord-Est Sud-Ouest, est fréquent en hiver. A Montpellier, il concerne 27 % des vents dont moins de 1 % de vent fort (> 8 m/s),
- Le Marin, de direction Sud-Est Nord-Ouest souffle fréquemment l'été. Il trouve son origine dans la formation d'une dépression sur le Golfe de Gascogne. C'est un vent assez fort venant de la Méditerranée, très humide et doux.

Le nombre de jours de vent fort d'intensité supérieure à 16 m/s, est en moyenne de 46 par an. Les mois respectivement les moins et les plus ventés sont août et avril.

4.1.1.4 Un fort ensoleillement et un potentiel énergétique important

L'ensoleillement annuel de l'aire d'étude est l'un des plus importants de France, appartenant à la seconde zone la plus ensoleillée de l'Hexagone, derrière la région PACA et la Corse. Le nombre d'heures d'ensoleillement y est compris entre 2 500 et 2 750 heures à l'année.

Figure 4 : Nombre d'heures d'ensoleillement annuel, Source ADEME



Le potentiel énergétique moyen en kwh thermique par an et par m² de l'aire d'étude est compris entre 1 620 et 1 760 kwh/an/m², soit la seconde zone après l'extrême Sud-Est du pays et la Corse.

Le climat de l'aire d'étude fait état d'évènements pluviométriques parfois importants et brusques responsables de fortes inondations et présente un potentiel énergétique important lié à un fort ensoleillement.

4.1.2 La Mosson

4.1.2.1 Contexte géographique (Source : INGEROP 2011)

Le point le plus haut du bassin est situé au Nord, entre Viols-le-Fort et Saint-Martin-de-Londres à 530 m NGF (montagne de la Celette), mais les sources de la Mosson se trouvent sur la commune de Montarnaud à une altitude de 150 m NGF.

Le relief du bassin versant est peu marqué, avec un dénivelé total de l'ordre de 500 m.

De par leur structure et leur pente peu marquée, les terrains drainés par le cours de la Mosson présentent un caractère relativement perméable.

D'une longueur de 38 km environ, ce cours d'eau possède 2 exutoires : le Lez et l'Etang de l'Arnel, au niveau de la commune de Palavas-les-Flots.

Le bassin versant est limité au Nord-Ouest par la vallée de l'Hérault et à l'Est par la vallée du Lez. Au niveau de Montpellier, la limite du bassin versant tracée sur la figure suivante diffère légèrement du tracé habituel. Cette modification correspond à un tracé plus précis de la limite du bassin versant urbain du Lantissargues (Etude BCEOM 2003), qui n'intègre pas la partie sud du centre-ville de Montpellier (bassin versant du Lez).

Au sud, le massif de la Gardiole forme une barrière que la Mosson franchit par des gorges avant de rejoindre ses exutoires (Lez et Etang de l'Arnel).

Son bassin versant topographique est estimé à 390 km² environ au niveau de sa confluence avec le Lez, mais la partie amont (ruisseau de l'Arnède, 75 km²) semble alimenter un réseau karstique complexe et n'apporter qu'une contribution partielle (19 km² environ, d'après « *Etude des zones inondables de la Mosson* », SIEE, 1995) aux débits de ruissellement du bassin versant global.

Par ailleurs, son bassin versant hydrogéologique est mal connu, mais il est certain qu'il joue un rôle de réservoir déterminant, en particulier en période de crue.

La Mosson reçoit plusieurs affluents qui sont majoritairement situés en rive droite. On peut ainsi citer les principaux :

- Le Rieumassel,
- Le Lassédon,
- Le Coulazou,
- Le Lantissargues,

- Le Rondelet,
- Le Rieucoulon

Le bassin versant de la Mosson est présenté sur la figure en page suivante.

Figure 5 : Bassin versant de la Mosson (Source INGEROP 2010)



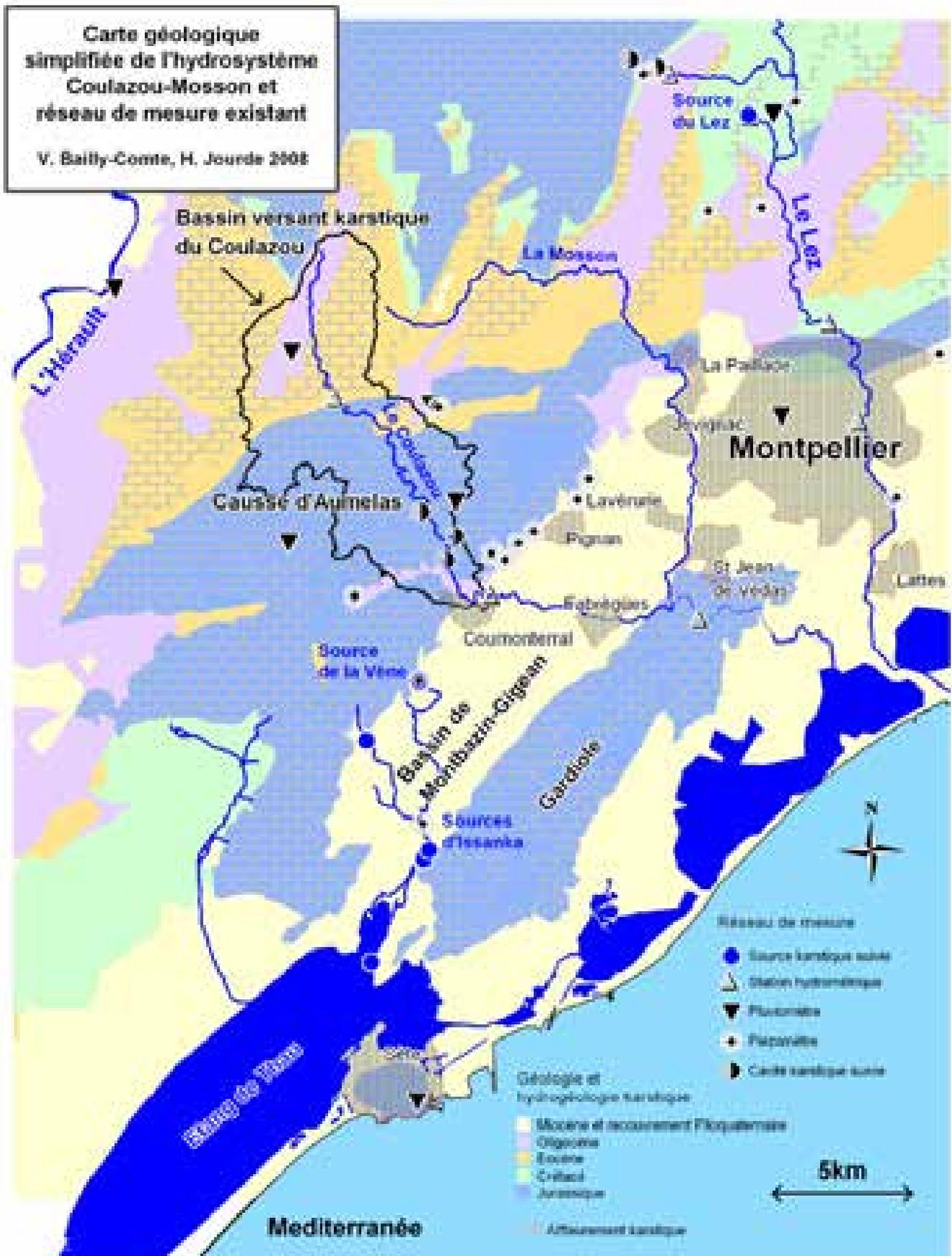
4.1.2.2 Contextes géologique et hydrogéologique (Source : INGEROP 2011)

Le bassin versant de la Mosson comprend cinq unités structurales conditionnées par des accidents majeurs :

- Au Nord, les causses de Viols-Le-Fort sont constitués par des plateaux calcaires jurassiques fracturés et profondément karstifiés. Le réseau hydrographique, très peu structuré à la limite Nord du bassin, s'organise vers le Sud autour de l'Arnède et du ruisseau de Garonne : si le bassin versant total de l'Arnède est de 76 km², seuls 19 km² dans sa partie aval contribuent à la genèse des crues, même rares, la surface restante donnant lieu à des infiltrations dans la nappe souterraine,
- Au Sud de cette région, un ensemble de failles parallèles et de synclinaux orientés Nord-Est – Sud-Ouest définit des fossés d'effondrement dont le remplissage se compose de sédiments limono-argileux d'âge oligocène (fossés de Montarnaud, la Boissière et de Saint-Gély-du-Fesc) : il s'agit du bassin amont de la Mosson et du Coulazou, ainsi que celui du Pézouillet, de la Balajade et du Rieumassel,
- Le centre du bassin est traversé d'Ouest en Est par « le pli de Montpellier », structure chevauchante qui affecte la région sur plusieurs dizaines de kilomètres. Les formations jurassiques, essentiellement calcaires, reposent anormalement sur des terrains plus récents de l'éocène (vitrolliens). Sur le bassin, le pli suit approximativement une ligne Ouest-Est entre Saint-Paul et Valmalle et Grabels. Cette zone est le siège de pertes bien connues qui alimentent les écoulements souterrains et resurgissent au niveau de sources (Issanka, Vise). Ces pertes engendrent des débits nuls en période sèche. Cette structure affecte le cours moyen du Coulazou et de la Mosson, le cours amont du Lassédon et du Valat de la Fosse et celui du Courpouiran,
- Entre cette zone plissée et le massif de la Gardiole, s'étend le bassin de Gigean (en plaine de Fabrègues) : couloir de 5 à 6 km de large. Ce fossé d'effondrement orienté Nord-Est – Sud-Ouest, comblé au Miocène par des formations principalement marneuses, présente quelques affleurements gréseux, qui déterminent un paysage de collines. Cette structure affecte le cours aval du Coulazou et de la Mosson, du Lassédon et de la Fosse, celui du ruisseau de Brue et du Rieucoulon,
- Le massif de la Gardiole constitue la limite Sud du secteur d'étude. Ce karst jurassique, constitué de formations calcaires particulièrement chahutées par la tectonique renferme un karst noyé dont l'alimentation reste encore mal définie.

La carte géologique schématique du bassin versant de la Mosson est présentée sur la figure en page suivante.

Figure 6 : Carte géologique du bassin versant de la Mosson (Source INGEROP 2011)



4.1.2.3 Occupation du sol (Source : INGEROP 2011)

L'occupation du sol sur le bassin versant est intimement liée aux caractéristiques géologiques et structurales :

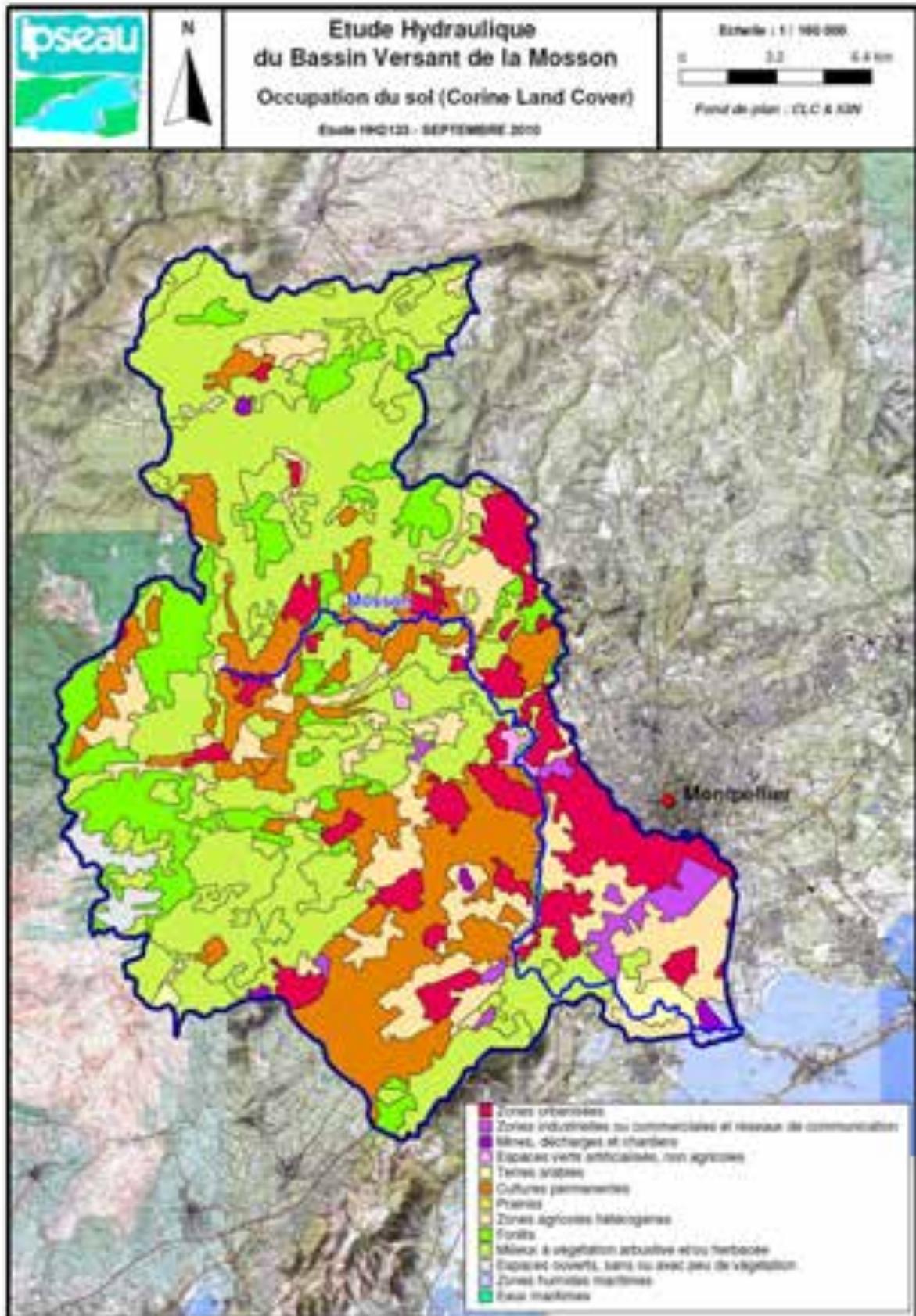
- La partie Nord du bassin (Arnède et ruisseau de Garonne), au relief marqué est couverte de maquis dont le chêne vert constitue la principale essence,
- plus au Sud, les dépressions (correspondant à des synclinaux ou à des fossés d'effondrement) sont occupées essentiellement par la culture de la vigne (bassin amont de la Mosson et du Coulazou, ainsi que celui du Pézouillet et du Rieumassel),
- À hauteur du « pli de Montpellier », les entablements calcaires supportent une végétation plus basse de type garrigue ; cette unité morphologique affecte le cours d'eau moyen du Coulazou et de la Mosson, le cours amont du Lassédon et de la Fosse ainsi que celui du Courpoiran,
- La plaine de Fabrègues au Sud, constitue le principal pôle d'activités : la vigne occupe 90 % des terres cultivables. Les villages situés à proximité de Montpellier (Juvignac, Saint-Georges-d'Orques, Pignan, Saussan, Fabrègues, Lavérune, Saint-Jean-de-Védas, Lattes) connaissent une urbanisation croissante. Cette unité morphologique concerne le cours aval du Coulazou et de la Mosson, du Lassédon et de la Fosse, celui du ruisseau de Brue et du Rieucoulon,
- Au Sud, garrigues et maquis couvrent le massif de la Gardiole, classé en site protégé,
- Dans la basse vallée de la Mosson (plaine de Lattes et Villeneuve-lès-Maguelone), l'occupation du sol est principalement composée de cultures, de vignes, de friches et de zones d'habitat diffus.

La base de données CORINE LAND COVER (données 2006) donne les valeurs suivantes en terme d'occupation du sol :

Tableau 2 : Occupation du sol (Source Corine Land Cover 2006)

Type d'occupation	BV de la Mosson (S = 390 km ²)	
	S (km ²)	%
Zones urbanisées - Zones industrielles ou commerciales et réseaux de communication	48	12.3%
Espaces verts artificialisés, non agricoles	1.3	0.3%
Terres arables - Cultures permanentes	67.5	17.3%
Prairies - Zones agricoles hétérogènes	54.2	14%
Forêts	41	10.5%
Milieux à végétation arbustive et/ou herbacée	172	44.1%
Espaces ouverts, sans ou avec peu de végétation - Mines, décharges et chantiers	6.0	1.5%

Figure 7 : Carte d'occupation du sol



4.1.2.4 Réseau hydrographique (Source : INGEROP 2011)

Le bassin versant de la Mosson a été découpé en sous bassins versants en fonction des principaux affluents.

Le tableau de la page suivante présente les caractéristiques principales des affluents et les communes situées sur leur bassin versant. Ces données sont issues de l'analyse bibliographique et ont été complétées ou actualisées. Le tracé des sous-bassins versant est présenté sur la figure n° 8.

La Mosson reçoit plusieurs affluents qui sont majoritairement situés en rive droite. Les principaux sont les suivants :

- La Garonne,
- L'Arnède,
- Le Pézouillet,
- Le Rieumassel,
- Le Valat de la Fosse,
- Le Lassédon,
- Le Rieutort,
- Le Coulazou,
- Le ruisseau de la Brue,
- Le Lantissargues,
- Le Chaulet,
- Le Rondelet,
- Le Rieucoulon.

On notera que la partie amont du sous bassin versant du ruisseau de l'Arnède ne semble pas contribuer aux débits de ruissellement, même lors de fortes crues (Etude hydraulique et conception d'un système d'alerte de crues, SIEE, 1997).

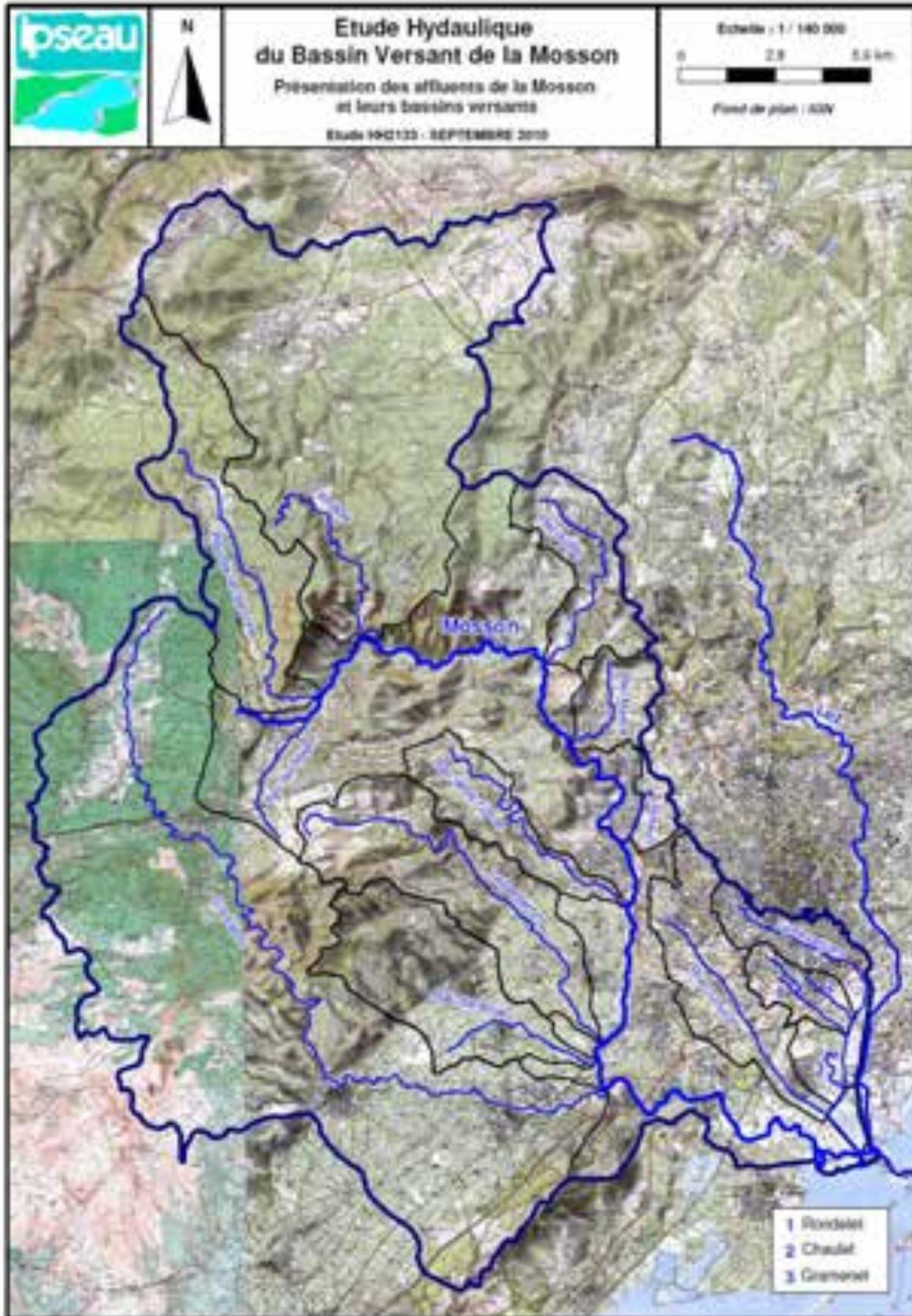
On retiendra donc que la superficie de contribution aux débits de ruissellement sera de 334 km².

Le tableau de la page suivante présente donc les caractéristiques de la totalité du bassin versant théorique de l'Arnède (75 km²), et les caractéristiques du bassin versant participant réellement au ruissellement et aux apports vers le ruisseau (19 km²).

Tableau 3 : Caractéristiques des principaux affluents de la Mosson

	N° nœud	Superficie km ²	Longueur km	Pente moyenne %	Pente pondérée %	Cote exutoire (mini) m	Cote maxi m	Zones urbanisées traversées m
Le Coulazou	9	86	30	0.7	0.6	10	228	Cournonterral, Fabrègues
Le Rau du Brue	8	23.6	9.8	1.8	1	15	192	Saussan
Le Rau de la Fosse	6	8.7	8.9	1.4	1.3	28	155	Juvignac, St Georges d'Orques
Le Rau de Massel	4	5.3	3.5	2.4	0.9	53	138	Grabels
Le Pézouillet	3	10.7	7.2	2.8	1.4	65	266	St Gely du F esc
L'Arnède (BV topographique)	2	75.8	18.5	2.2	1.2	80	494	Montarnaud
Le Rieu Coulon	10	27.6	9.2	0.9	0.6	1	80	Montpellier, Lattes
Le Rondelet - Le Chaulet	12	4.0	3.6	1.1	0.8	2.5	40	Montpelliler, Lattes
Le Lantissargue	11	13.4	10.5	0.6	0.3	1	65	Montpellier, Lattes
Le Rau de Garonne	1	22.7	14.4	2.6	1.5	100	470	Montarnaud
Le Lasséderon	7	22.5	13	1.5	0.9	15	206	Lavérune, St Georges d'Orques
Le Rieutort	5	2.1	2.9	2.1	1.2	40	100	Montpellier
L'Arnède (BV drainé)	2	19	7.5	2	1.2	80	200	Montarnaud

Figure 8 : Carte des sous-bassins versants



Les caractéristiques du bassin versant au droit et de part et d'autre de la zone d'étude sont les suivantes :

Tableau 4 : Caractéristiques de la Mosson au droit et de part et d'autre de la zone d'étude

Localisation	Surface du BV (km ²)	Périmètre (km)	Longueur (km)	Pente pondérée (mpm)
Grabels	142.7	59	20	0.0113
Juvignac (RN109)	161.4	68	26	0.0098
St Jean (RN113)	200	85	32	0.0085
Ligne ferroviaire Tarascon - Sète	330	104	43	0.0065

Tableau 5 : Caractéristiques des principaux affluents de la Mosson au droit et de part et d'autre de la zone d'étude

Cours d'eau	Surface drainée (km ²)	Longueur (km)	Pente moyenne (%)	Pente pondérée (%)
Ruisseau de la Fosse	8,7	8,9	1,4	1,3
Rieumassel	5,3	3,5	2,4	0,9
Pézouillet	10,7	7,2	2,8	1,4
Rieutort	2,1	2,9	2,1	1,2

4.1.2.5 Débits de crue – Rappel d'hydrologie (Source INGEROP 2011)

4.1.2.5.1 Stations hydrométriques

■ Station hydrométrique de la Lauze

La station de mesures de hauteurs d'eau de la Lauze se situe 120 m à l'aval du pont autoroutier de l'A9, au niveau de l'ancien moulin de la Rasse. Gérée par la DREAL Occitanie, elle draine un bassin versant de 306 km².

Sa mise en service date du 01/10/1980. La station dispose de 41 années d'observation, cependant :

- 8 années sont incomplètes : de 1989 à 1992, 2001, 2003 à 2005,
- 1 année ne présente aucun enregistrement : 2002.

Les appareils de mesure ont été endommagés par la crue du 10 au 13 décembre 2002, ce qui a conduit le gestionnaire à déplacer le local technique au-dessus des Plus Hautes Eaux.

Quatre-vingt-douze jaugeages ont été réalisés à la station mais très peu en période de crues.

Le débit le plus important jaugé est de 124 m³/s pour une hauteur de 3.50 m à l'échelle le 20/01/1988.

En 2003, les données disponibles à la station ont été reconstituées par le gestionnaire à partir de la courbe de tarage à la station, malgré une hauteur d'eau mesurée à l'échelle (5.16 m) largement supérieure à la limite de validité de la courbe.

La station a été submergée lors de la crue d'Octobre 2014.

■ Stations du système d'alerte de Montpellier

Dans le cadre des travaux d'extension du stade de la Mosson, réalisés en prévision de la coupe du monde de football de 1998, des mesures de protection contre les crues de la Mosson ont été mises en place par la ville de Montpellier.

Une étude réalisée par SIEE en 1997 a permis de définir l'emplacement de stations de télémessure constituant le système d'alerte. L'étude a abouti à la mise en place de 3 stations d'alerte implantées sur les sites suivants :

- Stade de la Mosson, en rive gauche sur le quai en amont du seuil de Caunelle,
- « Le château » sur le parement aval de la RD102 à Grabels, Bel-Air,
- « Mont Redon », section naturelle du cours d'eau, RD127 - RD102 au Nord de Grabels, 300 m en aval de la confluence avec le Pézouillet.

Ces stations sont localisées sur le plan de situation ci-dessous.

Figure 9 : Stations du système d'alerte de Montpellier



La station de Mont Redon, depuis sa mise en place, a connu de nombreux dysfonctionnements. Elle n'est d'ailleurs plus utilisée aujourd'hui par les services de lutte contre les inondations de la ville de Montpellier.

Seules les stations du Château à Grabels et du stade de la Mosson ont été conservées.

4.1.2.5.2 Pluviométrie sur le bassin versant de la Mosson

Les précipitations de courtes durées – quelques minutes à quelques heures – constituent des données fondamentales lorsqu'il s'agit de prévoir le comportement de petits bassins versants sensibles aux précipitations orageuses intenses mais de durée relativement courte, ce qui est le cas sur l'Arc Méditerranéen.

Malheureusement, ces données ne sont disponibles qu'en un petit nombre de postes d'observation, équipés de pluviographes ou de stations automatiques. Elles demandent souvent à être nuancées ou critiquées car elles ne sont pas toujours les plus représentatives (altitude, exposition, ...) du secteur d'étude.

Le poste pluviométrique situé sur le bassin versant de la Mosson, disposant d'une longue période d'observation (51 années d'observation), est le poste de Montpellier Bel-Air :

Tableau 6 : Quantiles de pluies – station de Montpellier Bel-Air (1920 – 1971)

Durée	Période de retour						
	1 an (mm)	2 ans (mm)	5 ans (mm)	10 ans (mm)	30 ans (mm)	50 ans (mm)	100 ans (mm)
15 min	11	15.0	18.5	22.0	30	33	36
30 min	17	22.0	27.0	34.0	46	52	57
1 h	23	39.0	39.0	48.0	65	72	82
2 h	33	41.0	53.0	67.0	90	101	116
4 h	42	53.5	70.0	88.0	119	133	154
6 h	49.5	62.0	81.5	101.0	135	151	174
12 h	58	76.0	100.0	121.0	162	178	209
24 h	70	91.0	123.0	147.0	196	221	262

À proximité on trouve le poste pluviométrique de Montpellier-Fréjorgues (aéroport) mais qui n'est pas situé sur le bassin versant de la Mosson et qui comporte une chronique de données de 30 années seulement.

Les quantiles de pluies pour les différentes périodes de retour sont précisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7 : Quantiles de pluies – station de Montpellier Fréjorgues (1939 – 1999)

Durée	Période de retour				
	5 ans (mm)	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
6 min	13.4	16.1	18.7	22	24.5
12 min	22.6	27.2	31.6	37.2	41.5
30 min	33.1	39.6	45.9	54	60.1
1 h	46.9	56.5	65.7	77.6	86.5
2 h	61.9	75.5	88.6	105.5	118.2
3 h	69.4	84.7	99	118	133
6 h	85.1	104.4	123	147	165
9 h	93.7	114.7	135	161	181
12 h	99.8	122.4	144	172	193
24 h	117.4	141.7	165	195	218

Si l'on compare les 2 stations, on peut voir que les quantiles à la station de Bel-Air sont plus forts pour les grandes périodes de retour. En revanche, pour les événements pluvieux courants, les quantiles à la station de Fréjorgues sont supérieurs.

Les données pluviométriques locales utilisées par INGEROP en 2011 sont les données issues de la méthode SHYREG développée par le CEMAGREF en collaboration avec METEO FRANCE, basée sur une analyse statistique régionale des pluies à partir des postes d'observations. Cette analyse permet de lier les caractéristiques de la pluie aux variables géographiques du site d'étude (altitude, distance aux crêtes, ...) pour plusieurs durées d'évènements (de 1 h à 72 h) et pour différentes périodes de retour (2 à 100 ans), avec une maille de 1 km².

On peut comparer la hauteur moyenne de précipitation centennale, de durée 24 h, obtenues par la méthode SHYREG, au niveau de la station de Montpellier Bel-Air, avec les données à la station.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 8 : Quantiles de pluies issues de la méthode SHYREG

Pluie	Bel-Air (mm)	SHYREG au niveau de Bel-Air (mm)
Pm 10 1h	48	52.8
Pm 10 2h	67	65.6
Pm 10 24h	147	178.4
Pm 100 1h	82	88.6
Pm 100 2h	116	105
Pm 100 24h	262	317.8

Pour un événement court (durée inférieure à 1 h), les écarts entre les données ajustées à la station et les données obtenues par la méthode SHYREG restent inférieurs à 10%. Autour de la durée 2 h en revanche, les valeurs SHYREG sont inférieures aux statistiques de la station. La tendance s'inverse pour des durées plus longues, les quantiles SHYREG redeviennent plus forts que ceux de Bel-Air. Pour un événement de durée 24 h, les écarts augmentent et atteignent 20% environ. Dans les 2 cas, l'approche SHYREG a tendance à majorer les quantiles de pluies, et donc à attribuer des périodes de retour plus faibles à des événements pluvieux observés.

Le tableau présenté ci-dessous montre pour l'évènement pluvieux de décembre 2003 (cumul de 207 mm en 24 h enregistré à la station de Bel-Air), les périodes de retour correspondantes en fonction des données à la station et des estimations issues de la méthode SHYREG.

Tableau 9 : Evènement pluvieux du 3 décembre 2003 – Evaluation de la période de retour

Durée	Evènement pluvieux du 3 décembre 2003		
	H (mm)	T (années)	
		Bel Air	SHYREG
12 min	17.2	5<T<10	-
18 min	22.8		

24 min	28.6		
30 min	30	5<T<10	-
1h	53.8	10<T<30	10
2h	95.8	30<T<50	50
3h	115.6		
4h	125.6	30<T<50	50
5h	139		
6h	150.4	50	50
7h	153.8		
8h	160.8		
9h	169.4		
10h	178.4		
11h	186.8		
12h	190.8	50<T<100	30<T<50
13h	199.8		
14h	205.6		
15h	207.2		
16h	207.6		

On constate qu'au bout d'une heure, le cumul de 53.8 mm correspond à un orage de période de retour comprise entre 10 et 30 ans d'après la station Bel-Air alors qu'il serait décennal avec SHYREG.

Pour 2 h et 4 h, les cumuls correspondent à un évènement cinquantennal avec SHYREG, un peu inférieur avec Bel-Air. La tendance s'inverse à 6 h, et pour 12 h, la caractérisation de l'évènement pluvieux donne une intensité supérieure à la cinquantennale par SHYREG, supérieure à la centennale pour Bel-Air.

Dans le cadre de cette étude, on retiendra les quantiles issus de la pluie SHYREG, dont la méthode de détermination est plus fiable et plus robuste dans le temps que les ajustements statistiques obtenus au niveau des stations pluviométriques.

En effet, ces estimations sont issues de simulations de longues chroniques de pluie à l'aide d'un générateur stochastique de pluies horaires, à une échelle régionale (mailles de calculs de 1 km²). Elles tiennent compte dans les calculs des 3 paramètres significatifs des 2 812 postes pluviaux métropolitains.

Les simulations sont réalisées sur 11 zones homogènes, pour 2 saisons « été » et « hiver », à l'aide de prédicteurs géographiques tels qu'altitude, distances (à la mer, aux lignes de crêtes...) et composantes principales de relief.

Pour l'étude, les quantiles de pluies SHYREG ont été récupérés en 3 points uniformément répartis sur le bassin versant de la Mosson. Le gradient des pluies a été reconstitué sur tout le bassin versant de la Mosson à partir des isohyètes par pas de 50 mm fournies par METEO-France et le CEMAGREF.

4.1.2.5.3 Modélisation Pluie-Débit

L'étude hydrologique du bassin versant de la Mosson menée par INGEROP a mis en œuvre un modèle pluie-débit sous HEC-HMS pour l'estimation des hydrogrammes et débits de référence. Celui-ci couvre le bassin versant de la Mosson jusqu'à la station hydrométrique de la Lauze.

L'importance de la prise en compte du réseau karstique dans le modèle a été mise en évidence par le rapport sur la « *Conférence sur l'estimation du débit centennial du Lez à Montpellier* ». Toutefois, au regard des difficultés liées à la modélisation des écoulements pluie / karst / écoulement de surface, l'étude du bassin versant de la Mosson a fait le choix de s'appuyer sur :

- La caractérisation des sous-bassins versants par la méthode du SCS tenant compte de la couverture des sols et de la nature plus ou moins karstique du sous-sol,
- Un modèle météorologique construit sur la base des données collectées aux stations (cf. ci-dessous),
- Une loi de récession (loi exponentielle) calée pour chaque événement pluvieux, qui permettra de modéliser le fonctionnement du karst.

Le modèle pluie-débit a été calé sur les événements suivants, pour lesquels des informations de niveaux ou de débits étaient notamment disponibles en aval du modèle (station de la Lauze) :

- 3 orages successifs en 1994 :
 - Du 19 au 20 octobre 1994,
 - Du 27 au 28 octobre 1994,
 - Du 3 au 5 novembre 1994,
- Crue du 1^{er} au 4 décembre 2003.

Les hyétoigrammes correspondants à ces événements ont été obtenus aux stations pluviométriques de Prades-le-Lez, Gignac, Montpellier-Fréjorgues, Saint-Martin-de-Londres et Montpellier-ENSAM. Les données à ces stations ont été moyennées et recalées par homothétie pour le sous bassin versant de la Mosson.

Les hydrogrammes obtenus par le modèle à l'échelle du bassin de la Mosson ont été comparés à ceux observés à la station de La Lauze, permettant de valider le paramétrage du modèle pluie-débit.

À noter que l'hydrogramme de la crue de 2003 a été reconstruit sur la base d'une nouvelle courbe de tarage proposée pour la station de la Lauze (station saturée en crue). Le débit de la Mosson à la Lauze atteint 460 m³/s lors du pic de crue le 3 décembre 2003.

4.1.2.5.4 Débits des crues de référence

Une fois calé, le modèle pluie-débit a été utilisé pour modéliser les crues de projet de période de retour 2 ans, 5 ans, 10 ans, 20 ans, 30 ans, 50 ans et 100 ans.

Les pluies de projet ont été construites à partir des données SHYREG, suivant le modèle de pluie « simple triangle ».

Plusieurs durées de pluie sont testées afin d'identifier la durée la plus pénalisante pour le bassin versant.

La pluie de durée 12 h fournit la plus forte réaction pour des événements de période de retour 2 à 10 ans. Pour des pluies plus rares (occurrence de 20 à 100 ans), c'est la pluie de durée 24 h qui est la plus pénalisante.

Par ailleurs, la forte variabilité de l'état de saturation des sols a conduit à fixer 2 types de conditions initiales :

- Pas de saturation initiale des sols,
- Saturation initiale des sols importante.

D'après l'étude du bassin versant de la Mosson, « la période de retour réelle d'un débit de pointe calculé sur la base d'une pluie centennale, sur bassin versant saturé, est supérieure à 100 ans. A fortiori, la période de retour réelle d'un débit de pointe calculé sur la base d'une pluie centennale, sur un sol non saturé, est probablement inférieure à 100 ans » (rapport d'étude hydrologique, version 8 en date de décembre 2011).

En conclusion, l'étude propose de retenir une valeur moyenne entre les débits obtenus avec ces deux hypothèses pour tenir compte de la variabilité de l'état de saturation du sol.

L'étude du bassin versant de la Mosson propose de retenir une valeur moyenne entre les débits obtenus par ces deux hypothèses.

Tableau 10 : Estimation des débits de la Mosson (Source INGEROP 2011)

	Modèle Pluie - Débit [Sols non saturés ; Sols saturés]		
	T10	T30	T100
Mosson à Grabels (nœud 3.1)	92 m ³ /s [50 ; 135]	147 m ³ /s [95 ; 200]	230 m ³ /s [155 ; 300]
Mosson à Juvignac (nœud 5.1)	110 m ³ /s [60 ; 160]	175 m ³ /s [110 ; 240]	265 m ³ /s [185 ; 345]
Mosson à Lavérune/St Jean de Vedas/ Montpellier (nœud 6.1)	130 m ³ /s [65 ; 195]	190 m ³ /s [120 ; 260]	295 m ³ /s [205 ; 380]
Ruisseau de la Fosse	15 m ³ /s [12 ; 18]	21 m ³ /s [15 ; 26]	30 m ³ /s [21 ; 39]
Rieumassel	14* m ³ /s [13 ; 15]	19* m ³ /s [18 ; 20]	25* m ³ /s [23 ; 27]

4.1.3 Crues historiques

De mémoire d'homme, les crues principales sur le bassin de la Mosson ont été les suivantes :

- 1907 : Le pont ferroviaire à l'aval de la RN 113 a été emporté,
- 1909 : Il reste des repères sur les thermes de Juvignac,
- 1933 : 26-27 septembre, crue générale sur le bassin ayant causé de nombreux dégâts.
Elle correspond à la plus forte crue vécue par des personnes encore en vie.
L'eau arrivait à la mairie de Grabels, passait sur la RN113 (Mas de Chot) et atteignait probablement 8 m NGF au pont de Villeneuve. Le débit estimé à St Jean de Védas (RN 113) par le CETE est de 400 m³/s.

- 1971 : Nombreux repères de crue,
- 1982 : Nombreux repères de crue,
- 1984 : Nombreux repères de crue,
- 1987 : Nombreux repères de crue,
- 1994 : Les plus forts débits semblent avoir été observés à l'aval (pont autoroute – Villeneuve).
- 2002 : Le bassin versant de la Mosson a été fortement touché par l'épisode pluvieux des 10 – 12 décembre 2002 (cumul de pluies de 100 à 250 mm). Outre les dégâts importants engendrés par la rivière (stade de la Mosson, rupture de digues à Maurin et Villeneuve-lès-Maguelone), celle-ci a submergé la station d'hydrométrie installée à St-Jean-de-Védas. La période de retour de l'événement est estimée à 30 ans par la DIREN.
- 2003 : Le débit estimé à La Lauze est de 258 m³/s. Lors de cette crue, les digues de la Mosson ont rompu ou ont été submergées :
 - Brèche en amont du pont ferroviaire Tarascon - Sète au droit du point de retour des eaux de la plaine,
 - Surverse sur plus de 150 m à l'aval du pont ferroviaire Tarascon - Sète avec création de deux brèches.
- Et plus récemment les crues de septembre, octobre 2014 et octobre 2016.

4.1.4 Les crues de septembre et octobre 2014

4.1.4.1 Analyse de la pluviométrie – les expertises du CEREMA

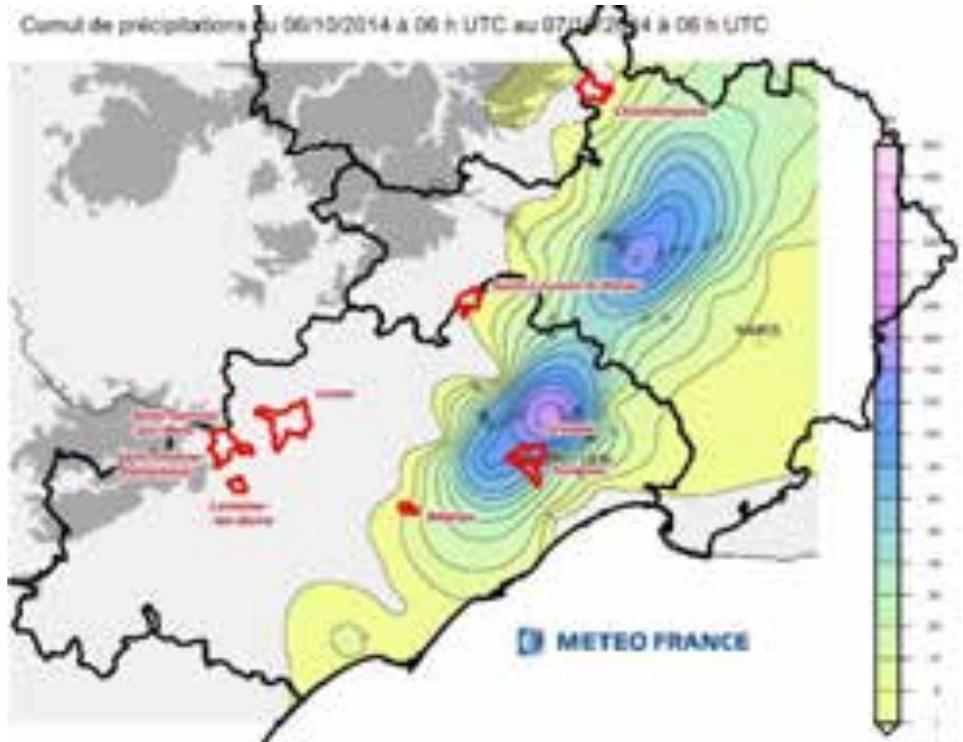
La caractérisation des différents épisodes pluvieux a été produite par le CEREMA en fonction de la pluviométrie RADAR de Météo France, de la base de données SHYREG, des rapports REX des SPC...

L'événement d'Octobre avec une intensité maximale dans la nuit du 6 au 7 octobre 2014 a été précédé des événements du 17 au 19 septembre et du 29 au 30 septembre 2014 est décrit de la manière suivante par Météo France :

Un nouvel épisode de très fortes pluies a concerné une partie du département de l'Hérault dans la nuit du lundi 6 octobre 2014 au mardi 7. La station de Prades-le-Lez, à quelques kilomètres au Nord de Montpellier, a mesuré 262 mm de précipitations (dont 223 mm en 3 h, 95 mm en une heure). Cela représente plus de 2 mois de pluie (normales 1981-2010). Ce cumul dépasse l'ancien record quotidien de précipitations de cette station ouverte en 1979, tous mois confondus.*

De même, d'après les informations issues des données des radars météorologiques, un cumul de pluie du même ordre que celui de Prades-le-Lez aurait concerné l'ouest de l'agglomération, entre Grabels et Juvignac.

Figure 10 : Cumul de précipitations du 06/10/2014 à 06h00 UTC AU 07/10/2014 à 06h00 UTC



Pour analyser le cumul et la dynamique de la pluie sur les différents bassins de Juvignac, le CEREMA a utilisé les deux lames d'eau aux pas du km² disponibles de Météo France :

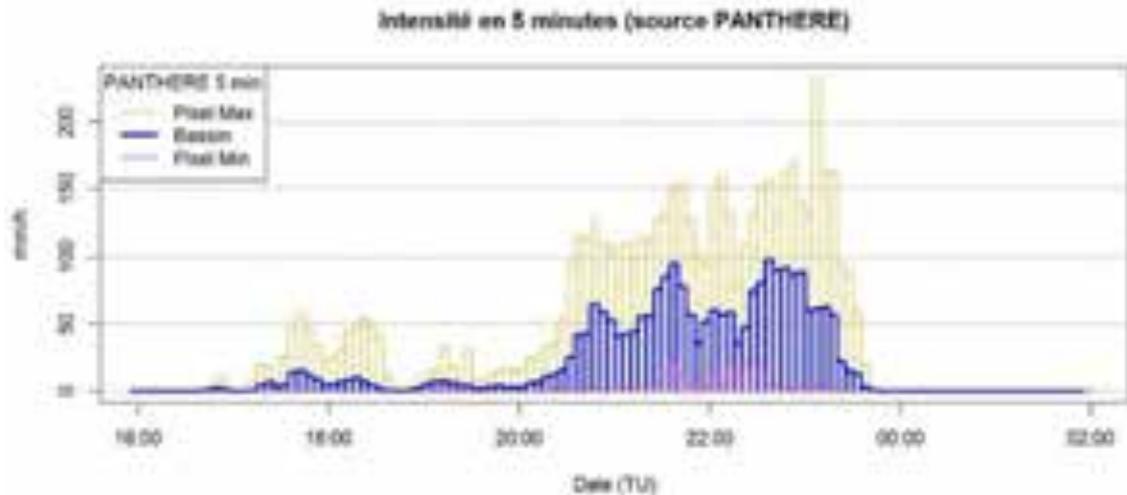
- La lame d'eau radar ANTILOPE temps réel au pas d'1 heure,
- La lame d'eau PANTHERE temps réel au pas de 5 minutes.

Sur la commune de Juvignac, les analyses ont porté sur :

- Le bassin versant du ruisseau de la Combe du Renard situé au Nord de la commune,
- Le bassin versant du ruisseau de la Fosse situé au Sud de la commune,
- L'emprise de la commune de Juvignac,
- Le bassin versant de la Mosson à l'amont de la confluence avec le ruisseau de la Fosse.

L'événement a eu 2 pics de pluie sur le ruisseau de la Combe du Renard et le ruisseau de la Fosse, de 20 h à 22 h et de 22 h à 24 h (UTC) visibles sur la lame d'eau Panthère.

Sur l'emprise de la Commune de Juvignac (figure ci-dessous) les cumuls pluviométriques ont atteint une valeur comprise entre 200 et 220 mm, pour des intensités horaires maximales de l'ordre de 80 mm/h.

Figure 11 : Intensité en 5 minutes – Pluie du 06/10/2014


Le bassin versant de la Mosson a eu une pluie très hétérogène avec un cumul de 70 mm sur le bassin au global et ponctuellement des cumuls de plus de 250 mm sur le secteur Grabels/Juvignac.

La qualification pluviométrique de l'événement pluvieux a été réalisée en comparant les cumuls maximums sur différentes durées avec la base de données SHYREG Pluie développée par Météo France et IRSTEA.

Cette base de données permet d'avoir pour différentes périodes de retour le cumul de pluie sur divers pas de temps.

L'illustration ci-dessus montre pour les différentes durées en abscisse et les cumuls Antilope et Panthère. Ils sont à comparer aux valeurs des pluies SHYREG (non abattues).

Sans aucun abattement de SHYREG, les pluies de bassins sont déjà supérieures aux périodes de retour 100 ans (sauf Panthère 1 h) pour les durées allant de 1 heure à 24 heures.

La qualification de l'épisode pluvieux sur la Combe du Renard et le ruisseau de la Fosse est considérée comme **supérieure à un événement centennal**.

Dans le cadre défini des scénarios par la directive inondation, les pluies seraient considérées comme ayant des probabilités d'occurrence moyenne à faible.

Figure 12 : Qualification de l'événement pluvieux sur la Combe du Renard (CEREMA)

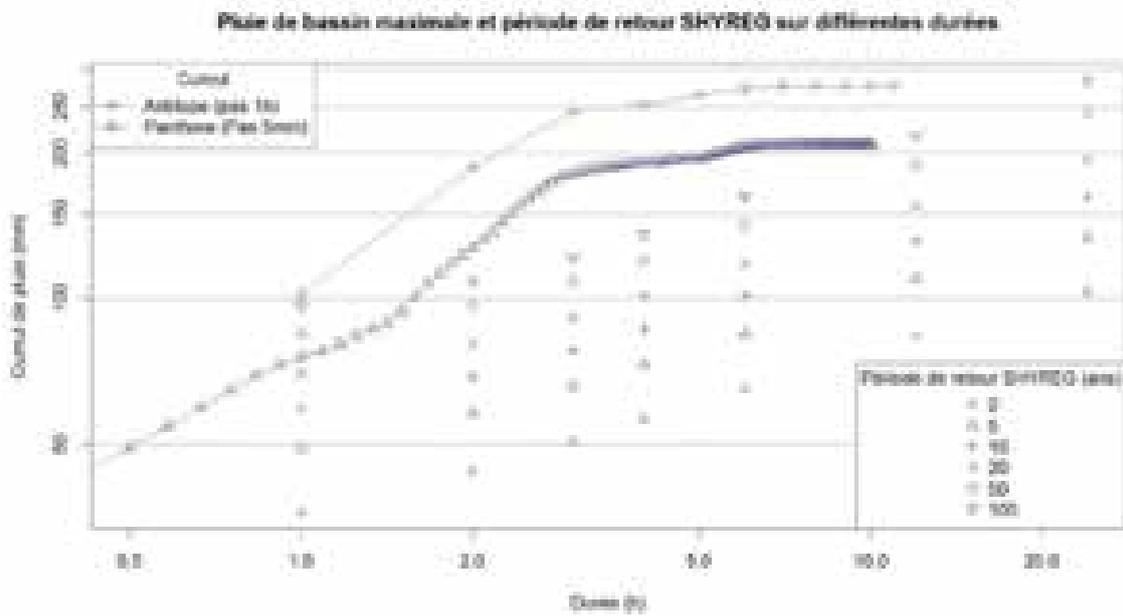
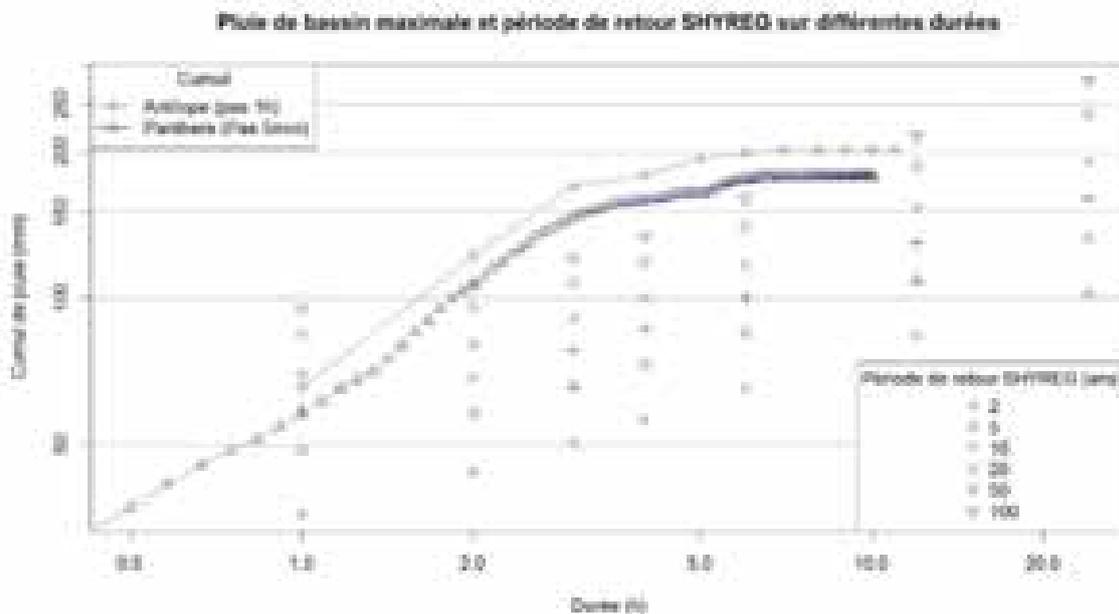


Figure 13 : Qualification de l'événement pluvieux sur le ruisseau de la Fosse (CEREMA)



4.1.4.2 Estimation des débits aux stations hydrométriques

Les enregistrements réalisés lors des événements pluvieux de Septembre et Octobre 2014 sont présentés ci-dessous.

Figure 14 : Limnigramme Octobre 2014 – Station château à Grabels

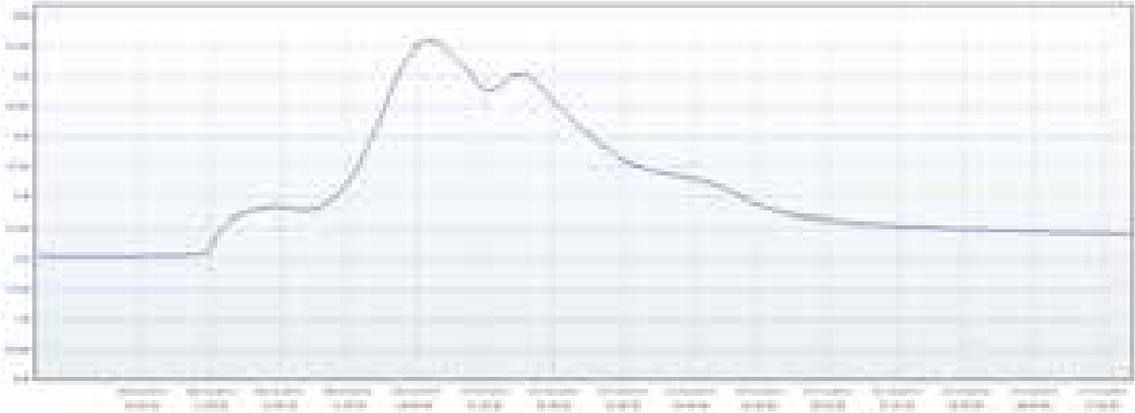
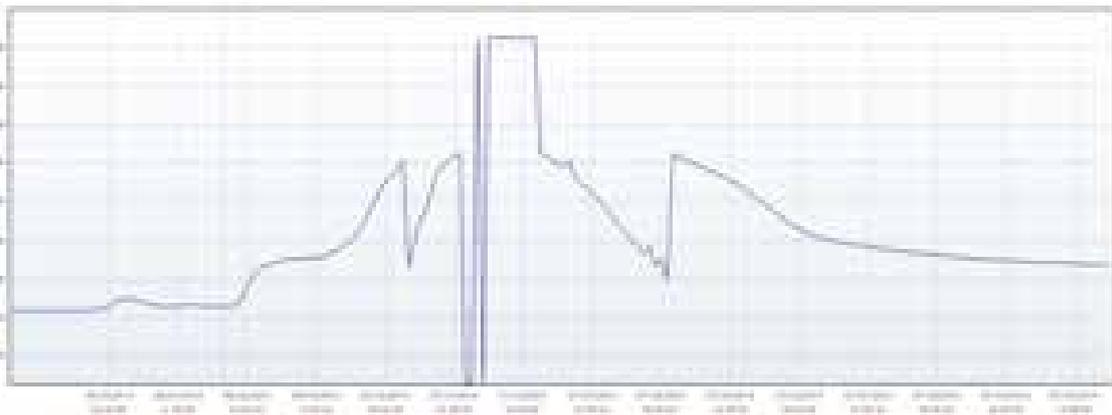


Figure 15 : Limnigramme septembre 2014 – Station château à Grabels



Au droit de la station du château en amont de Grabels, les niveaux observés à la station sont de l'ordre de 5.5 m pour les deux événements.

La station du stade de la Mosson présente des dysfonctionnements dès qu'une hauteur de 4 m est dépassée sur la Mosson, elle n'a donc pas fonctionné correctement pour les événements de Septembre et Octobre 2014.

Figure 16 : Limnigramme octobre 2014 – Station Mosson

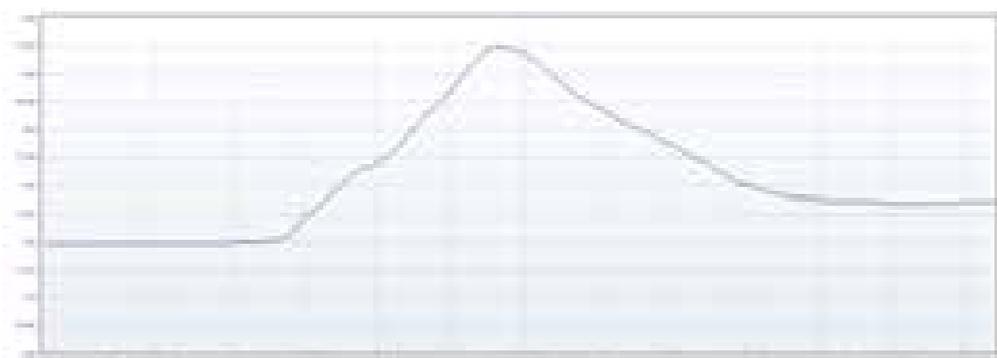
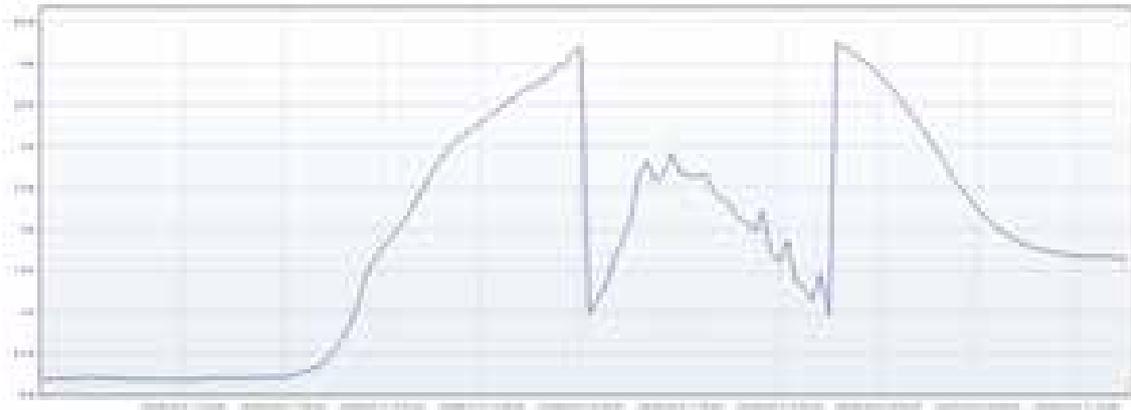
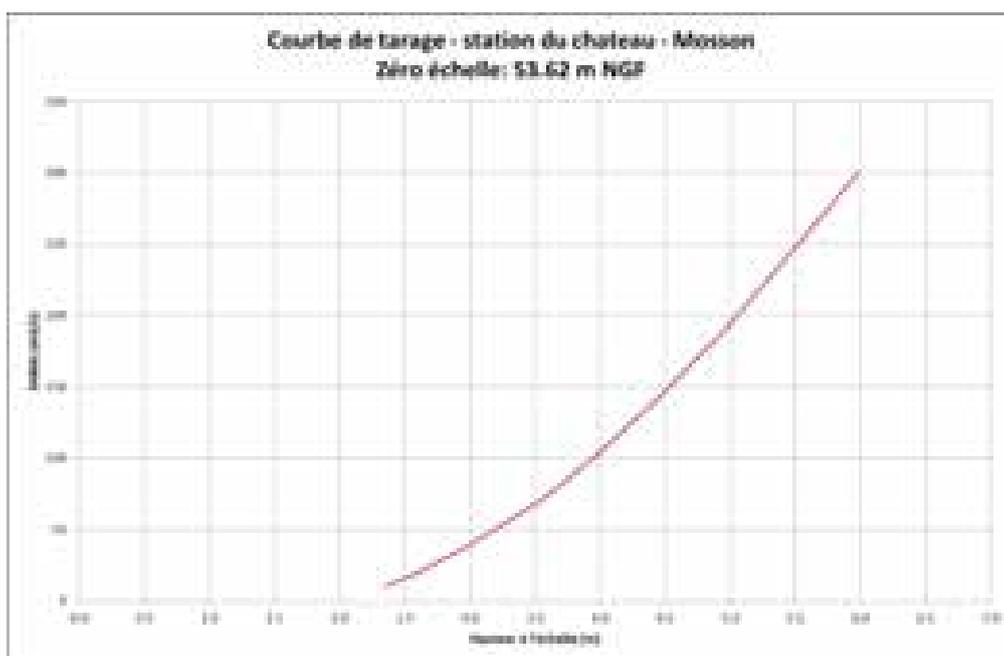
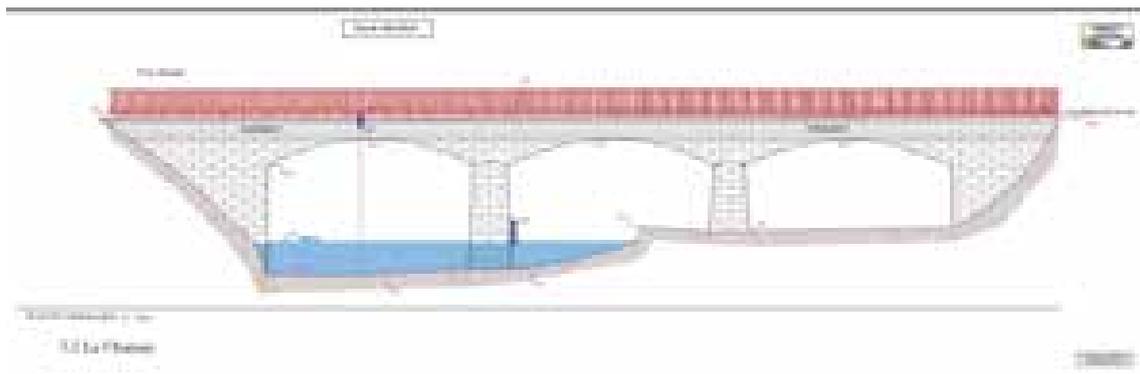


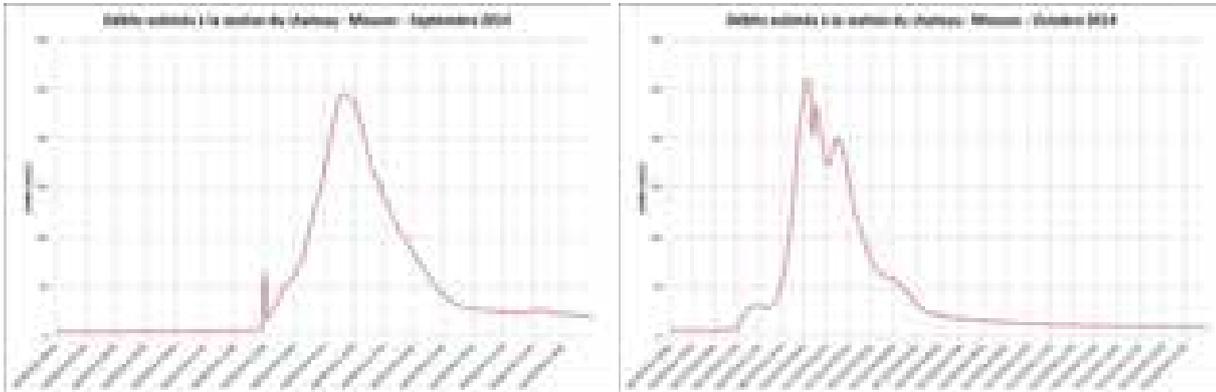
Figure 17 : Limnigramme septembre 2014 – Station Mosson


Dans le cadre de la construction du modèle hydraulique sur la commune de Grabels, une courbe de tarage (hauteur débit) a été calculée à la station du château.

Figure 18 : courbe de tarage – Station du château


De cette courbe de tarage sont déduits les débits de la Mosson au droit de la station du château : ces débits sont de l'ordre de 250 m³/s pour les deux événements de Septembre et Octobre 2014.

Figure 19 : Estimation des débits a la station du château pour les évènements de 2014



4.1.4.3 Modélisation hydrologique

Dans le cadre de l'étude de la Mosson au niveau du stade de la Mosson et de la commune de Juvignac, un modèle hydrologique a été établi sur le bassin versant entre Grabels à l'aval de la confluence avec le Rieumassel et Juvignac à l'aval de la confluence avec le ruisseau de la Fosse.

4.1.4.3.1 Découpage en bassins versants

Le découpage en bassins versants a été réalisé à partir des éléments suivants :

- Courbes de niveau du Scan25 IGN,
- MNT fourni par la métropole de Montpellier,
- Plans des réseaux d'assainissement pluvial issus des études antérieures,
- Reconnaissances de terrain.

Les sous bassins versants ainsi définis sont représentés sur la figure ci-après.

Figure 20 : découpage en bassins versants sur le secteur de Juvignac


Les caractéristiques des bassins versants sont synthétisées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 11 : Caractéristiques des bassins versants

Nom	Surface (ha)	Pente (m/m)	longueur (m)	Coefficient de ruissellement
JUV1	881	0.013	8900	rural
JUV2	51	0.017	1355	0.8
JUV3	35	0.033	703	0.8
JUV4	38	0.030	857	0.8
JUV5	602	0.017	6125	rural
JUV6	158	0.030	2470	rural
JUV7	179	0.040	1320	0.7
JUV8	337	0.017	3300	0.7

Pour les bassins versants ruraux la méthode SCS a été utilisée. Le paramètre S, capacité d'infiltration maximale du sol en début d'épisode dépendant de l'état d'humidité initiale du sol, a été calé dans un premier temps en s'appuyant sur les résultats du calage du modèle hydrologique du Rieumassel et affiné en fonction du calage du modèle hydraulique.

4.1.4.3.2 Calage du modèle hydrologique sur Octobre 2014

La pluie d'octobre 2014 simulée dans la modélisation hydrologique est une pluie interpolée à partir des données radar.

Comme indiqué précédemment, le calage du modèle hydrologique a été réalisé par itération en modifiant la capacité d'infiltration d'une part et en calant le modèle hydraulique sur le secteur de la Mosson à partir des PHE levées suite à l'évènement d'octobre 2014.

Le débit injecté à l'amont du modèle hydraulique pour l'évènement d'octobre 2014 est la somme du débit généré par le bassin versant Juv7 et du débit calculé par le modèle hydraulique à l'aval de la confluence avec le Rieumassel. Le débit de pointe est estimé à 312 m³/s.

La carte suivante présente l'estimation des débits de pointe s'écoulant dans la Mosson lors l'évènement d'octobre 2014 et générant les PHE relevées.

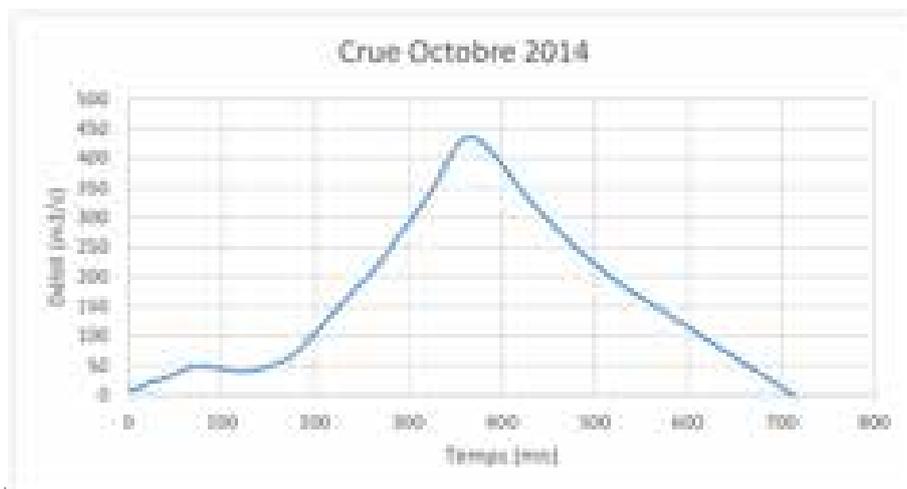
Au total, les débits de la crue d'Octobre 2014 sur la Mosson sont les suivants :

- En amont du stade de la Mosson : 331 m³/s,
- A l'aval de la confluence avec la Combe du renard : 383 m³/s,
- Au droit du pont de la RN109 : 410 m³/s

Ces débits sont supérieurs au débit centennal retenu dans l'étude INGEROP.

La période de retour de la crue d'octobre 2014 peut être estimée en suivant cette extrapolation. Pour cet évènement, la configuration la plus probable est celle de sols saturés dans la mesure où il a fait suite à deux épisodes intenses en septembre (17 au 19 septembre, 29 au 30 septembre). Dans cette hypothèse, **la période de retour du débit de la Mosson à Juvignac pour cet épisode (410 m³/s) peut être estimée à 210 ans.**

Figure 21 : Hydrogramme de la crue de 2014 à Juvignac



Le tableau suivant présente les débits estimés par bassin versant et le débit spécifique associé pour l'évènement d'octobre 2014.

Tableau 12 : Estimation des débits par bassins versants - Mosson

Nom	Evènement Octobre 2014		
	Surface (ha)	Débit (m ³ /s)	Débit spécifique (m ³ /s/km ²)
JUV1	861	37	4.3
JUV2	51	11	21.0
JUV3	25	5	21.5
JUV4	28	6	21.7
JUV5	602	89	14.7
JUV6	158	23	14.8
JUV7	179	33	18.4
JUV8	327	56	17.0

Les débits spécifiques générés par les bassins versants urbains sur Juvignac sont de l'ordre de 21 m³/s/km².

Le bassin versant du ruisseau de la Fosse génère un débit spécifique faible par rapport aux autres bassins versants. Cependant, le débit de pointe correspond à une période de retour centennale si l'on s'appuie sur les estimations de l'étude INGEROP.

On observe des apports importants générés par les bassins versants du ruisseau de la combe du Renard et du Rieutord, supérieurs au débit centennal estimé dans l'étude INGEROP.

4.1.4.4 Récapitulatif des débits de pointe et hydrogrammes de crue

Tableau 13 : Tableau récapitulatif des débits de pointe de la Mosson à Juvignac

Période de retour (ans)	Débit de pointe (m ³ /s)	Source
10	110	Ingérop 2011
30	175	Ingérop 2011
50	215	Extrapolation Egis 2021
100	265	Ingérop 2011
(2014) - 210	410	Egis 2015
375	460	Extrapolation Egis 2021
500	485	Extrapolation Egis 2021
(2014 + 50 cm)	520	Extrapolation Egis 2021
1 000	545	Extrapolation Egis 2021

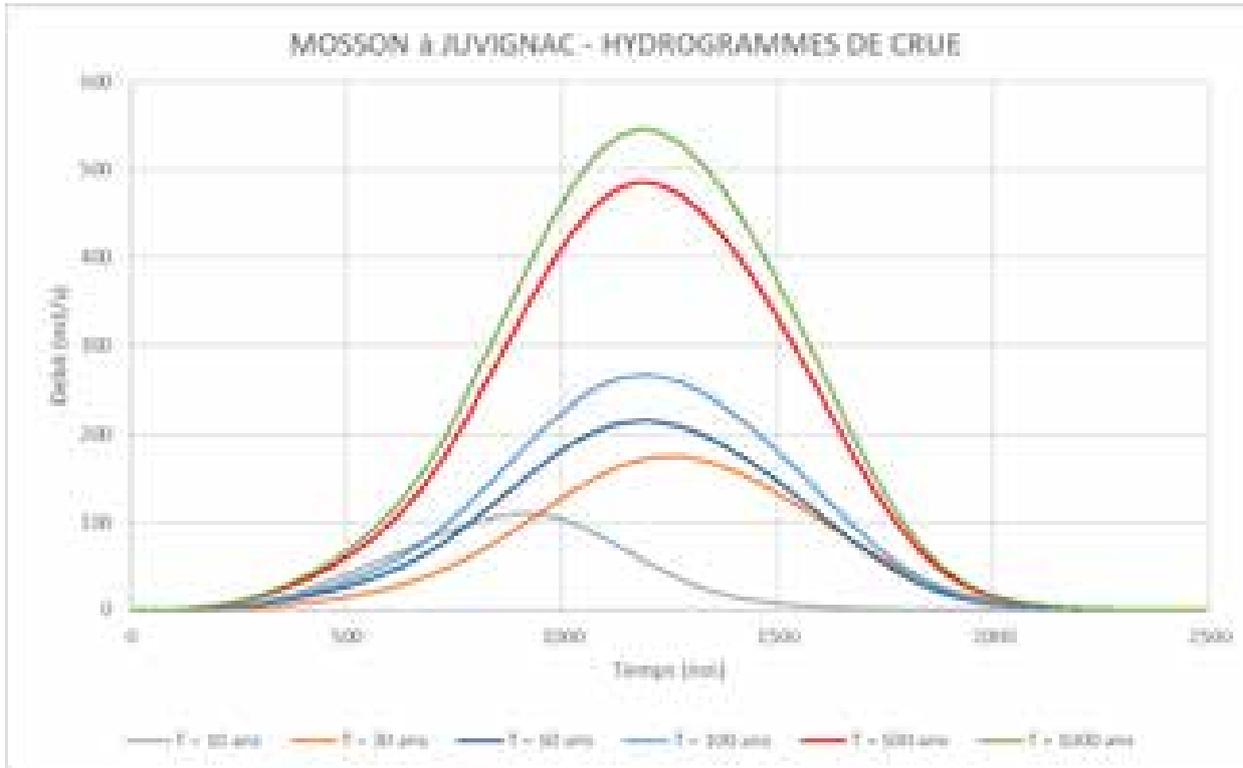
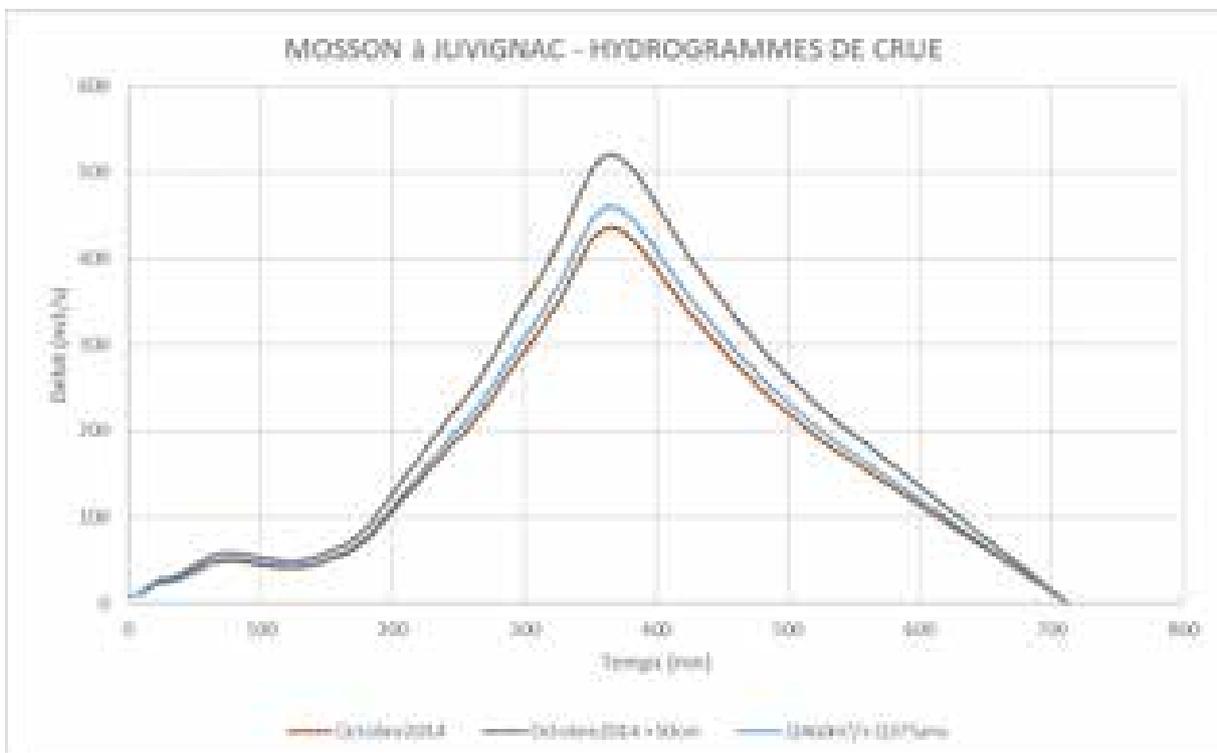
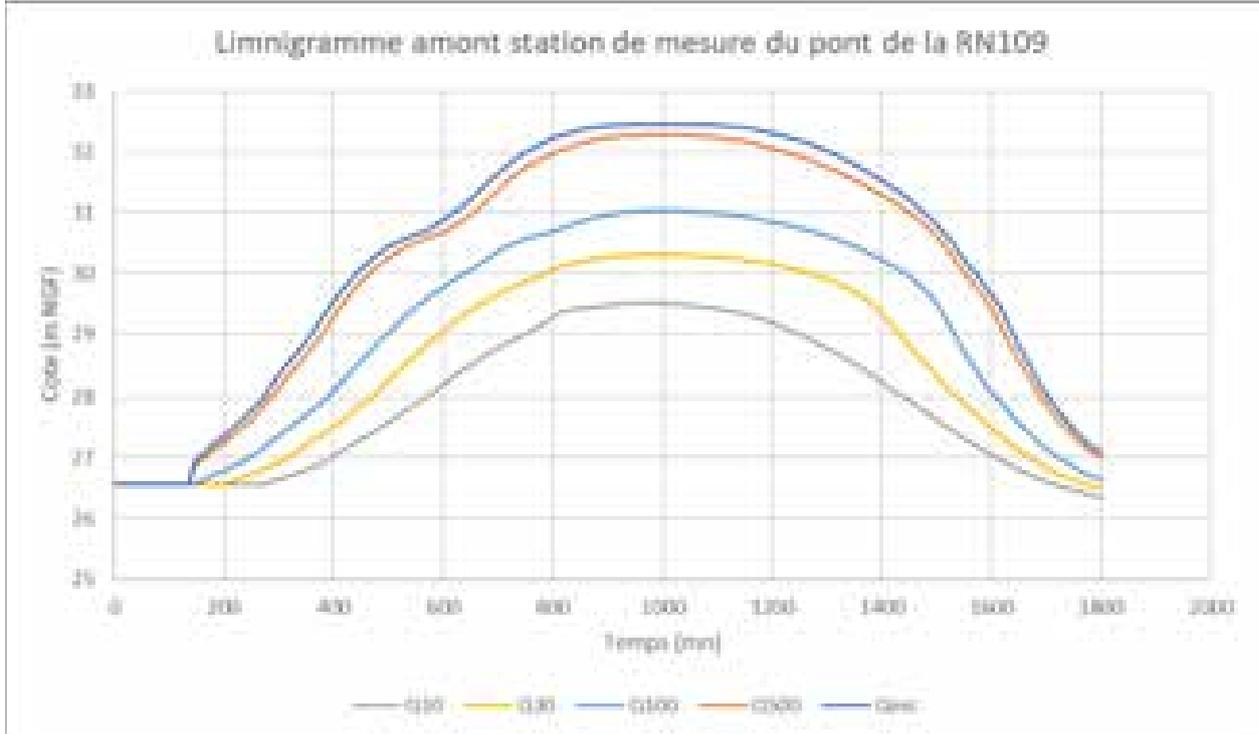
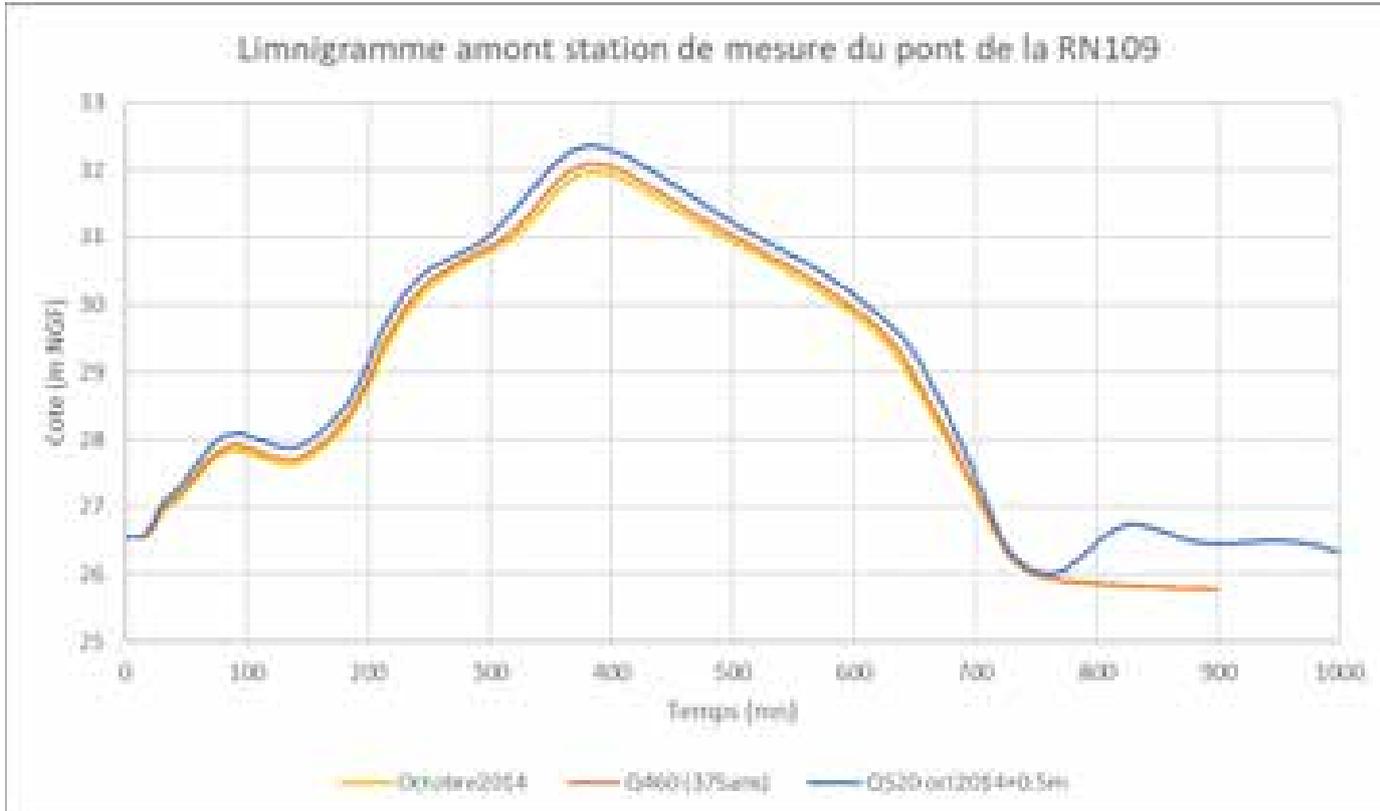
Figure 23 : Hydrogrammes des crues de projet de la Mosson

Figure 24 : Hydrogrammes de la crue de 2014, la crue du niveau de protection et de la crue de 2014 + 50 cm


Figure 25 : Limnigrammes des crues de projet en amont de la station de mesure du pont de la RN109

Figure 26 : Limnigrammes en amont de la station de mesure du pont de la RN109


4.1.5 Modélisation hydraulique

L'analyse du risque inondation nécessite la mise en œuvre d'une modélisation hydraulique bidimensionnelle qui concerne le cours d'eau et la totalité de l'emprise de la zone d'étude.

Le modèle est destiné à caractériser les conditions d'écoulement en l'état actuel, et à tester l'impact des propositions d'aménagement permettant de diminuer la vulnérabilité des populations exposées.

4.1.5.1 Description du modèle utilisé

L'étude hydraulique s'appuie sur la mise en œuvre d'un modèle mathématique bidimensionnel. Le modèle retenu est le modèle INFOWORKS RS 1D/2D développé par HR WALLINGFORD SOFTWARE et commercialisé en France par la société GEOMOD, basée à Lyon.

Cette suite logicielle bénéficie des dernières évolutions cartographiques (intégration d'outils SIG) et présente donc une convivialité très supérieure pour la construction du modèle, et pour l'exploitation graphique des résultats.

Ses caractéristiques permettent donc de :

- S'adapter à la complexité des écoulements sur la zone d'étude,
- D'optimiser les temps de calcul pour des simulations sur de longues durées comme cela sera nécessaire pour l'analyse des phénomènes de ressuyage des plaines inondées,
- D'améliorer les restitutions cartographiques des phénomènes modélisés.

Le module 2D a été développé par HR WALLINGFORD, permettant de modéliser les écoulements de surface complexes en zones inondables par un maillage bidimensionnel. La zone inondable est alors représentée par des mailles triangulaires. Les hauteurs d'eau et vitesses sont calculées localement en chaque point du maillage.

La modélisation 2D se justifie pour représenter finement les écoulements bidimensionnels à surface libre, et de calculer précisément le fonctionnement sur les secteurs particuliers (zones urbaines, digues, ...).

Le module 2D utilise le principe de discrétisation de la zone inondable sous forme de mailles triangulaires et résout les équations de St Venant pour la hauteur et la vitesse en deux dimensions. La surface à modéliser est discrétisée en un maillage triangulaire. Le MNT doit être utilisé pour la création du maillage. Des zones de vides, des lignes de contrainte et des murs peuvent être inclus dans le maillage.

Toutes les lois d'hydraulique classiques sont modélisables en fonction du type d'ouvrage et de son fonctionnement (lois d'orifice, lois de Bernouilli, lois de seuils, siphons, vannes mobiles...).

L'intérêt du logiciel INFOWORKS réside dans ses possibilités d'adaptation aux écoulements à modéliser, du plus simple au plus complexe.

Il n'y a pas de limite théorique au nombre de mailles. Dans la pratique il est limité par la durée des simulations. Egis Eau a fait l'acquisition de machines très puissantes afin de réduire les temps de simulations en particulier pour l'étude de ressuyage. La dernière machine récemment acquise est une machine HP Z800, possédant 12 cœurs de calcul de puissance 3.47GHz chacun, et possédant 24 Go de RAM.

4.1.5.2 Construction du modèle

4.1.5.2.1 Limites géographiques du modèle

Le modèle a été construit par Egis Eau en 2016 dans le cadre des études de protection de Juvignac contre les inondations.

Le pont de la Route de Lodève (RD27E6) constitue la limite amont du modèle.

Le pont de la RD5 constitue la limite aval du modèle.

Le modèle couvre l'ensemble de la zone d'influence du système d'endiguement.

La construction du modèle s'appuie sur :

- Les données topographiques (Lidar de l'IGN et profils en travers),
- Le levé des seuils et des ouvrages de franchissement.

Le modèle représente :

- Le fonctionnement des ouvrages de franchissement et les seuils présents sur le lit de la Mosson,
- La propagation des écoulements dans la plaine inondable et sur la zone urbanisée de Juvignac.

Figure 27 : Etendue géographique du modèle



4.1.5.2.2 Maillage du modèle

Le lit mineur de la Mosson est représenté en 1D, le lit majeur en 2D.

Le modèle est constitué de 672 447 mailles et comporte 400 profils en travers et 35 ouvrages.

Il couvre une superficie de 663 ha. La taille des mailles varie entre 2 et 30 m².

Les données topographiques utilisées sont les suivantes :

- LIDAR IGN RGE Alti – Résolution à 1 m – Précision Emq < 30 cm (informations fournies par l'IGN)
- Juillet 2013,
- Levers de 65 profils en travers lit mineur du ruisseau de la Fosse et du lit de la Mosson entre le pont de la RD5 et le stade de la Mosson Cabinet PAGES– 2015,
- Levers de 8 ouvrages de franchissement sur le ruisseau de la Fosse et sur le lit de la Mosson entre le pont de la RD5 et le stade de la Mosson Cabinet PAGES– 2015,

Figure 28 : Maillage du modèle

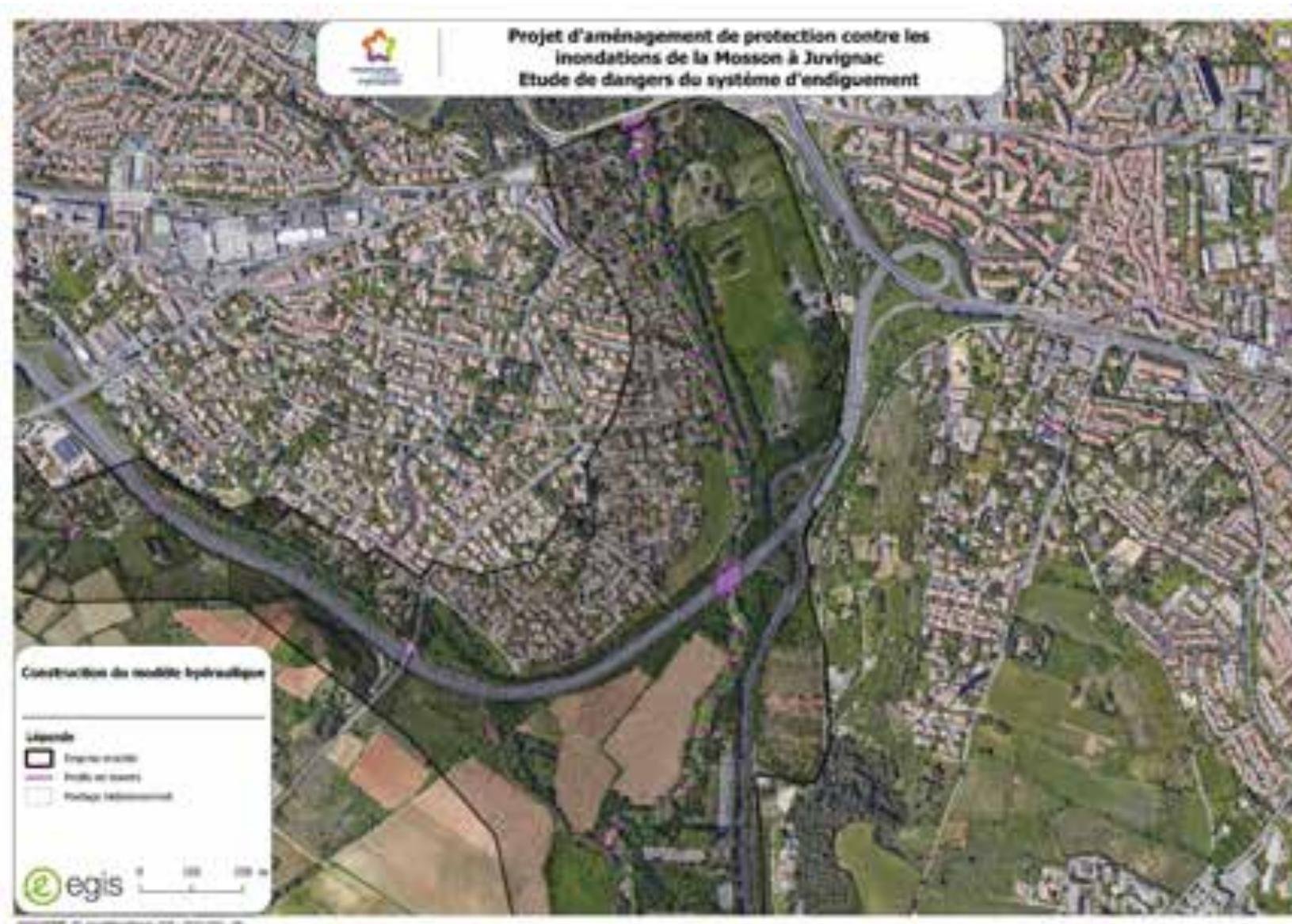
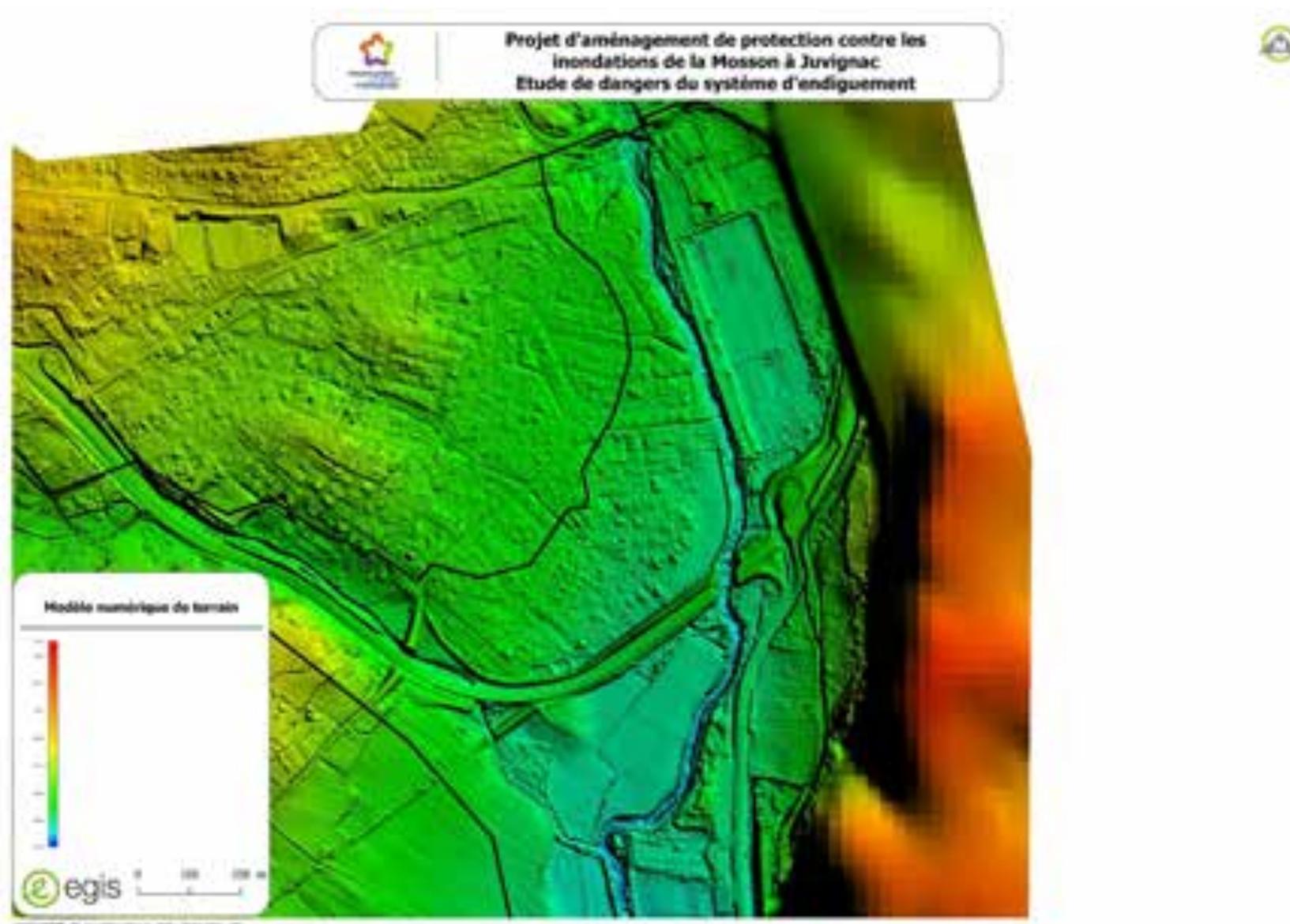


Figure 29 : Modèle Numérique de Terrain



4.1.5.2.3 Prise en compte des ouvrages de franchissement

Dans la traversée de Juvignac, on dénombre quatre ouvrages de franchissement

Tableau 14 : Ouvrages de franchissement dans la traversée de Juvignac

Ouvrage	Nombre de travées	Largeur des travées (m)	Hauteur sous-poutre (m)
RD5	2 travées	2 x 29.00	5.25
RN109	Ouvrage à poutres métalliques 1 travée	29.50	7.00
Vieux Pont dit "Romain"	3 arches maçonnées subsistent		
Pont RD27E6 (Route de Lodève)	Ouvrage en maçonnerie 3 arches voûte	3 x 11.90	1 à 6.10 1 à 6.40 1 à 6.50

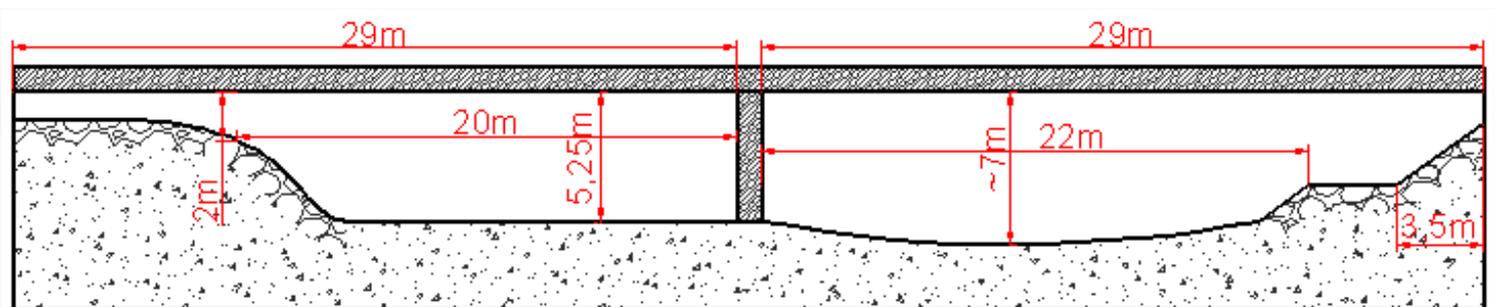
Le pont de la RD5 constitue la limite aval du modèle mathématique mis en œuvre sur la Mosson.

Cet ouvrage en béton armé comporte deux travées de 29 m d'ouverture chacune.

Photo 1 : Ouvrage de franchissement de la RD5



Figure 30 : Coupe de l'ouvrage de la RD5 sur la Mosson



L'ouvrage de franchissement de la Mosson par la RN109 est un ouvrage à poutres métalliques à une seule travée. L'ouverture totale de l'ouvrage est de 29.5 m.

Photo 2 : Ouvrage de franchissement de la RN109



Figure 31 : Coupe de l'ouvrage de la RN109 sur la Mosson



Au niveau de cet ouvrage le remblai de la RN109 est également franchi par un ouvrage permettant l'évacuation des écoulements du ruisseau de la Plaine qui draine une grande partie des zones urbanisées de l'agglomération de Juvignac. La largeur de cet ouvrage est de 3.80 m pour une hauteur de 3.50 m.

Photo 3 : Ouvrage de franchissement de la RN109 par le Ruisseau de la Plaine



L'entonnement de cet ouvrage ne permet pas à la totalité des écoulements pluviaux arrivant par le chemin des Mimosas d'être évacué vers l'aval. A l'aval de l'ouvrage le lit du ruisseau de la plaine est très encombré ce qui ralentit l'évacuation des eaux. A noter une digue agricole en rive droite qui empêche les eaux de s'épandre en rive droite.

Figure 32 : Coupe de l'ouvrage de la RN109 sur le Ruisseau de la Plaine



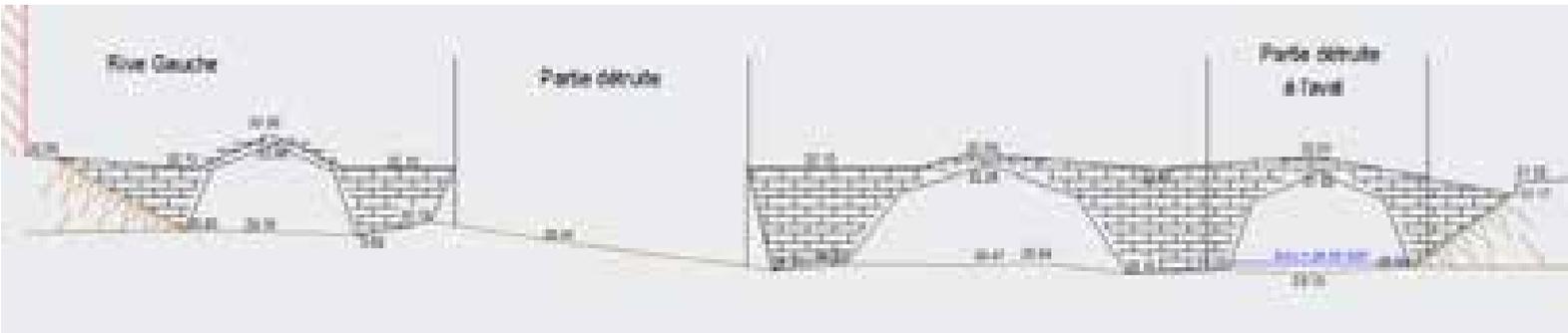
Le vieux pont dit « romain » date en réalité du XII^{ème} siècle. Il a été construit au franchissement de la Mosson par la route Royale de Lodève à Montpellier, à l'entrée du village de Celleneuve. Construit avec des pierres sablonneuses (de mauvaise qualité) et devenu dangereux, il est condamné en 1909 puis classé au titre des sites.

Les crues de la Mosson qui l'avaient endommagé finissent par l'emporter en grande partie en 1933. La dégradation de cet ouvrage s'est poursuivie lors des crues de 2014, où une arche a été détruite en totalité.

Photo 4 : Pont dit « Romain »



Figure 33 : Coupe du Pont Romain



L'ouvrage de franchissement de l'Avenue de Lodève est un ouvrage maçonné à trois arches-voute de 11 m d'ouverture chacune.

Un seuil est situé à l'aval immédiat de l'ouvrage. D'importants dépôts sont observés à l'aval de l'ouvrage.

Ces dépôts ne sont pas curés du fait de la présence de matériel militaire sur ce secteur.

Photo 5 : Pont de la RD27E6 (Route de Lodève)



Figure 34 : Coupe du Pont de la RD27E6 (Route de Lodève)

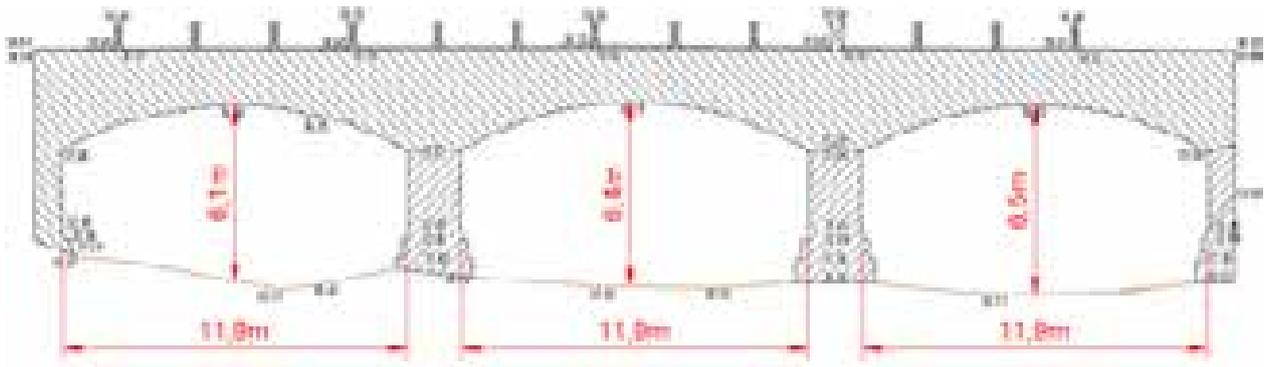


Figure 35 : Localisation des ouvrages



4.1.5.2.4 Conditions aux limites du modèle

La condition aux limites aval est une loi normale.

Les conditions limite amont du modèle sont constituées par les hydrogrammes de crue de la Mosson. Les scénarios suivants ont été modélisés en état actuel et en état projet :

- T = 10 ans – Q = 110 m³/s,
- T = 30 ans - Q = 175 m³/s,
- T = 50 ans - Q = 215 m³/s,
- T = 100 ans - Q = 265 m³/s,
- Crue de 2014 - Q = 410 m³/s – T = 210 ans,
- T = 375 ans - Q = 460 m³/s,
- T = 500 ans – Q = 485 m³/s,
- Crue de 2014 – Q = 520 m³/s
- T = 1 000 ans – Q = 545 m³/s,

Figure 36 : Hydrogrammes des crues de projet de la Mosson

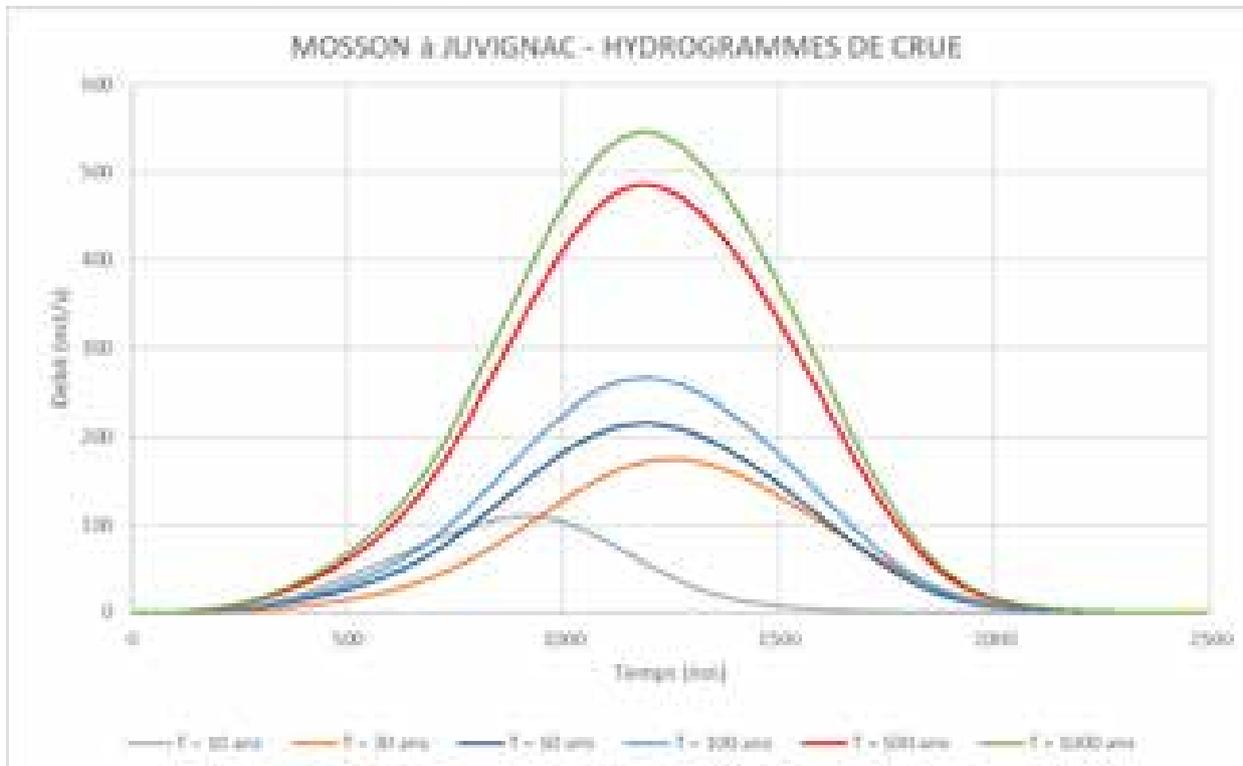
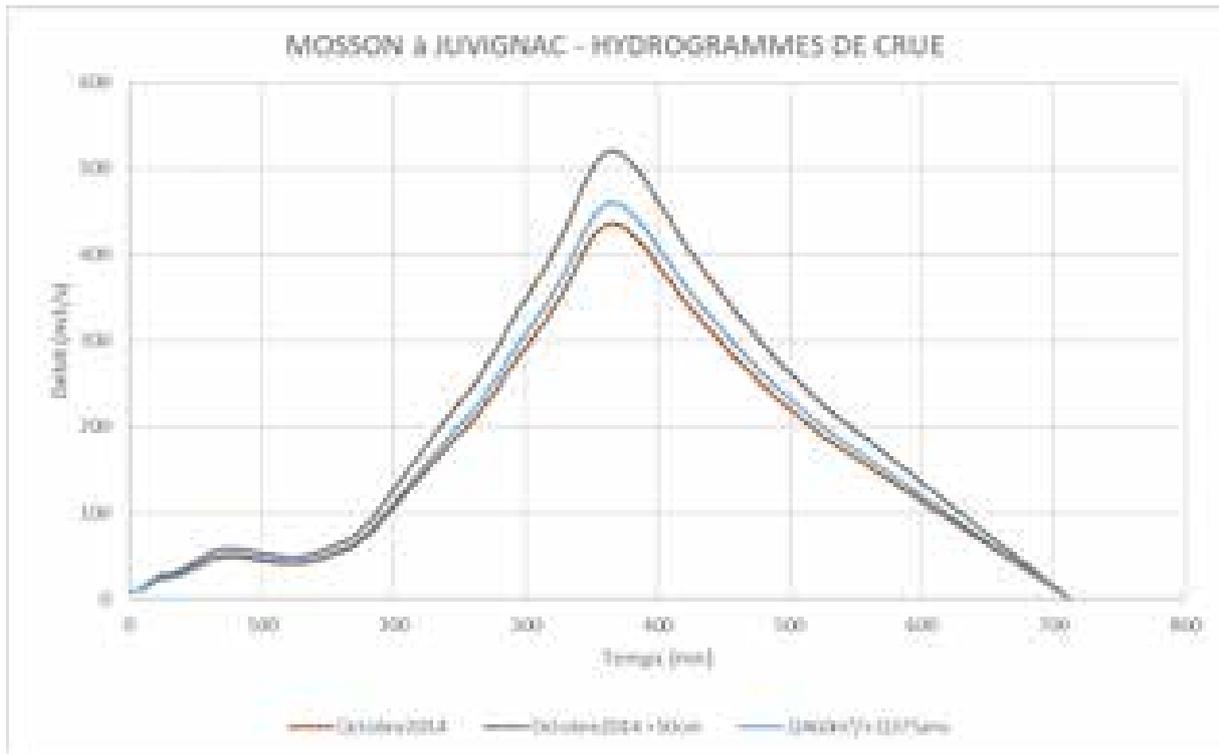


Figure 37 : Hydrogrammes de la crue de 2014, la crue du niveau de protection et de la crue de 2014 + 50 cm



4.1.5.3 Calage du modèle

4.1.5.3.1 Calage du modèle sur la crue de 2014

Le modèle a été calé sur la crue du 6 et 7 Octobre 2014. Le modèle a été calé en prenant en compte les coefficients de Strickler suivants :

- 15 en lit mineur,
- Entre 8 et 10 en lit majeur.

Les résultats du calage sont présentés sur la figure ci-après.

Figure 38 : Crue d'Octobre 2014 – Calage du modèle sur les PHE

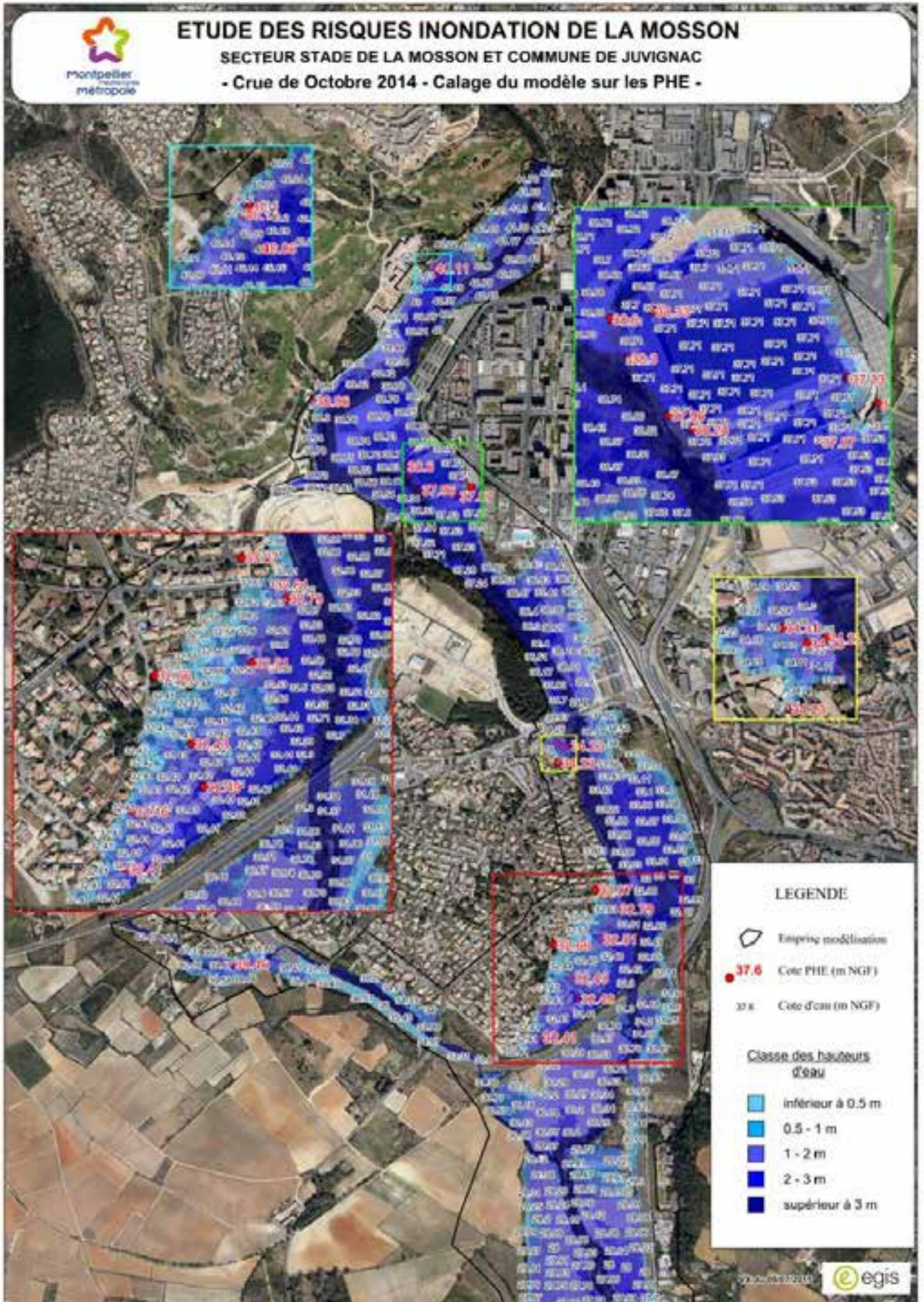


Figure 39 : Crue d'Octobre 2014 – Carte des hauteurs d'eau

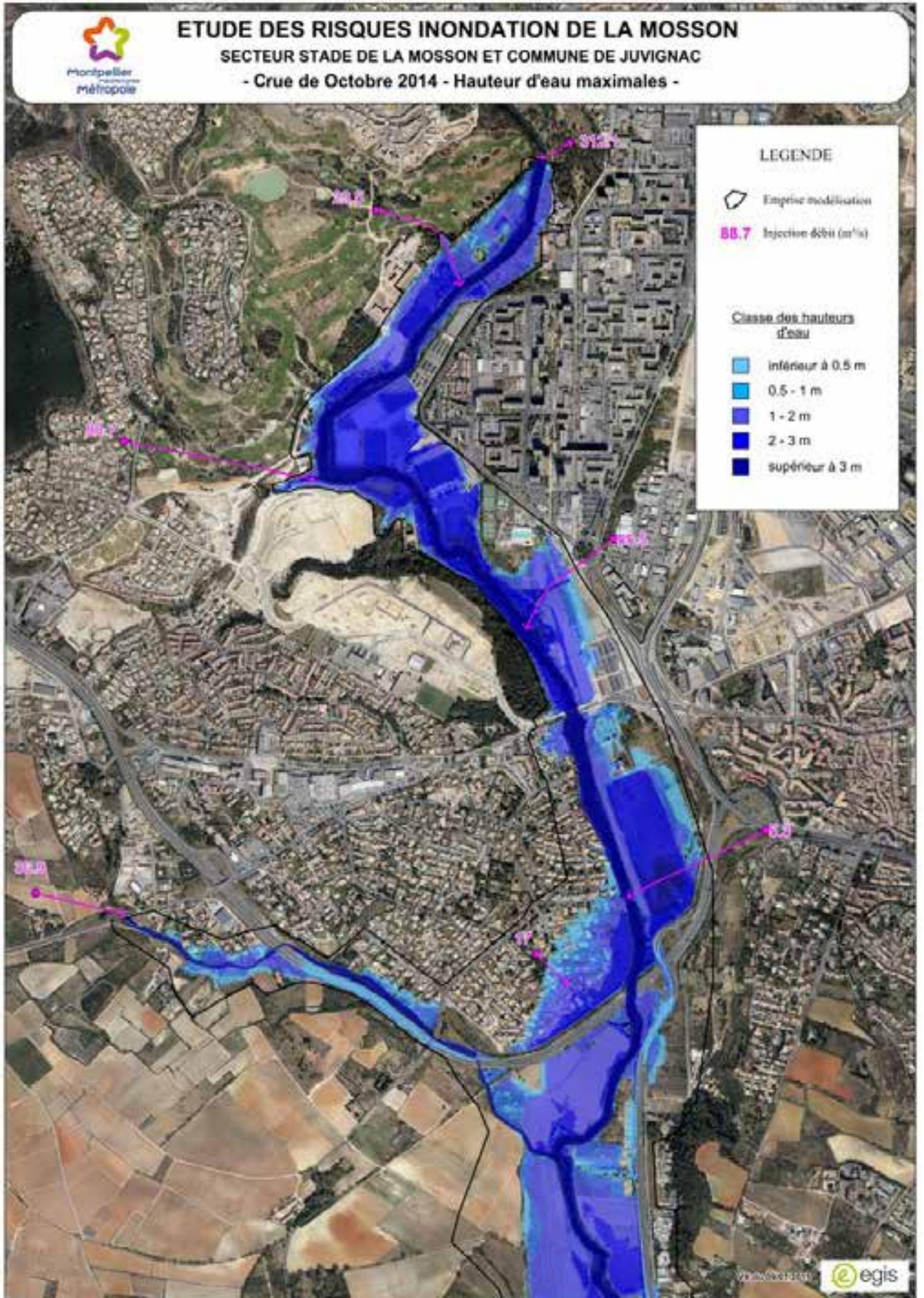
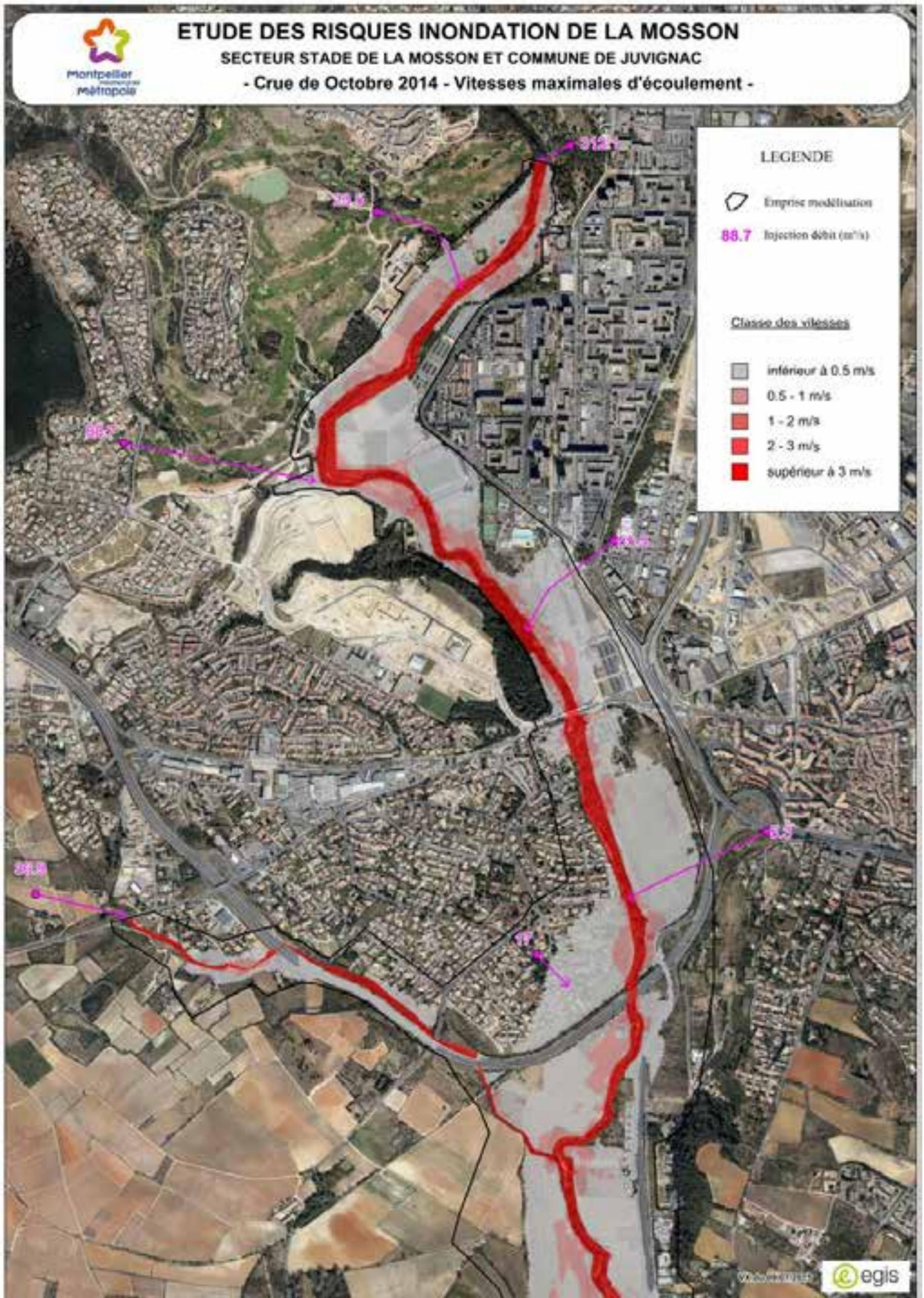


Figure 40 : Crue d'Octobre 2014 – Vitesses maximales d'écoulement



4.1.5.3.2 Calage du modèle en comparaison de la situation avant-projet de digue

Une comparaison des écoulements en état avant-projet de digue a été réalisée entre le modèle hydraulique de l'étude EGIS Eau de 2015 et le modèle hydraulique de la présente EDD.

- Les inondations démarrent par l'arrivée des eaux du ruisseau de la Plaine par la rue des Mimosas. Les écoulements pluviaux bloquent devant l'émissaire pluvial sous la RN109 et débordent en rive droite et en rive gauche. En rive droite de la Mosson, les écoulements sont bloqués par le remblai existant.

Figure 41 : Inondation par le ruisseau de la Plaine (Source : Egis Eau – 2015)



- A partir d'un débit de 200 m³/s, il est observé le début des débordements de la Mosson vers le Domaine Bonnier de la Mosson en rive gauche et le début de la submersion du remblai existant en rive droite.

Figure 42 : Inondation se produisant à partir d'un débit de 200 m³/s (Source : Egis Eau – 2015)



Amenagements de protection contre les inondations de la Mosson à Juvignac
Etude de dangers du système d'endiguement - Document B

- Pour un débit de $400 \text{ m}^3/\text{s}$, la zone habitée est inondée sous de fortes hauteurs d'eau : 2.5 m en bordure de la digue actuelle, entre 1 et 1.5 m sur les zones habitées.

Figure 43 : Inondations pour un débit supérieur à $400 \text{ m}^3/\text{s}$ (Source : Egis Eau – 2015)



D'après les cartographies ci-dessus et les cartographies issues du modèle de l'EDD présentes aux pages suivantes, le modèle de l'EDD semble représenter de manière précise les écoulements hydrauliques de l'état avant-projet de digue.

Figure 44 : Etat avant-projet – Crue de 10 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 29.5 m NGF – Carte des hauteurs d'eau



Figure 45 : Etat avant-projet – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 29.5 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

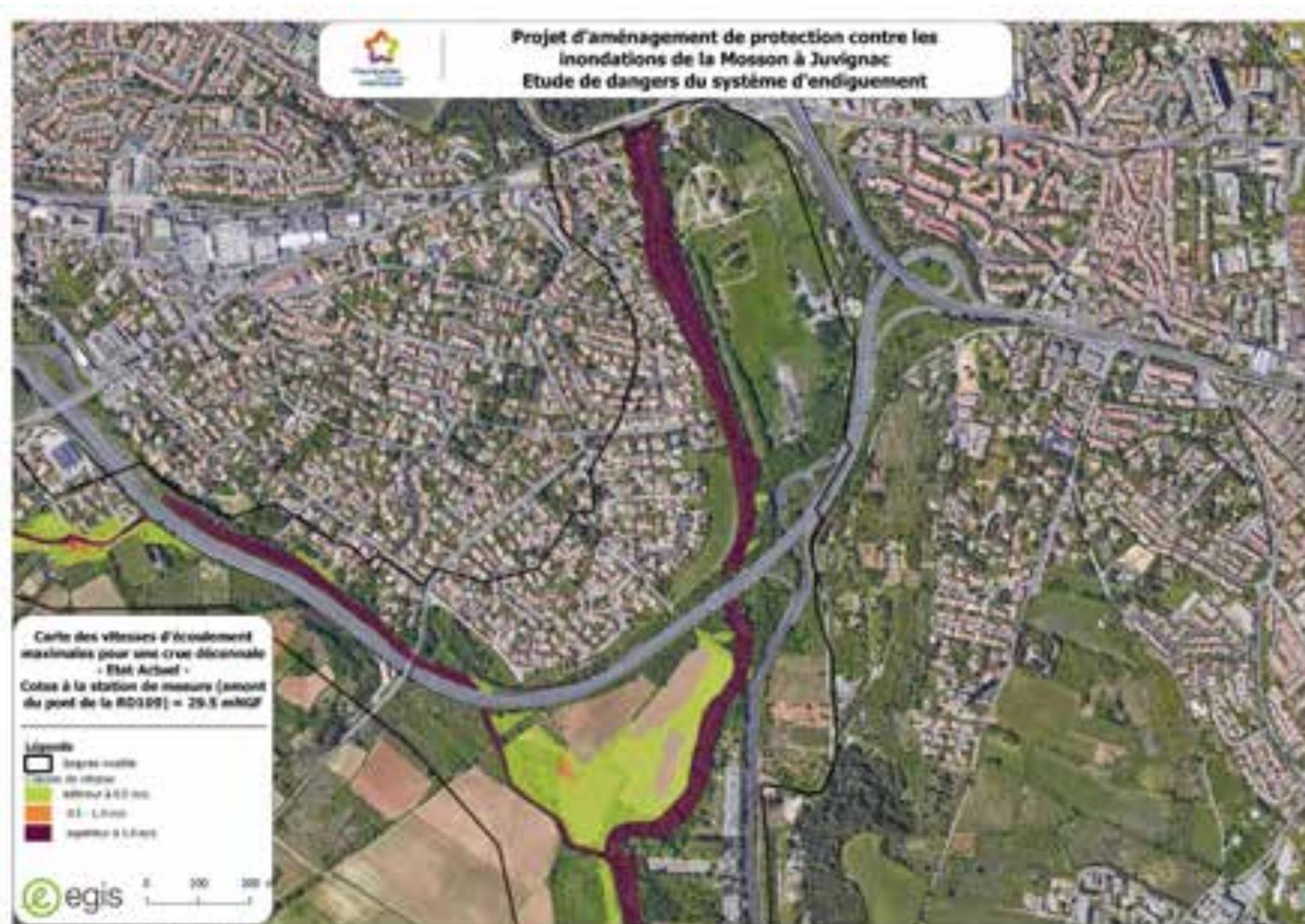


Figure 46 : Etat avant-projet – Crue de 30 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.3 m NGF – Carte des hauteurs d'eau



Figure 47 : Etat avant-projet – Crue de 30 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.3 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement



Figure 48 : Etat projet – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.0 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

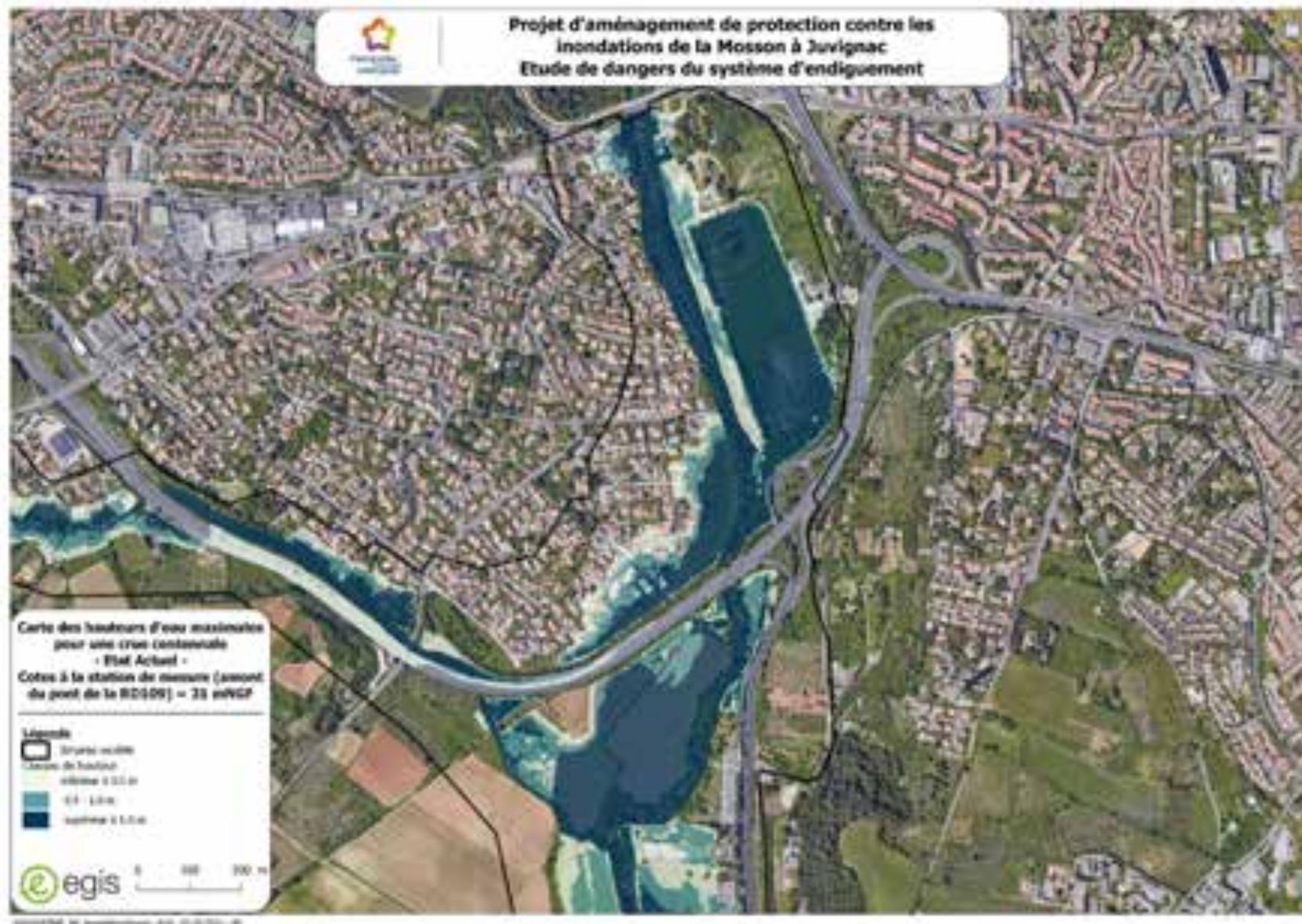


Figure 49 : Etat avant-projet – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.0 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

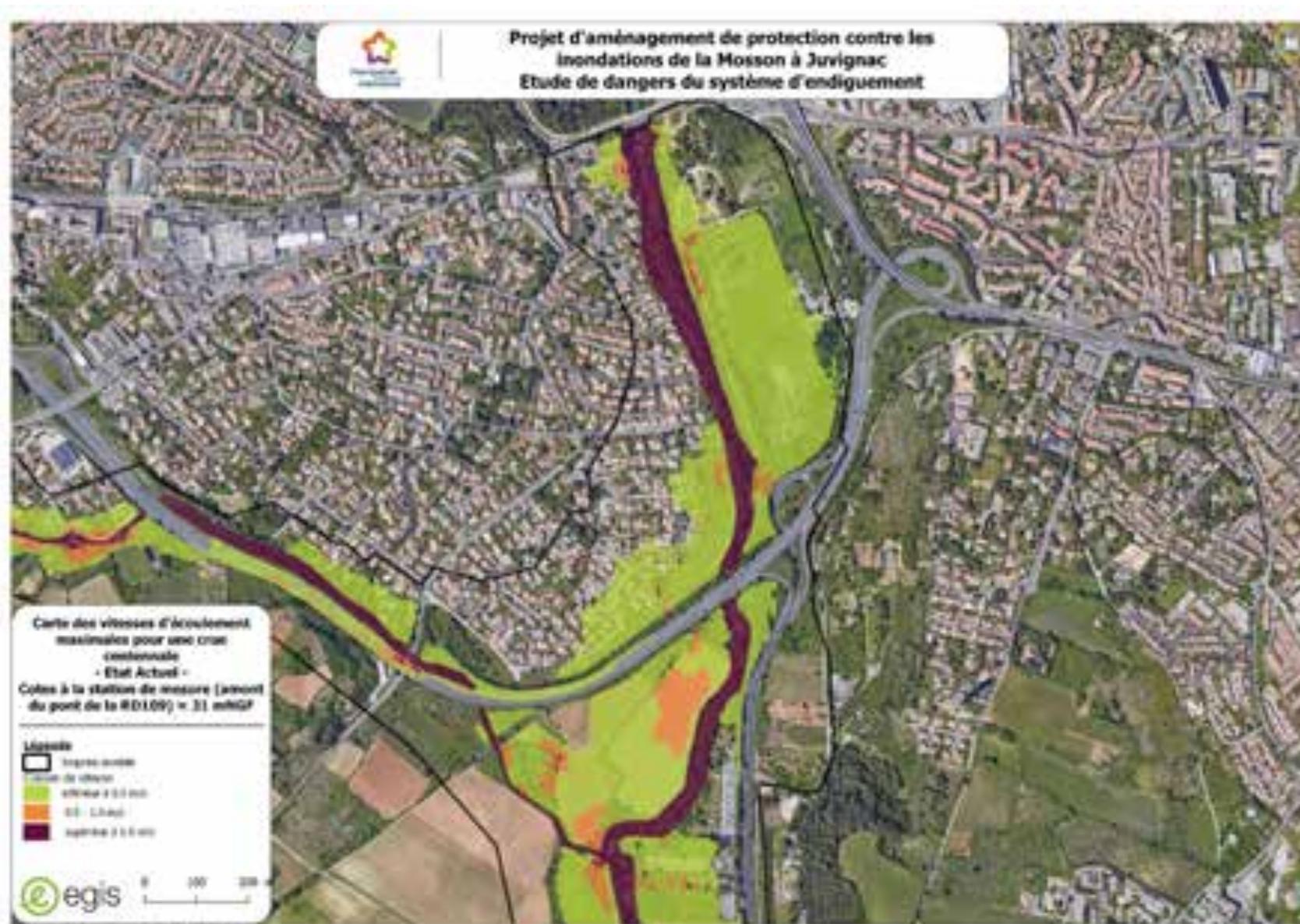


Figure 50 : Etat avant-projet – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.0 m NGF – Carte des hauteurs d'eau



Figure 51 : Etat avant-projet – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.0 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

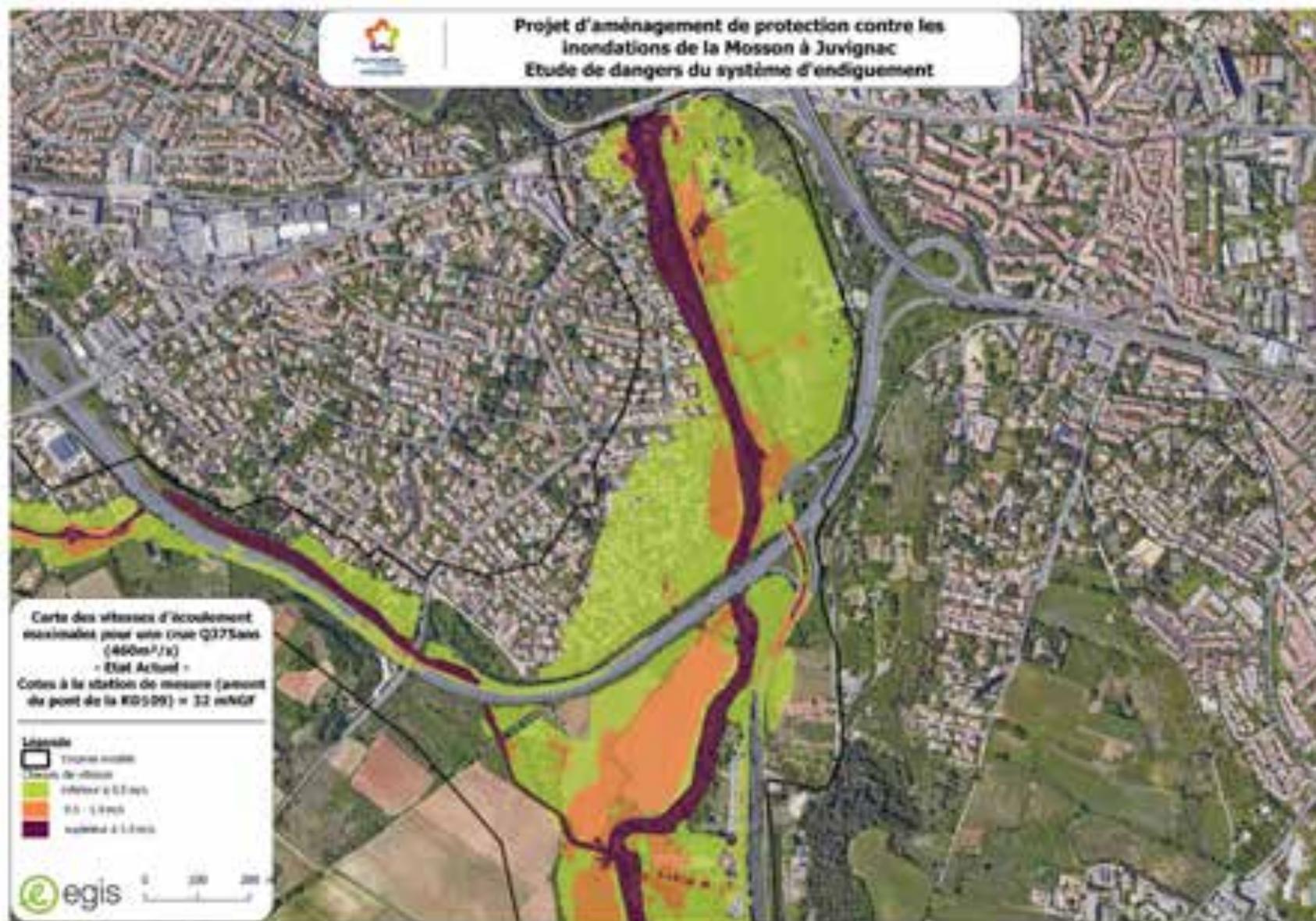


Figure 52 : Etat avant-projet – Crue de 500 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.2 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

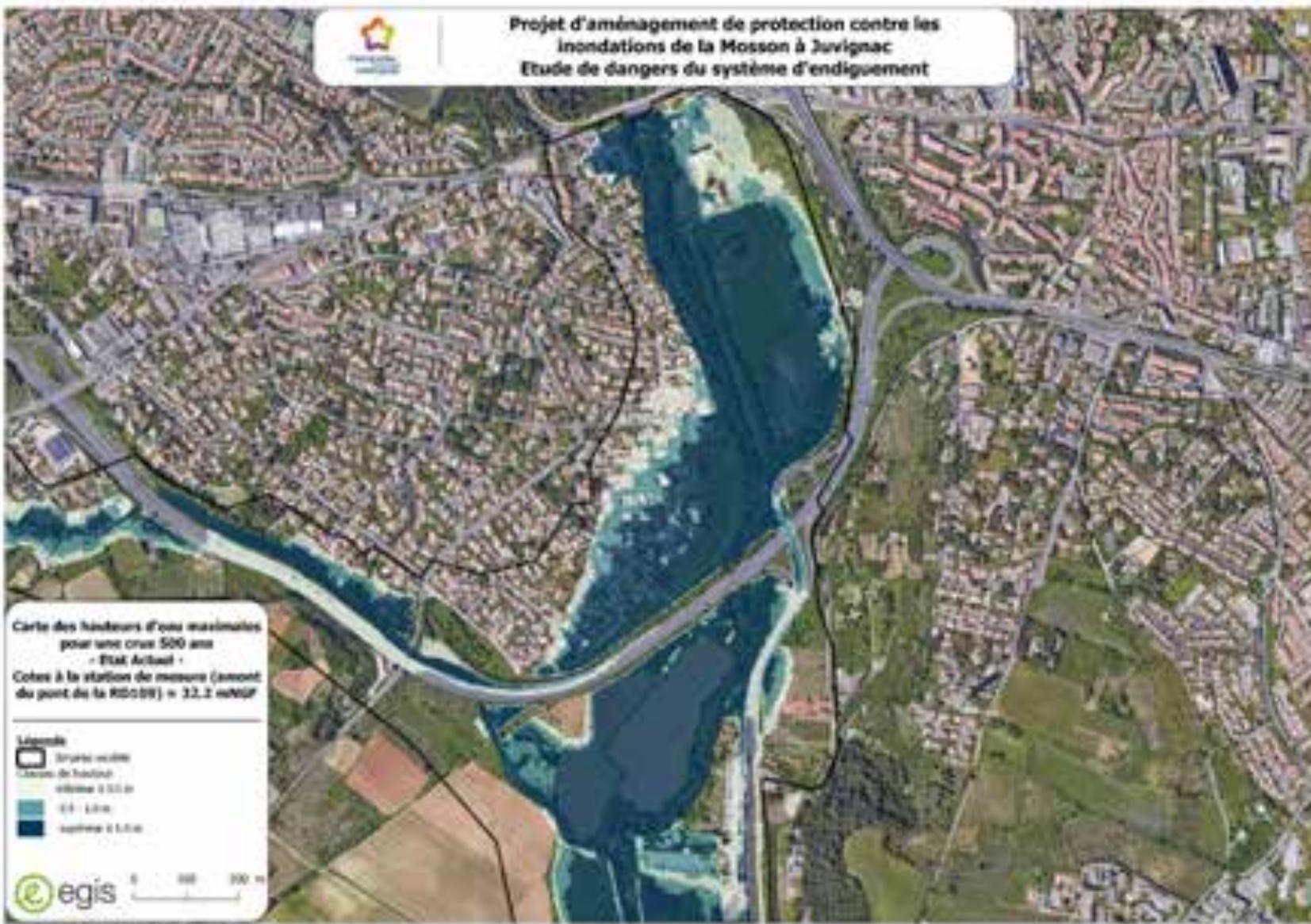


Figure 53 : Etat avant-projet – Crue de 500 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.2 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

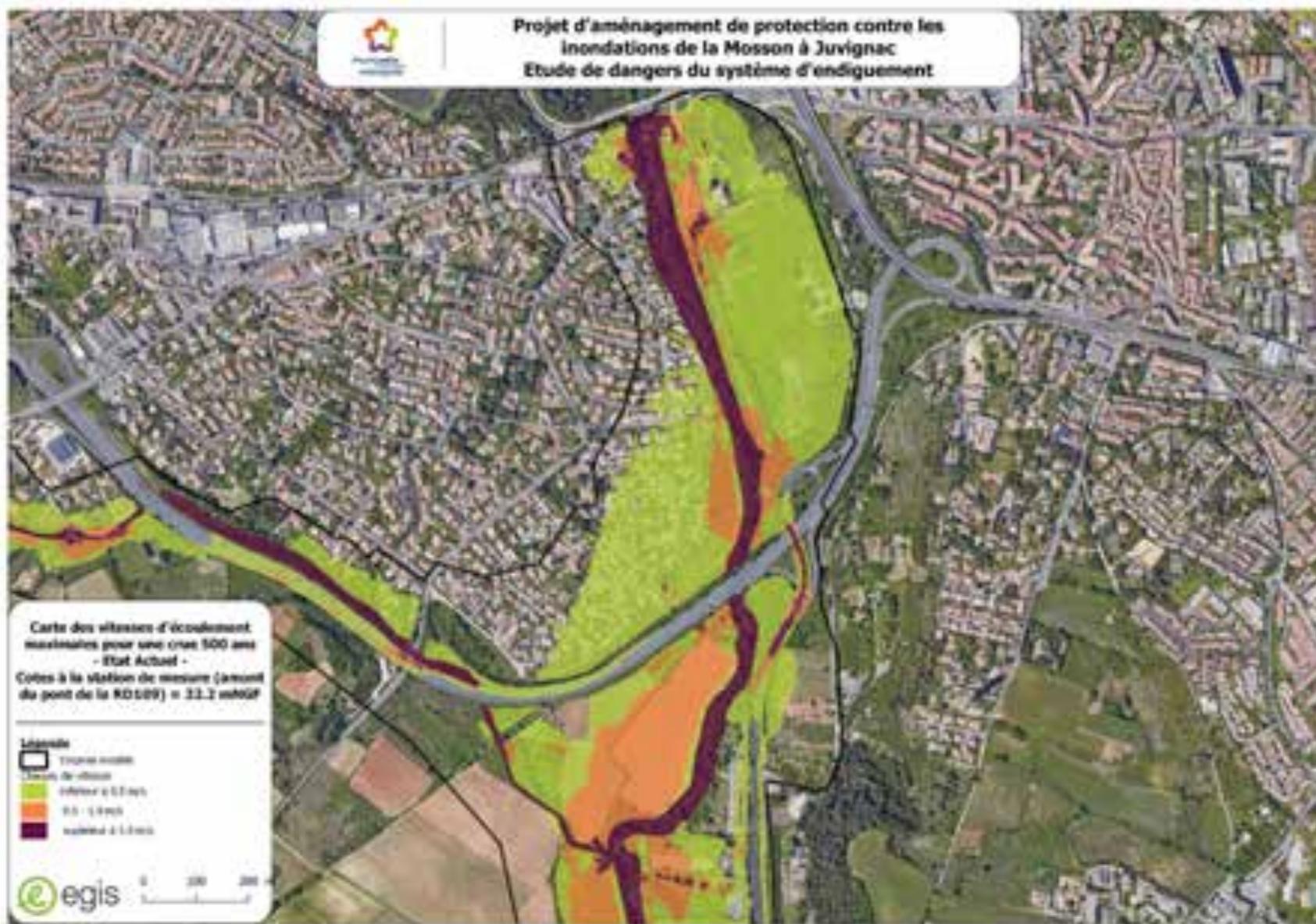
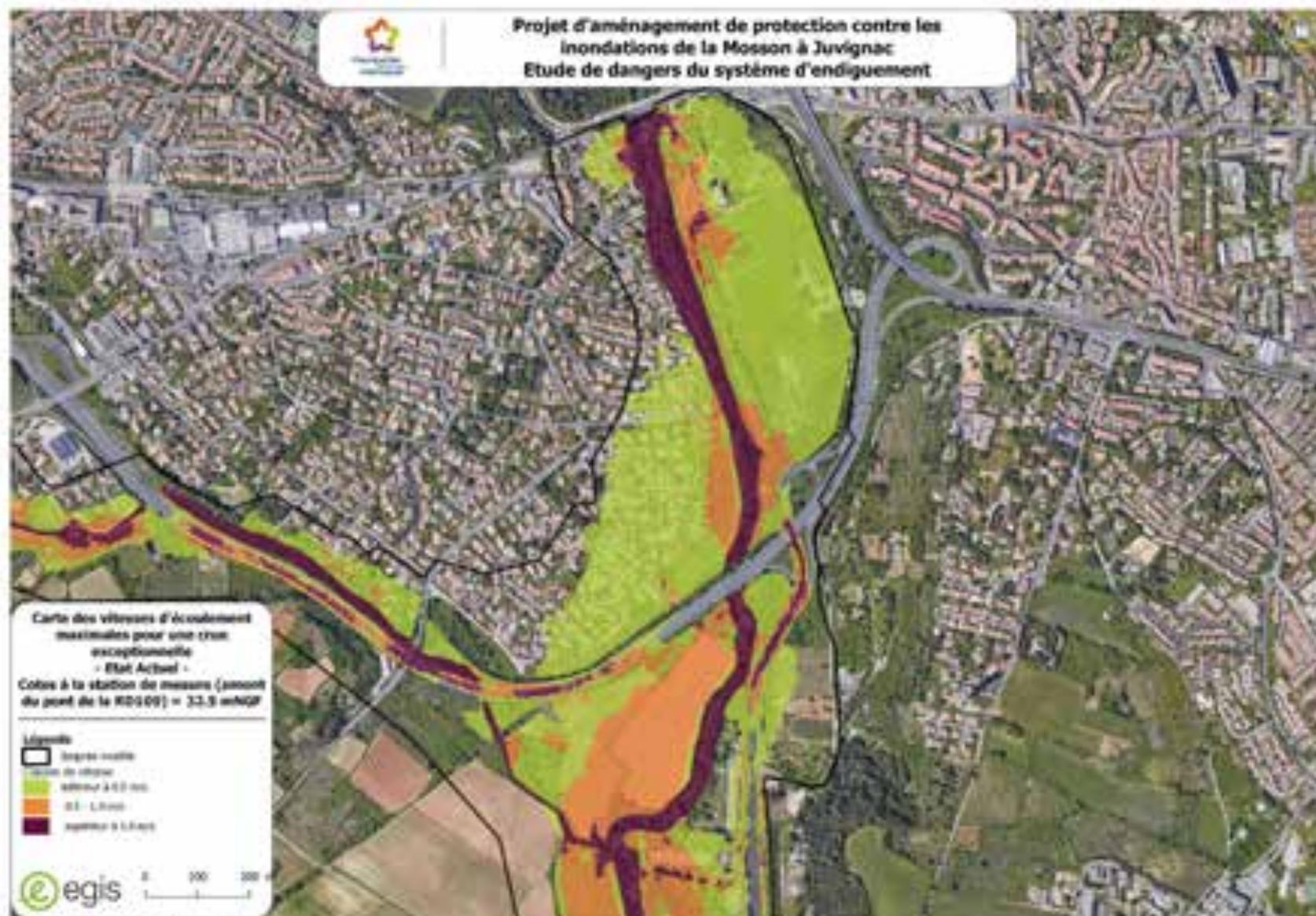


Figure 54 : Etat avant-projet – Crue de 1 000 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.5 m NGF – Carte des hauteurs d'eau



Figure 55 : Etat avant-projet – Crue de 1 000 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.5 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement



4.1.5.4 Mécanismes d'écoulement en situation projet

Les vérifications de calage du modèle hydraulique ayant été réalisées et ces dernières ayant été concluantes. Le modèle hydraulique a ensuite été utilisé pour présenter la situation hydraulique au droit du système d'endiguement avec la future digue.

A l'arrière du déversoir, le bassin de stockage étant déjà rempli par les remontées de la Mosson sous la RN109, la chute à l'arrière du déversoir est atténuée et les vitesses sont relativement faibles.

4.1.5.4.1 Cartes de hauteurs d'eau et de vitesses d'écoulement

Figure 56 : Etat projet – Crue de 10 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 29.5 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

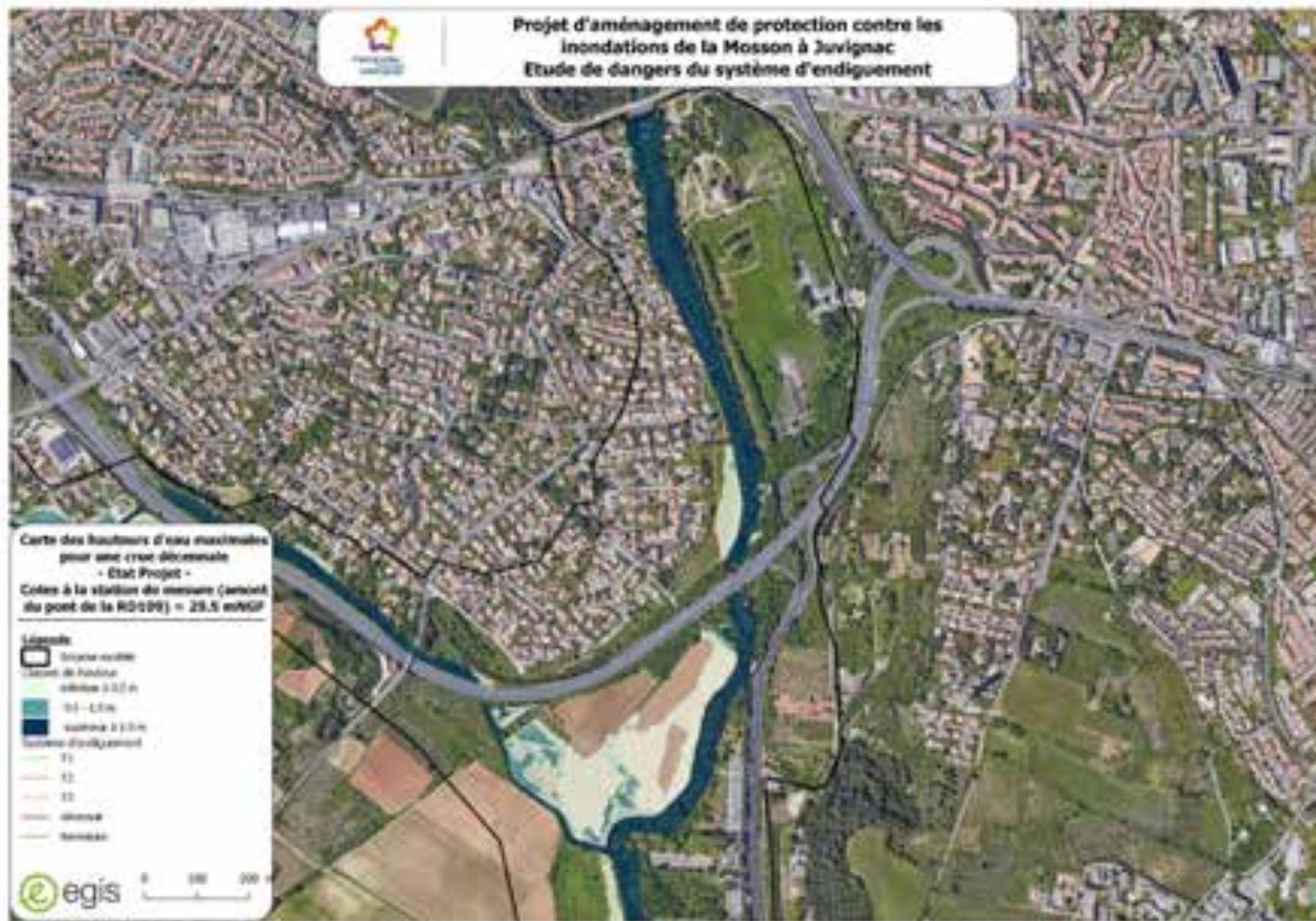


Figure 57 : Etat projet – Crue de 10 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 29.5 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

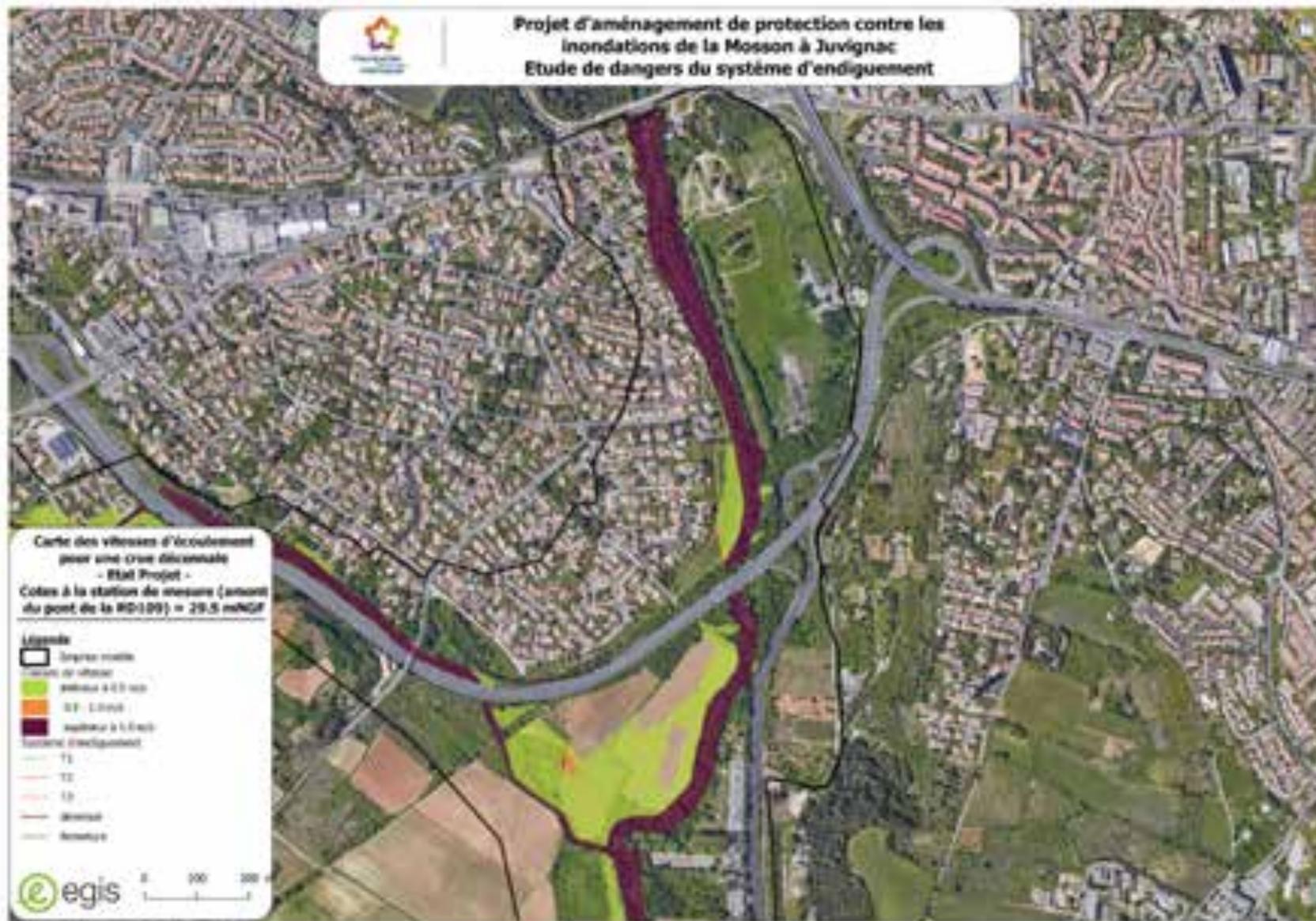


Figure 58 : Etat projet – Crue de 30 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.3 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

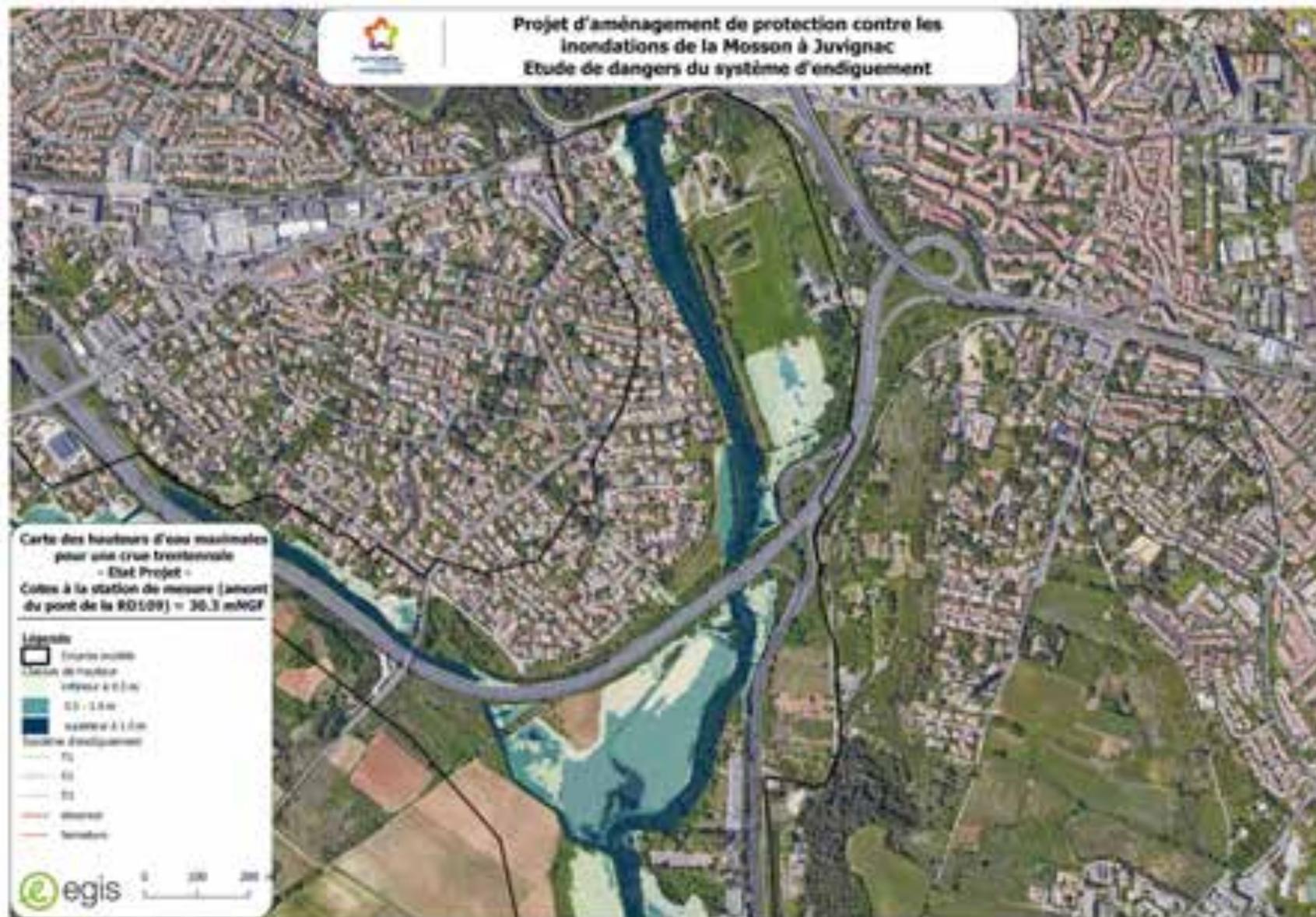


Figure 59 : Etat projet – Crue de 30 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.3 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

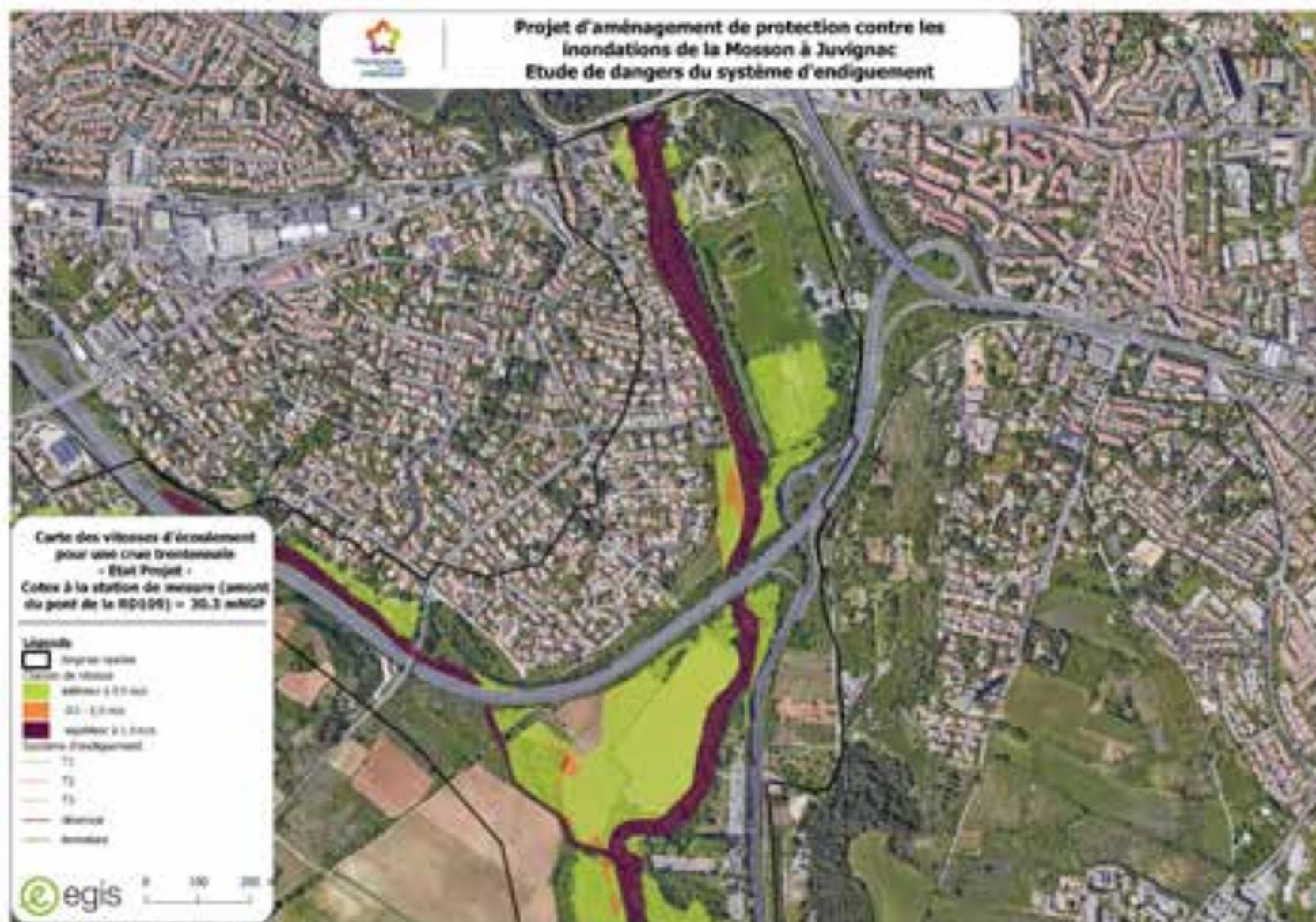


Figure 60 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

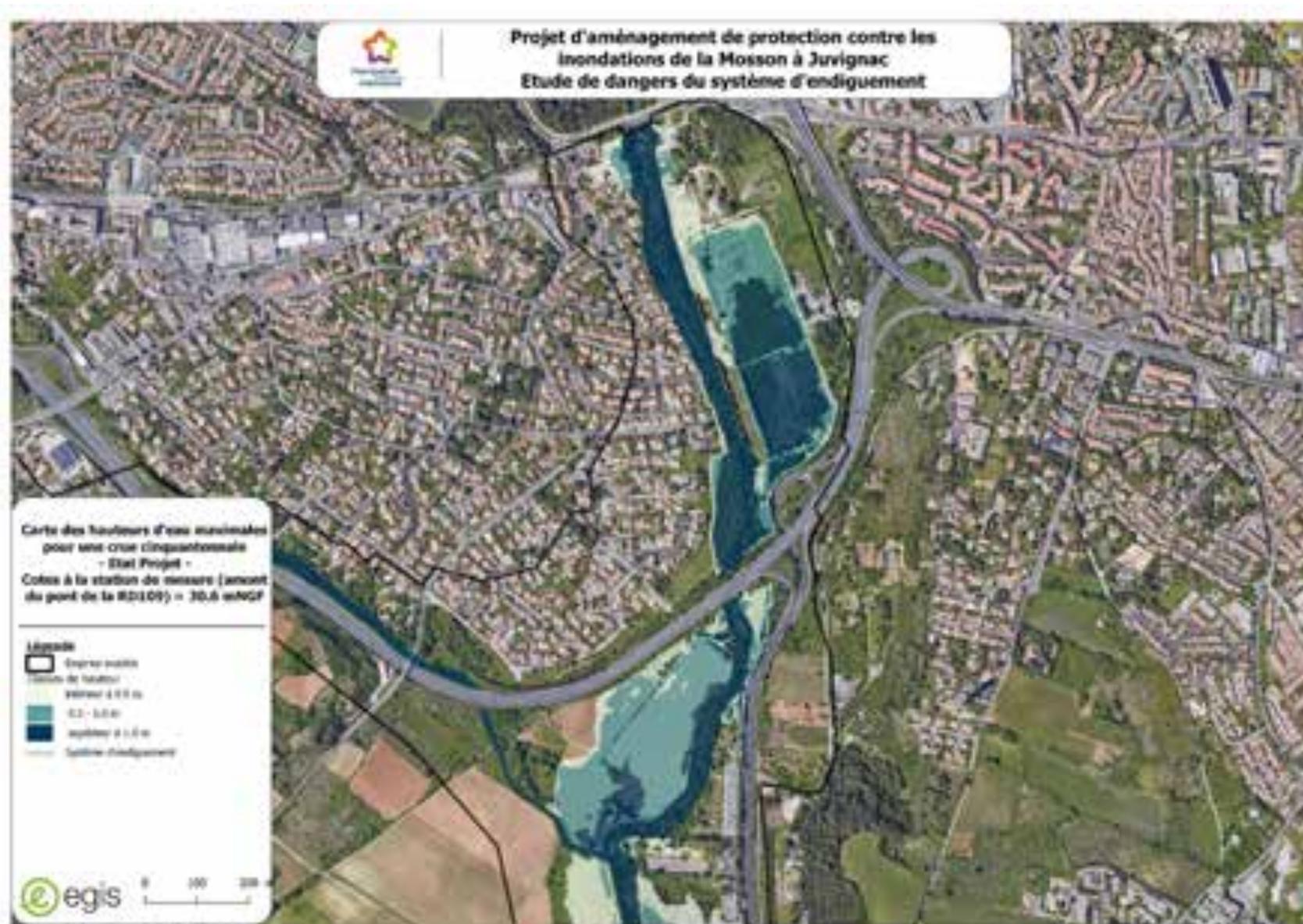


Figure 61 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

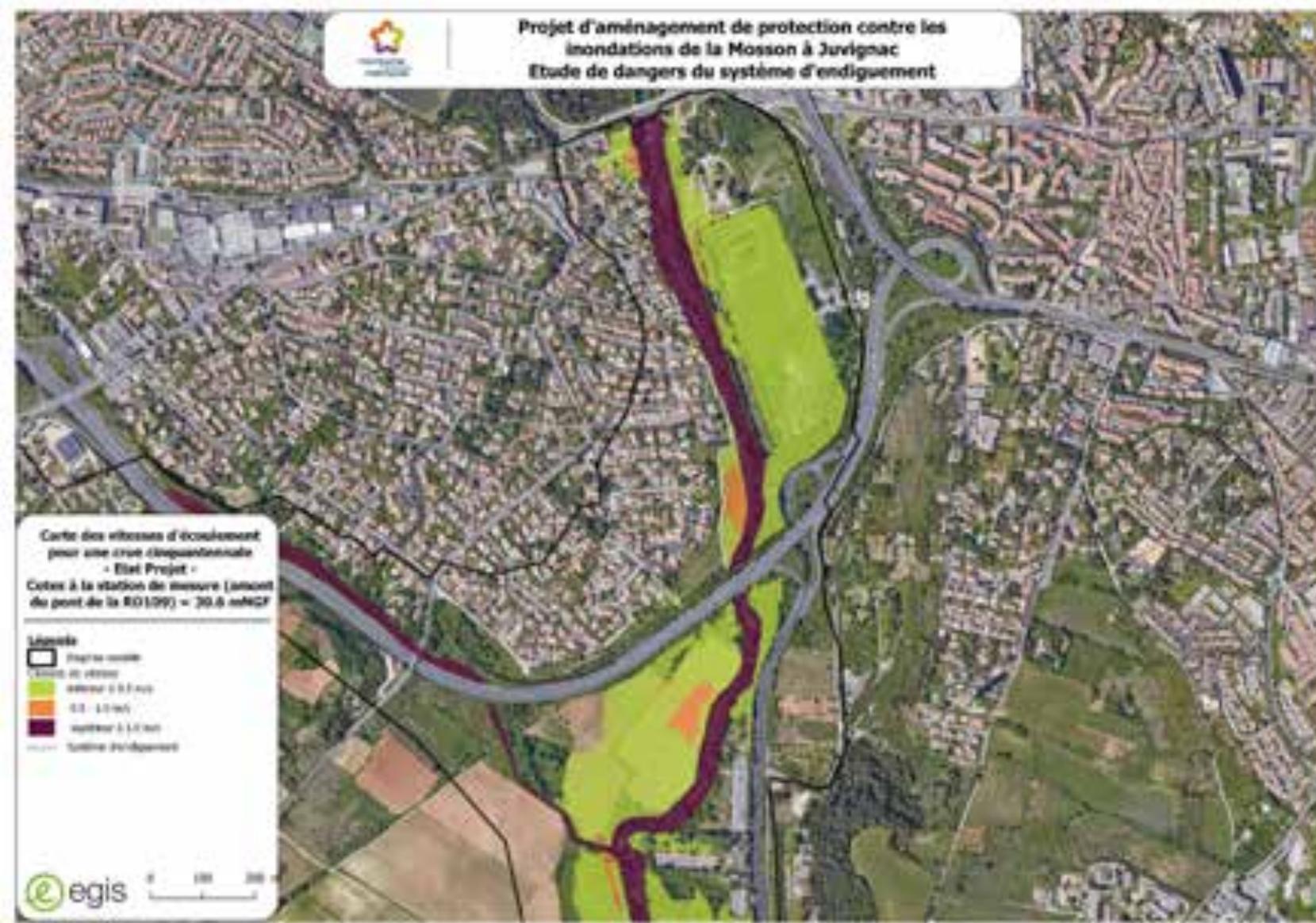


Figure 62 : Etat projet – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.05 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

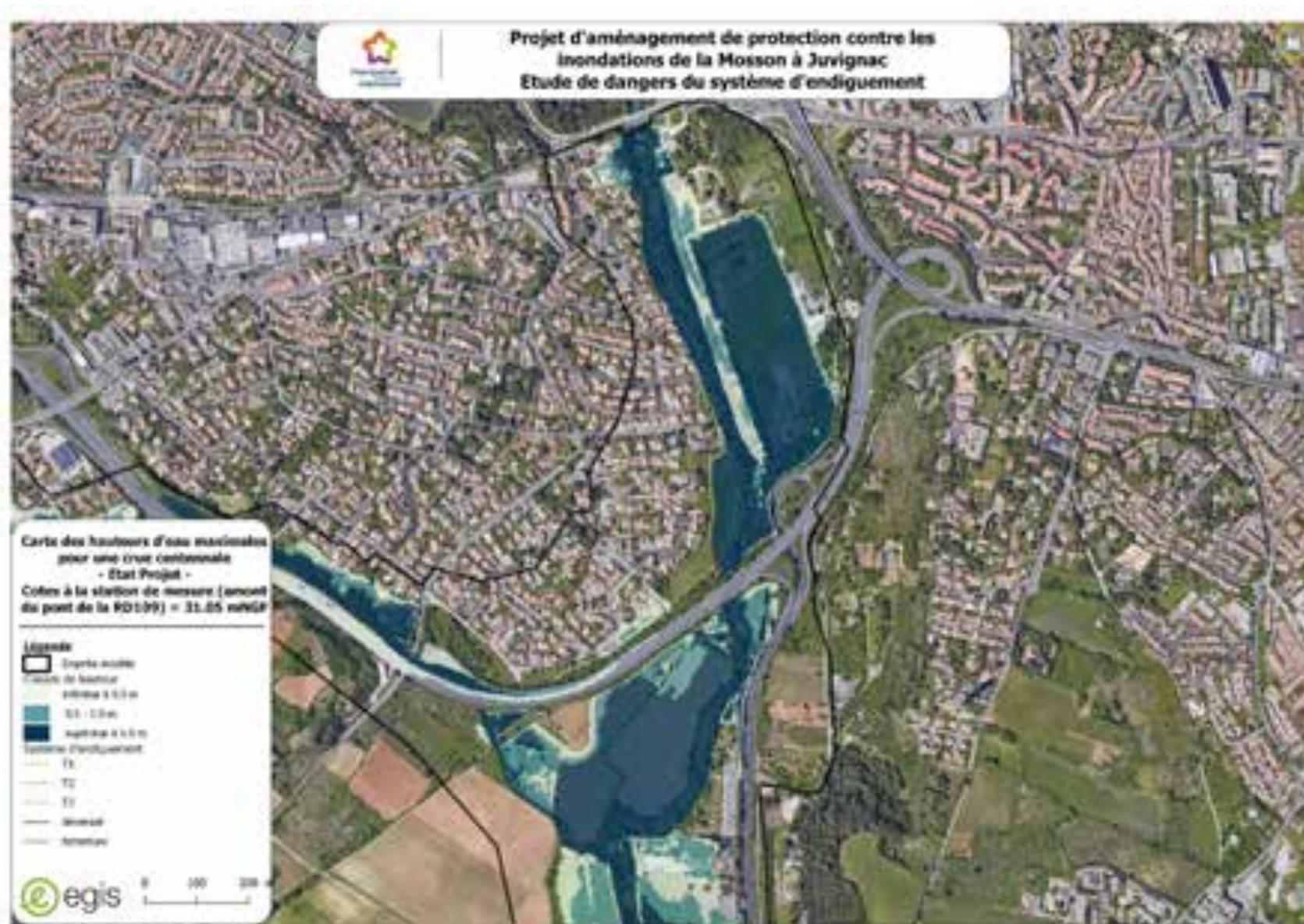


Figure 63 : Etat projet – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.05 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

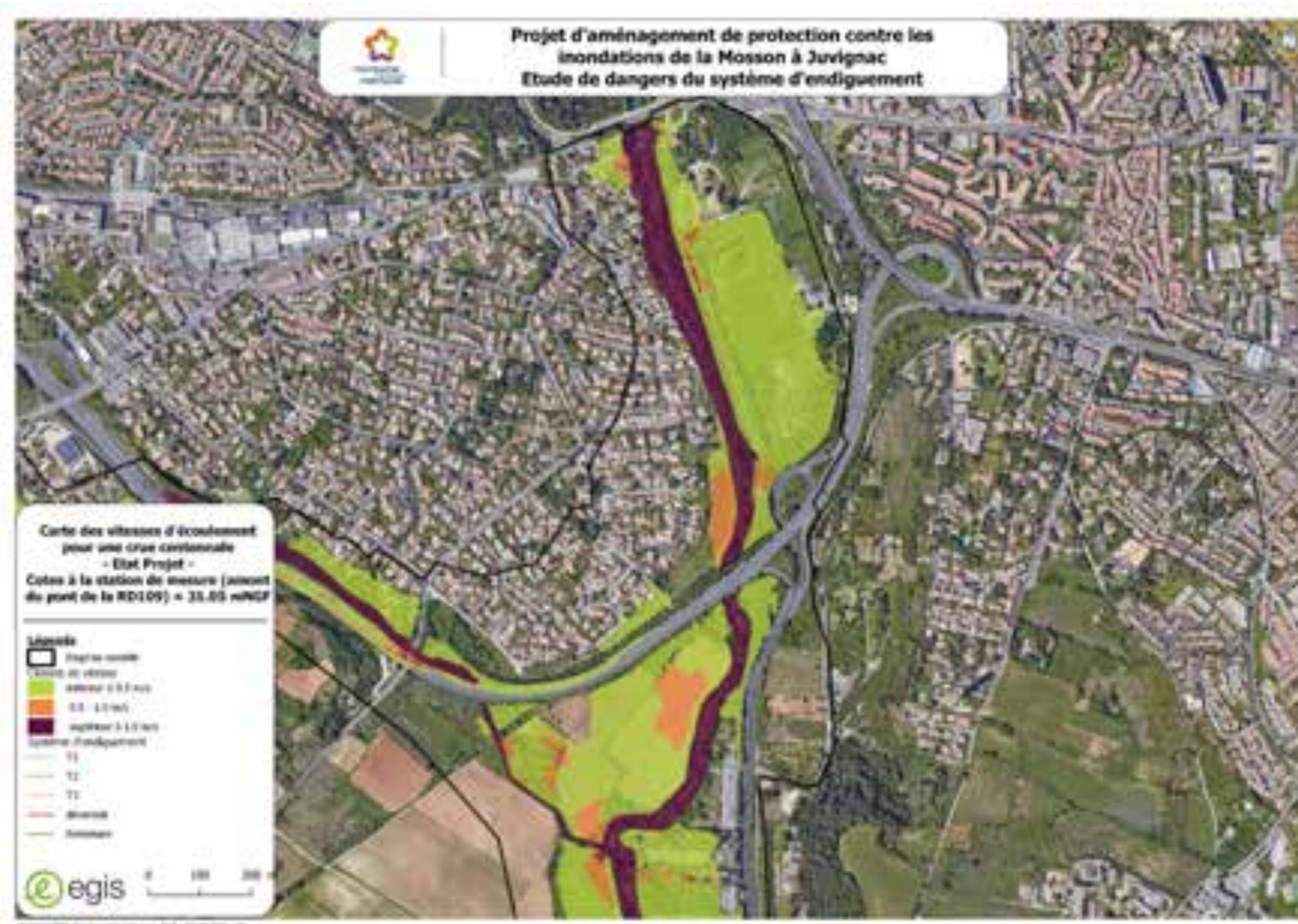


Figure 64 : Etat projet – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

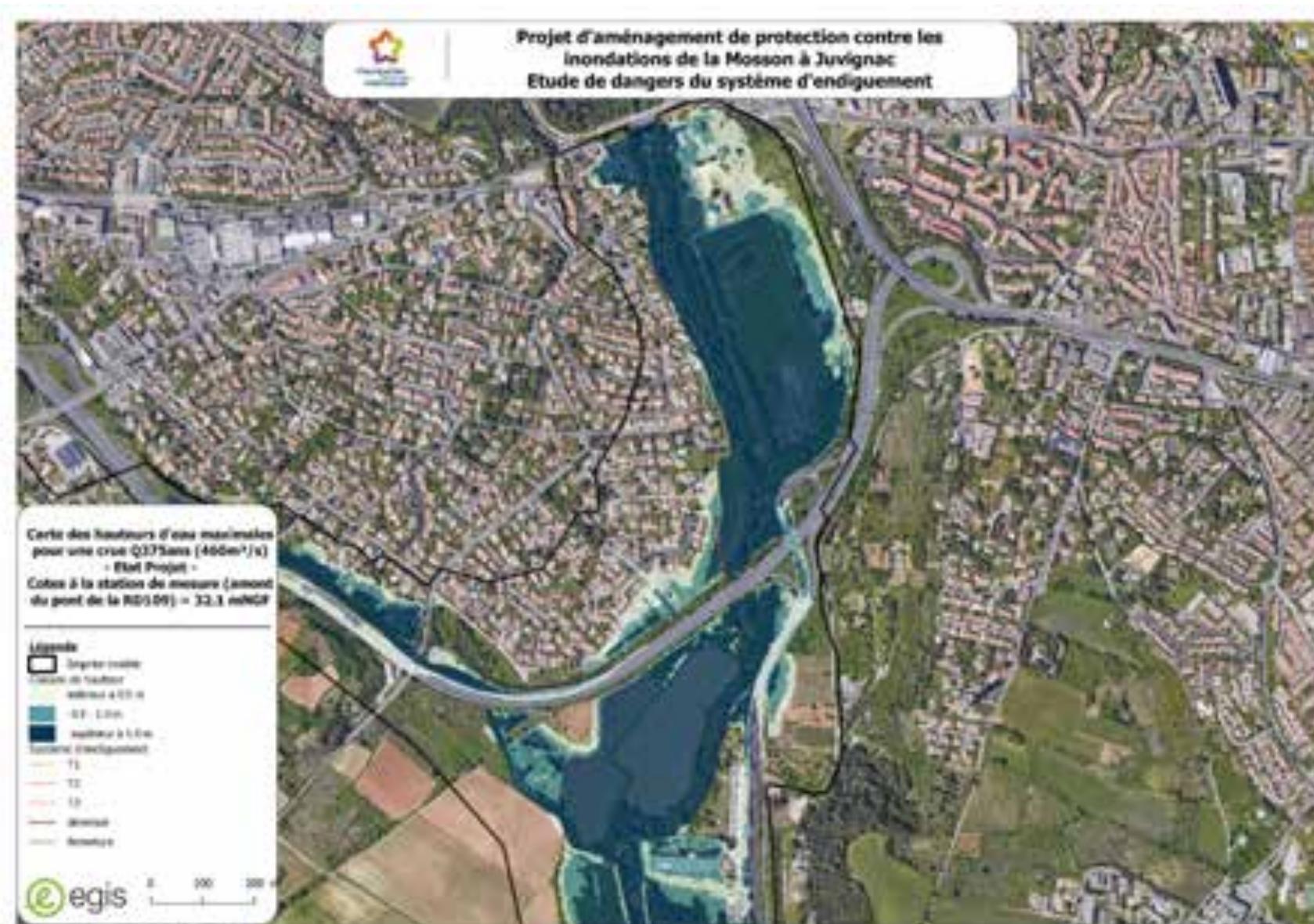


Figure 65 : Etat projet – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

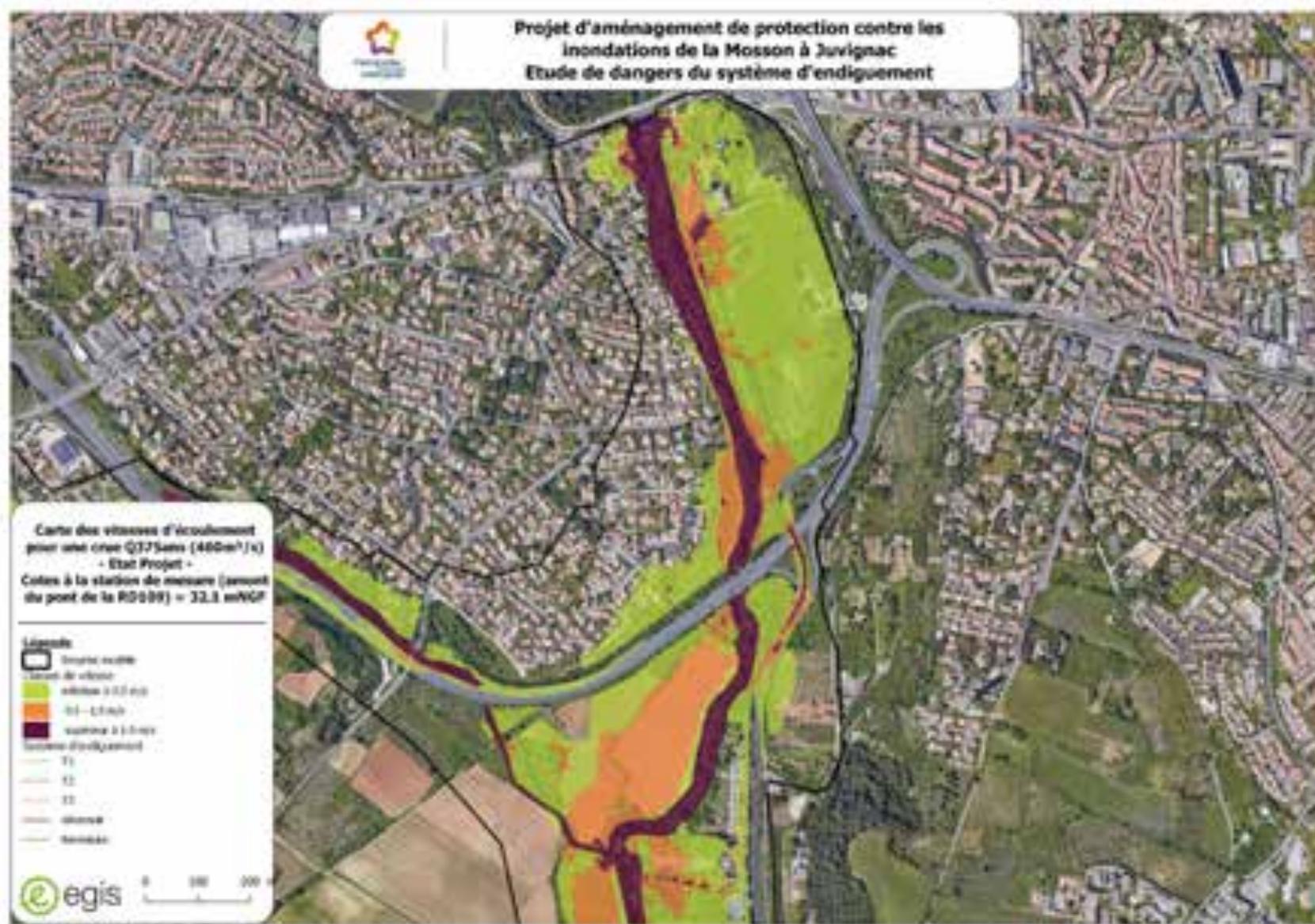


Figure 66 : Etat projet – Crue de 500 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.3 m NGF – Carte des hauteurs d'eau



Figure 67 : Etat projet – Crue de 500 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.3 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

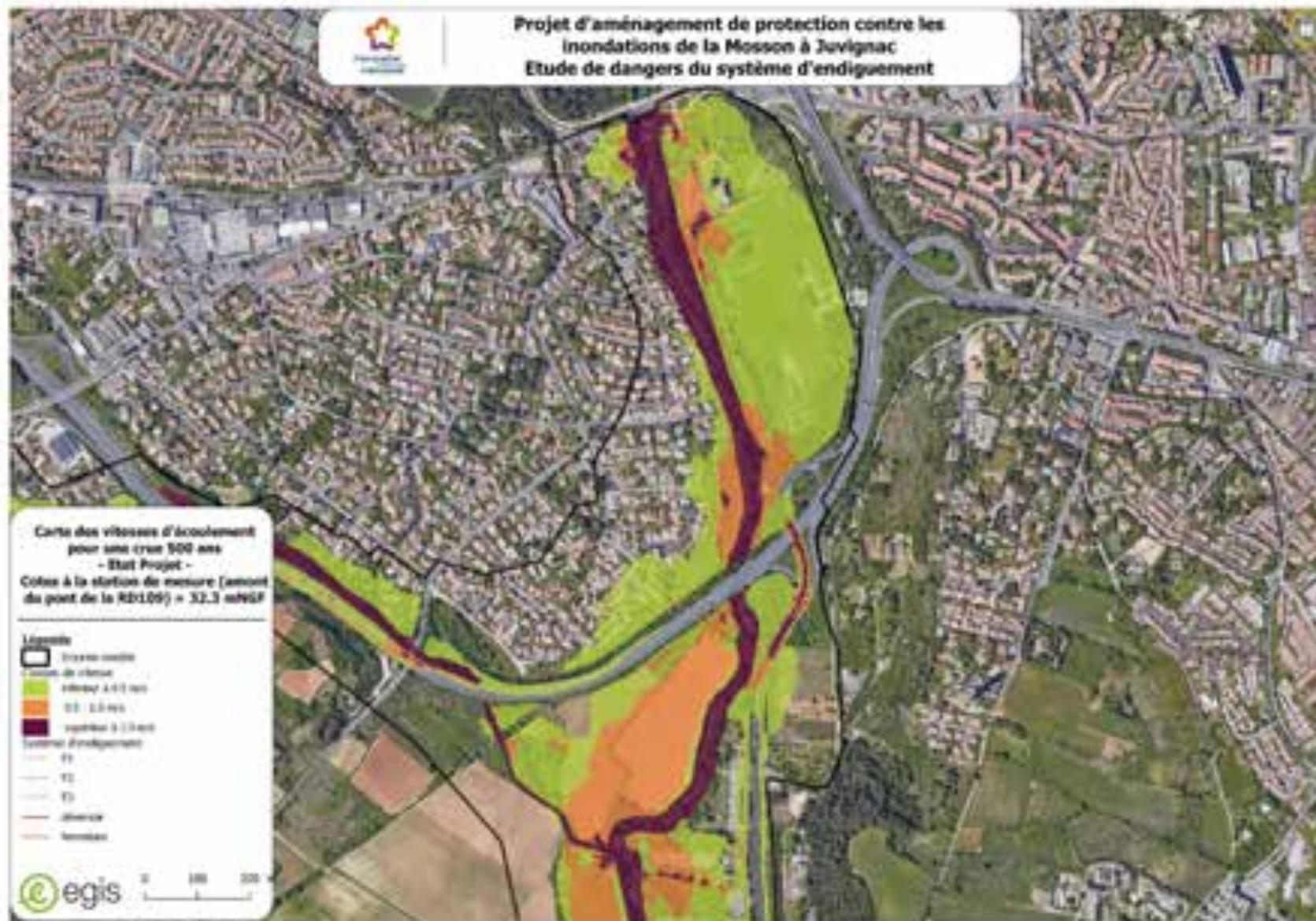


Figure 68 : Etat projet – Crue de 1 000 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.5 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

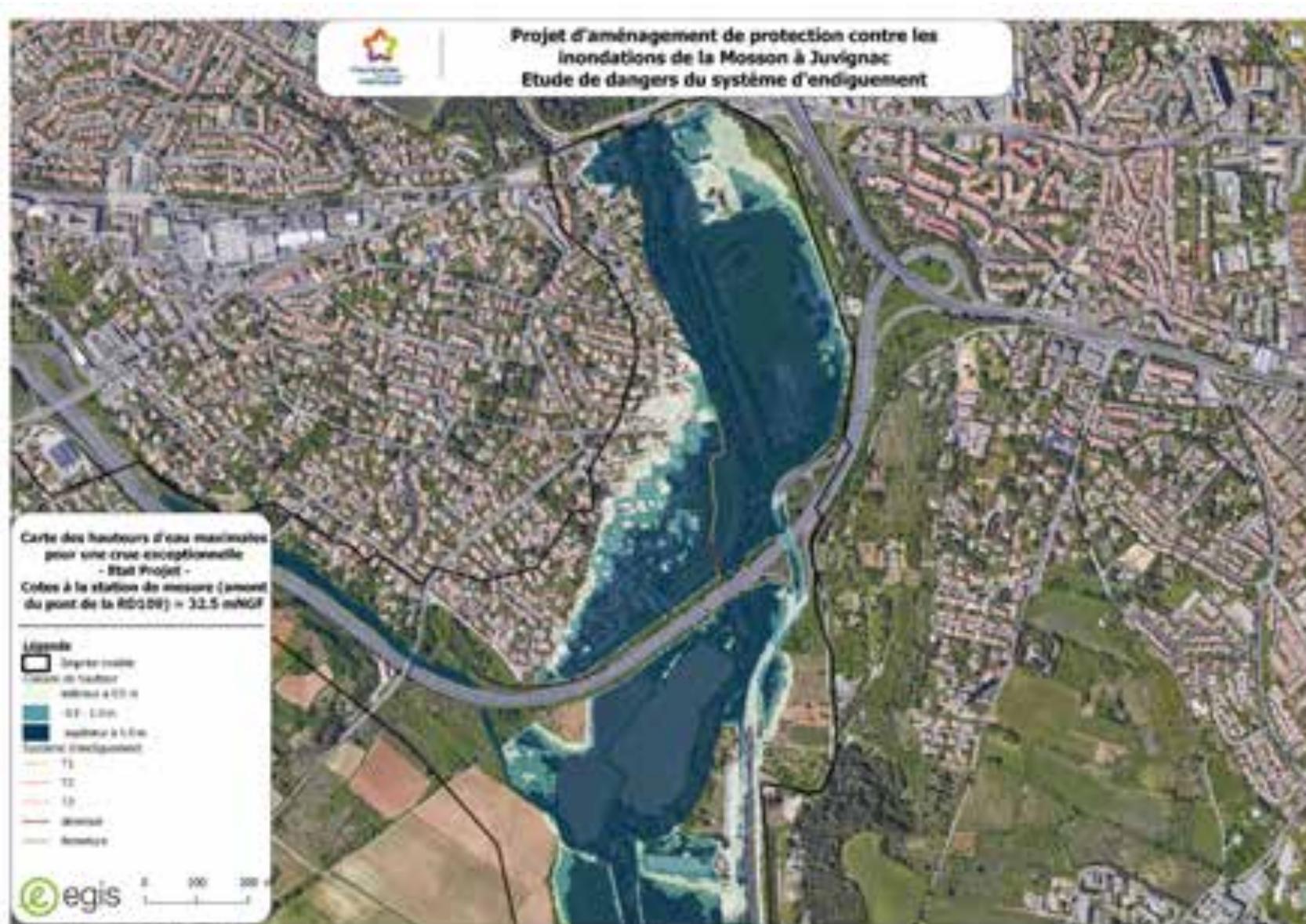
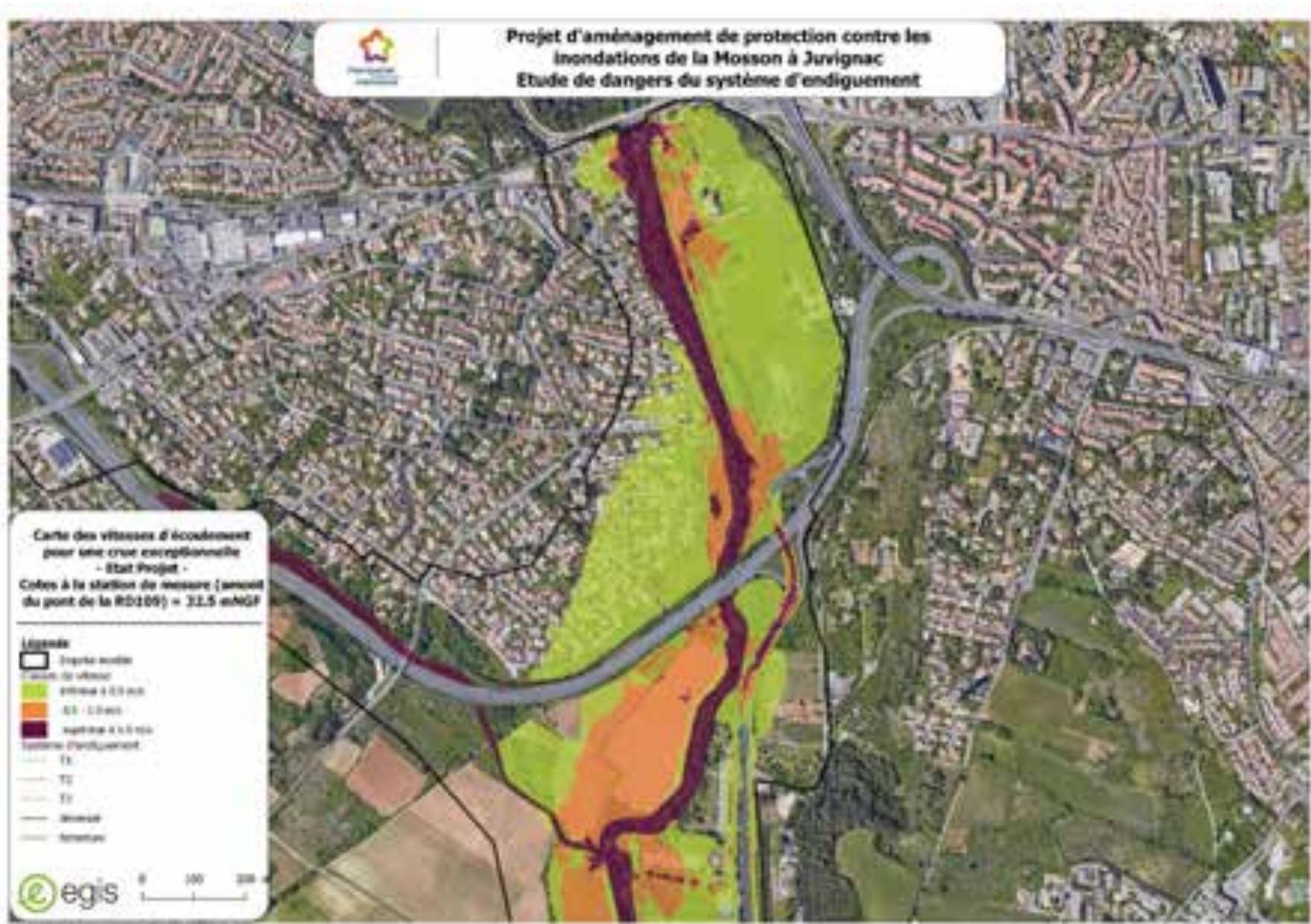


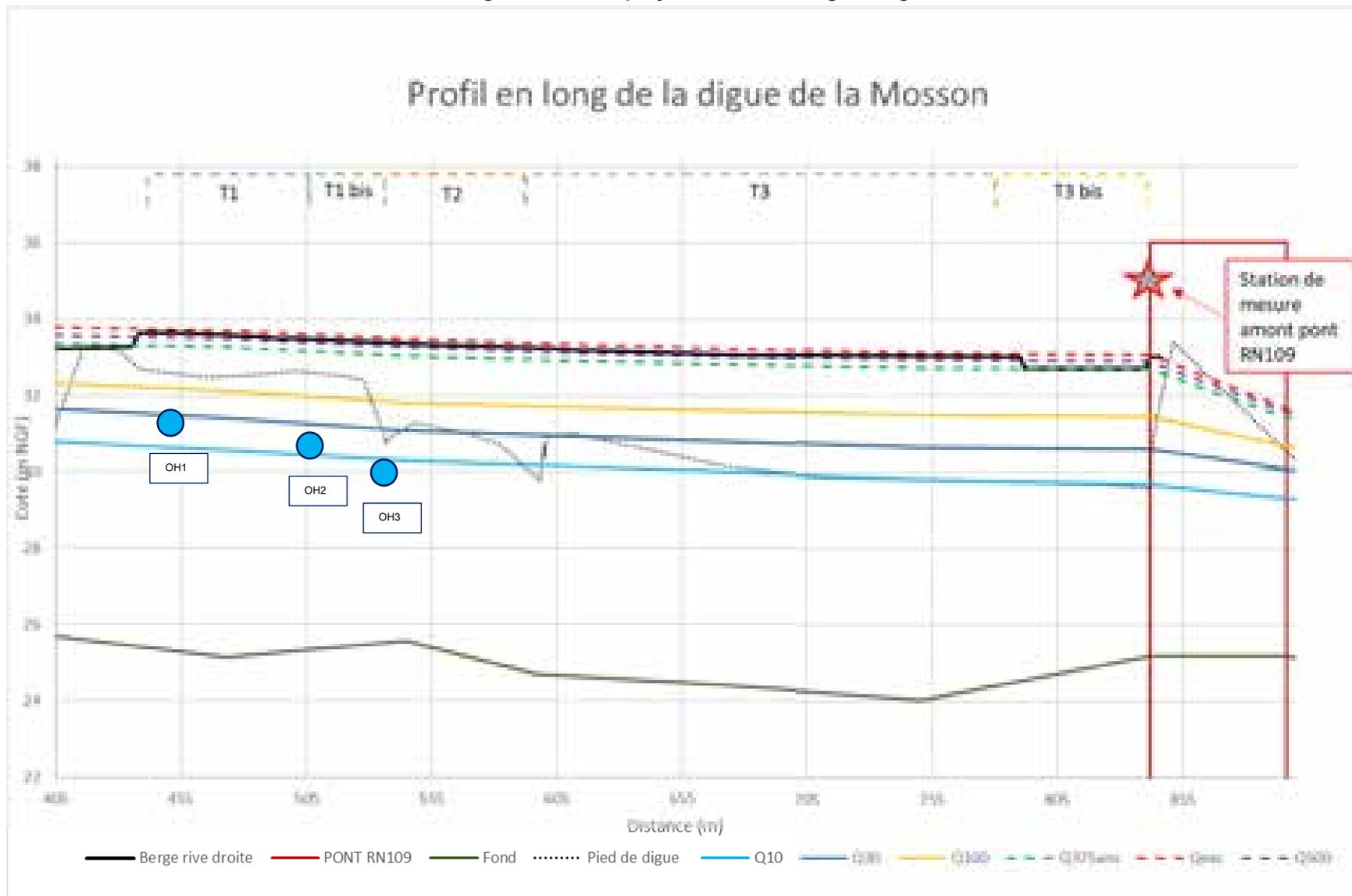
Figure 69 : Etat projet – Crue de 1 000 ans– Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.5 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement



4.1.5.4.2 Profil en long des lignes d'eau

Les différentes cotes et dimensions des ouvrages hydrauliques seront calées lors de la phase PROJET. Les ouvrages traversants ont été localisés sur le profil en long ci-dessous. Il s'agit d'une localisation approximative, les dimensions des ouvrages ne sont pas à l'échelle.

Figure 70 : Etat projet – Profil en long des lignes d'eau



4.1.5.4.3 Cotes et vitesses d'écoulement

Le tableau page suivante récapitule l'ensemble des cotes et des vitesses d'écoulement, au droit des profils en travers de calcul, pour tous les scénarios hydrologiques.

Figure 71 : Localisation des profils en travers de calcul



Tableau 15 : Cotes et vitesses au droit des profils en travers de calcul

N° Profil en travers	COTES Q50 (m NGF)	VITESSES Q50 (m/s)	COTES Q10 (m NGF)	VITESSES Q10 (m/s)	COTES Q100 (m NGF)	VITESSES Q100 (m/s)	COTES Q3004 (m NGF)	VITESSES Q3004 (m/s)	COTES Q375 (m NGF)	VITESSES Q375 (m/s)	COTES Q500 (m NGF)	VITESSES Q500 (m/s)	COTES QERC (m NGF)	VITESSES QERC (m/s)
P26	91,80	0,77	92,41	0,90	93,10	1,04	94,11	1,28	94,31	1,30	94,37	1,30	94,59	1,35
P27	91,67	1,50	92,48	1,70	93,19	1,71	93,87	2,01	93,97	2,05	94,53	2,01	94,19	2,08
P28	91,24	1,02	92,34	1,11	92,97	1,40	93,66	1,76	93,76	1,70	93,92	1,58	94,12	1,69
P29	91,49	1,23	92,21	1,23	92,85	1,37	93,56	1,64	93,66	1,66	93,83	1,61	94,02	1,68
P30	91,23	1,35	92,06	1,36	92,73	1,36	93,50	1,66	93,60	1,66	93,78	1,39	93,97	1,45
P31	91,01	1,35	91,88	1,44	92,53	1,61	93,36	1,77	93,48	1,72	93,67	1,68	93,82	1,67
P32	90,79	1,49	91,65	1,63	92,34	1,78	93,25	1,92	93,38	1,94	93,58	1,84	93,78	1,84
P33	90,56	1,44	91,42	1,67	92,13	1,83	93,12	1,98	93,26	1,99	93,48	1,89	93,69	1,89
P34	90,30	1,82	91,09	1,99	91,83	2,23	92,90	2,43	93,05	2,43	93,29	2,31	93,48	2,32
P35	90,19	1,92	90,98	1,67	91,71	1,81	92,79	1,96	92,94	1,97	93,14	1,88	93,38	1,88
P36	89,98	1,49	90,79	1,50	91,61	1,58	92,68	1,67	92,82	1,71	93,01	1,73	93,23	1,88
DH_N009_0m	89,76	1,33	90,63	1,40	91,48	1,69	92,54	1,71	92,68	1,77	92,89	1,80	93,09	1,92

4.1.5.4.4 Limnigrammes

Les figures suivantes présentent les limnigrammes au droit des profils en travers P31, P34 et amont RN109.

Figure 72 : Etat projet – Limnigrammes de crue au droit du profil 31

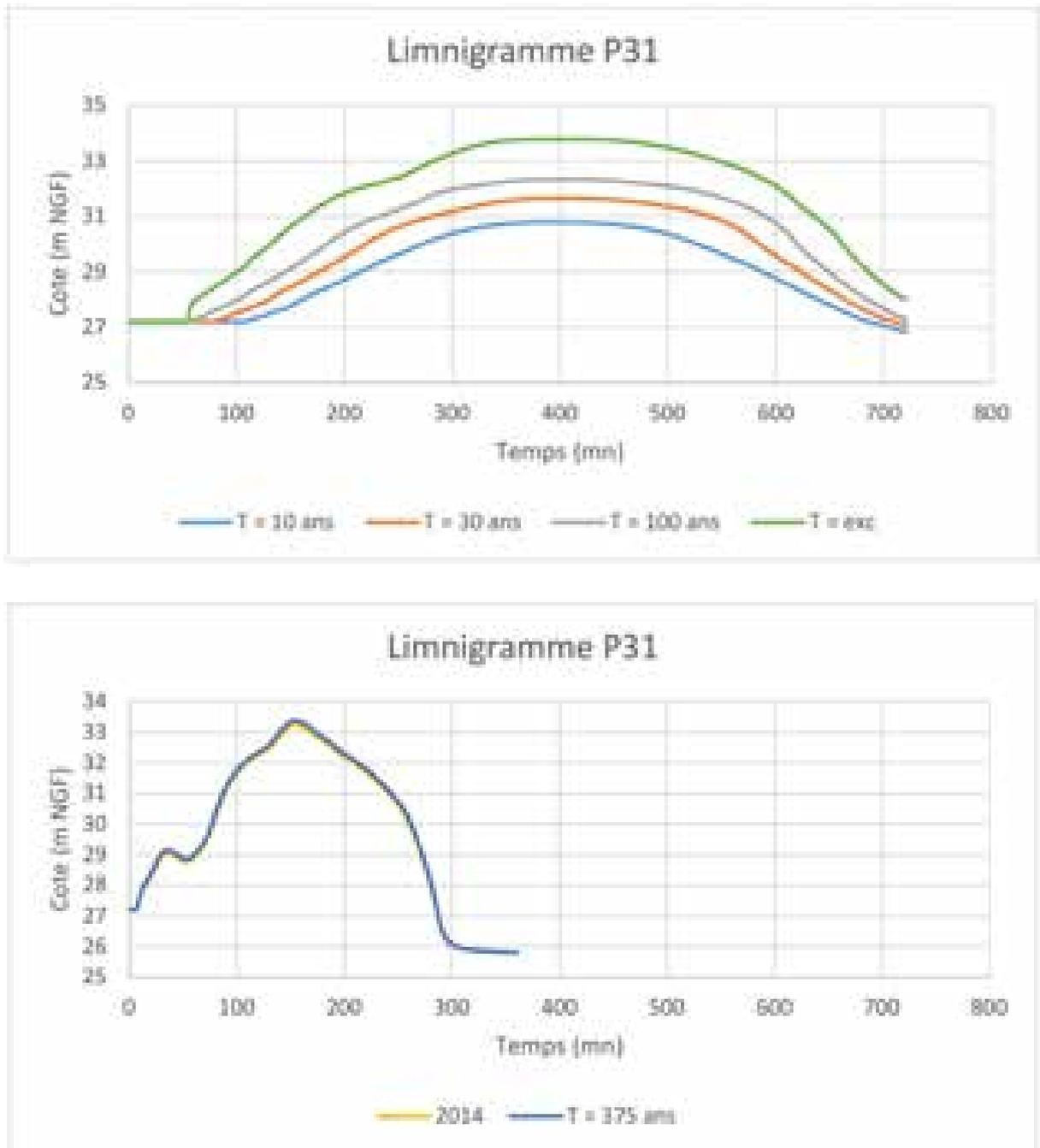


Figure 73 : Etat projet – Limnigrammes de crue au droit du profil 34

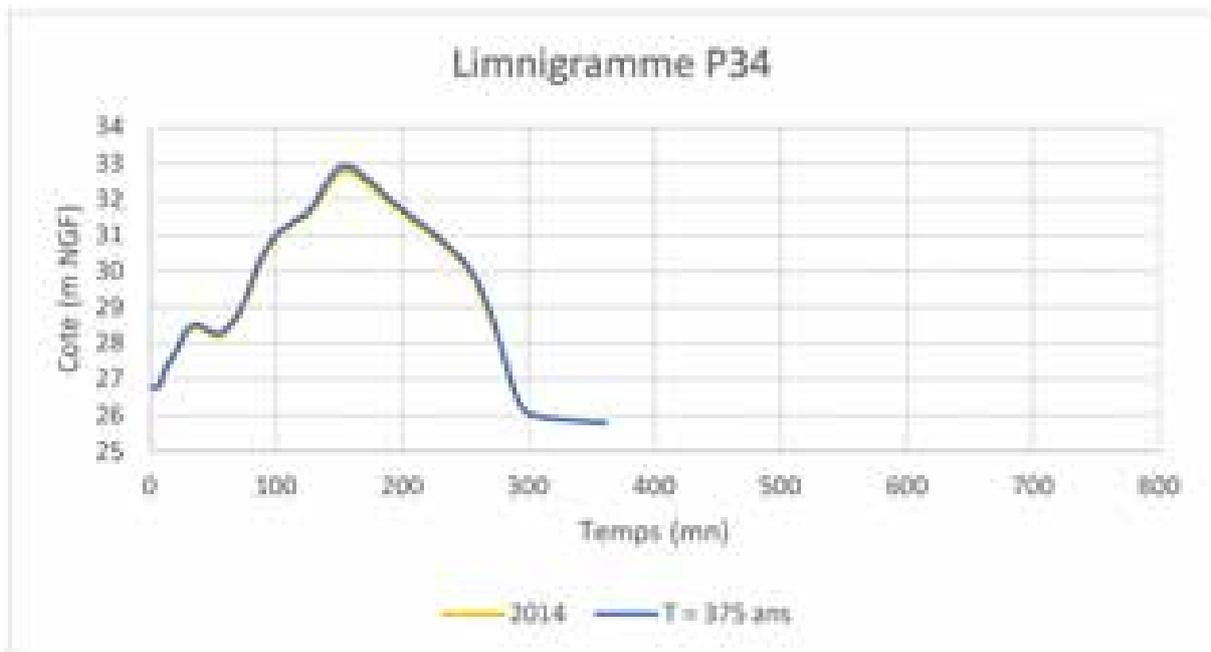
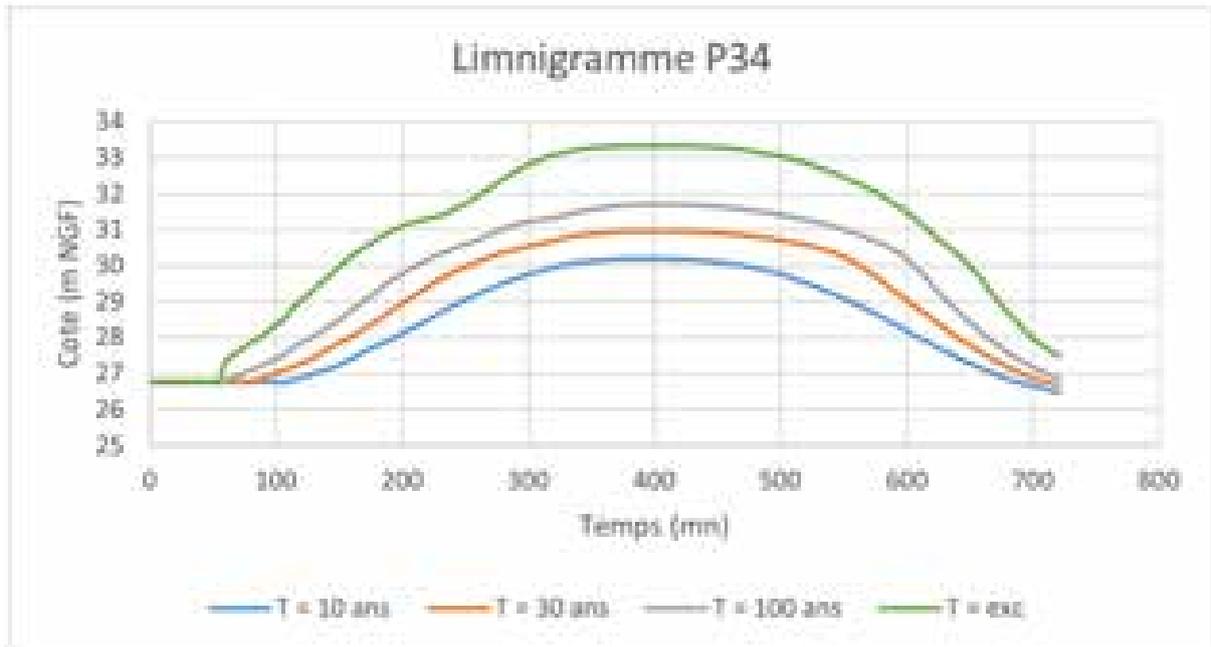
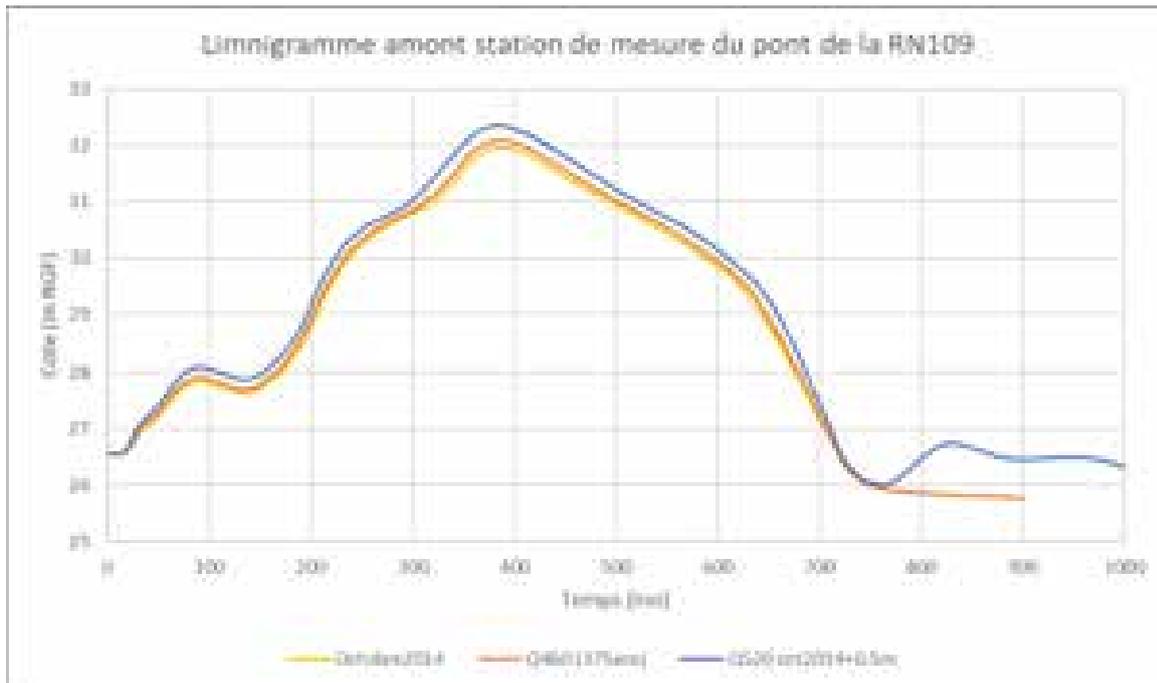
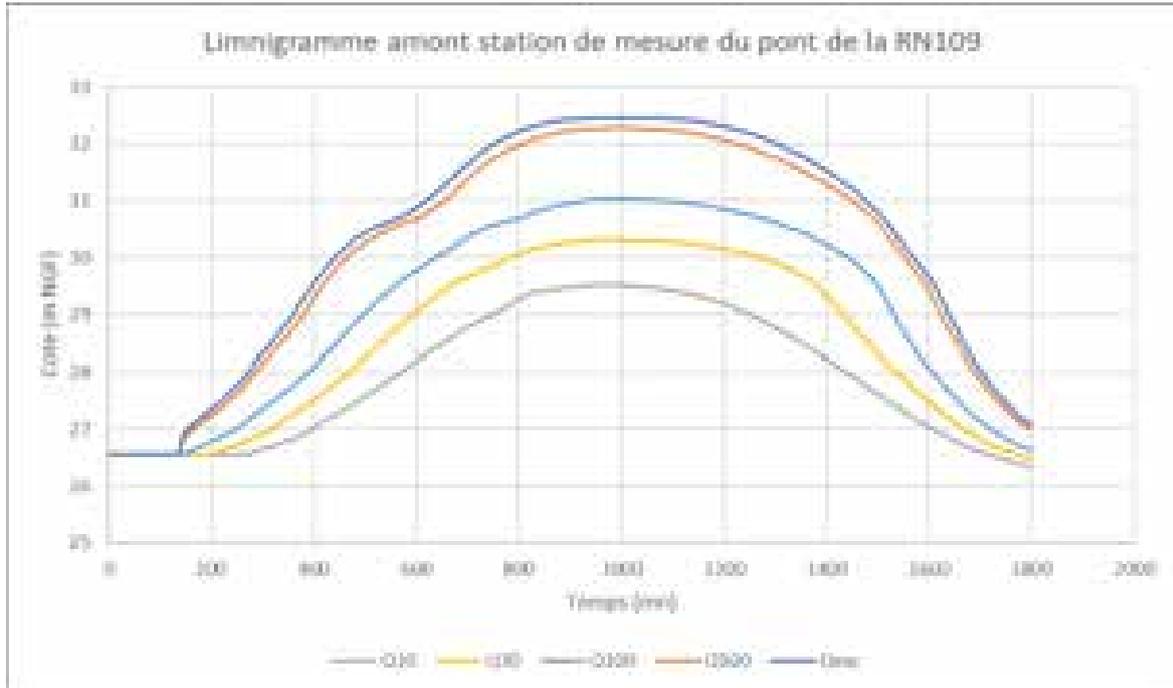


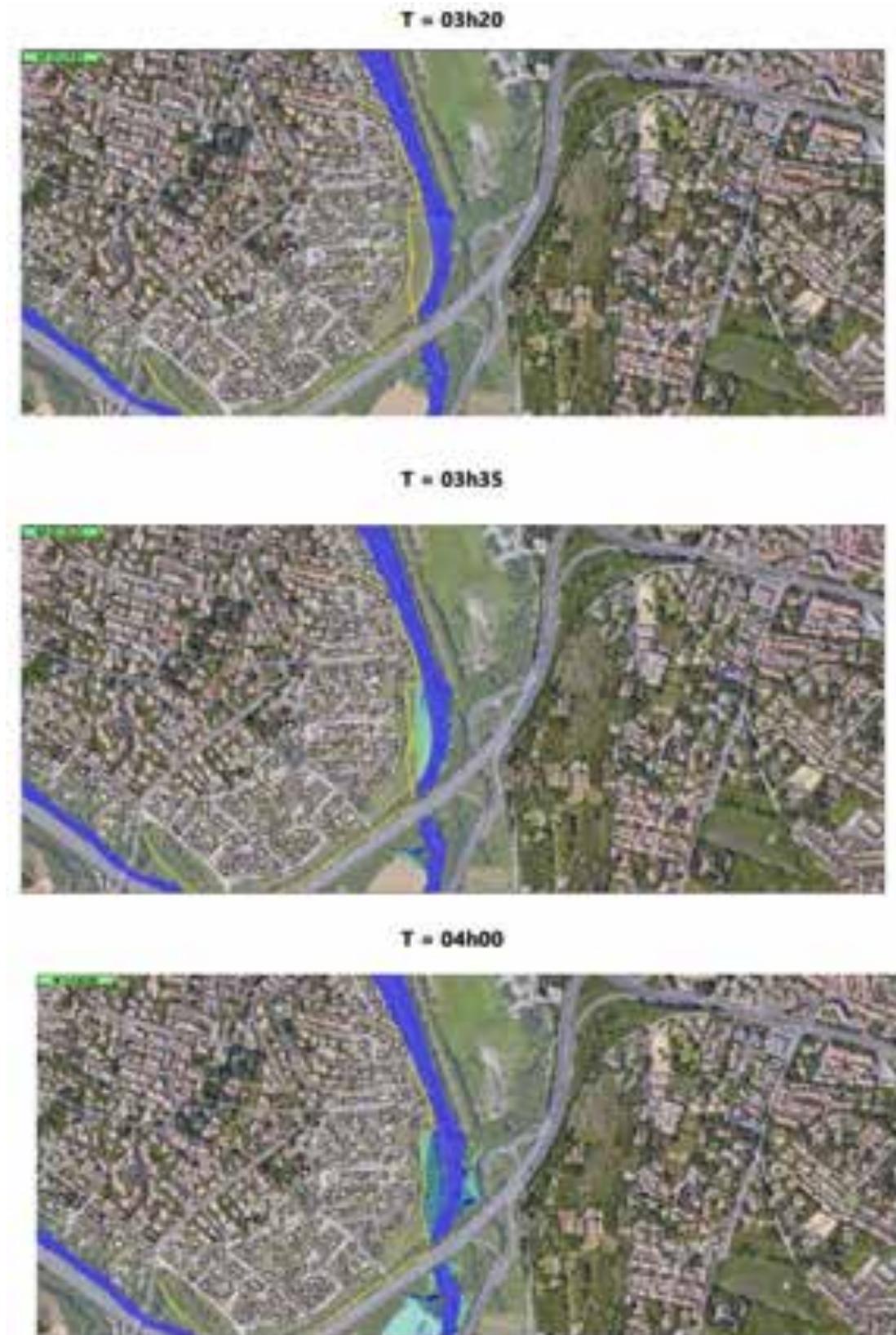
Figure 74 : Etat projet – Limnigrammes de crue au droit du profil amont de la RN109



4.1.5.4.5 Evolution dans le temps de la crue correspondant au niveau de protection

Les cartes suivantes permettent de suivre l'évolution de la crue au cours du temps.

Figure 75 : Etat projet – Evolution de la crue correspondant au niveau de protection



T = 04h30



T = 05h00



T = 05h30



T = 06h00



T = 06h30



T = 07h00



4.1.5.5 Impact du projet d'aménagement de protection contre les inondations de la Mosson à Juvignac

Le projet d'aménagement de protection contre les inondations de la Mosson à Juvignac protège le quartier de la Plaine pour une crue type de 460 m³/s de période de retour d'environ 375 ans.

Une partie Sud du quartier reste toutefois inondable par la remontée de la Mosson par l'ouvrage sous la RN109 qui entrave les écoulements du ruisseau de la Plaine, mais les hauteurs d'eau attendues sont bien moins importantes qu'en état actuel. Des aménagements ont été réalisés sur l'exutoire du ruisseau de la Plaine et d'autres sont envisagés mais ils ne font pas l'objet du présent programme de travaux.

4.1.5.5.1 Impact sur les hauteurs d'eau

Sont reportés sur la figure en page suivante, les impacts du projet sur les hauteurs d'eau pour le niveau de protection du système d'endiguement (crue de 460 m³/s – T = 375 ans).

Apparaissent :

- En bleu, les zones où l'impact se traduit par des abaissements du niveau d'eau (entre 0.01 et 0.50 m en allant du bleu clair au bleu foncé),
- En blanc, les zones où l'impact est nul,
- En vert, les zones où l'impact se traduit par une surélévation du niveau d'eau compris entre 0.01 et 0.10 m,
- En jaune, les zones où l'impact se traduit par une surélévation du niveau compris entre 0.10 et 0.25 m.

L'impact du projet est donc nul :

- En rive droite de la Mosson en aval de la RN109,
- En rive droite de la Mosson en aval immédiat de la Route de Lodève.

En rive gauche de la Mosson (côté opposé au projet), l'impact se traduit par des surélévations de lignes d'eau :

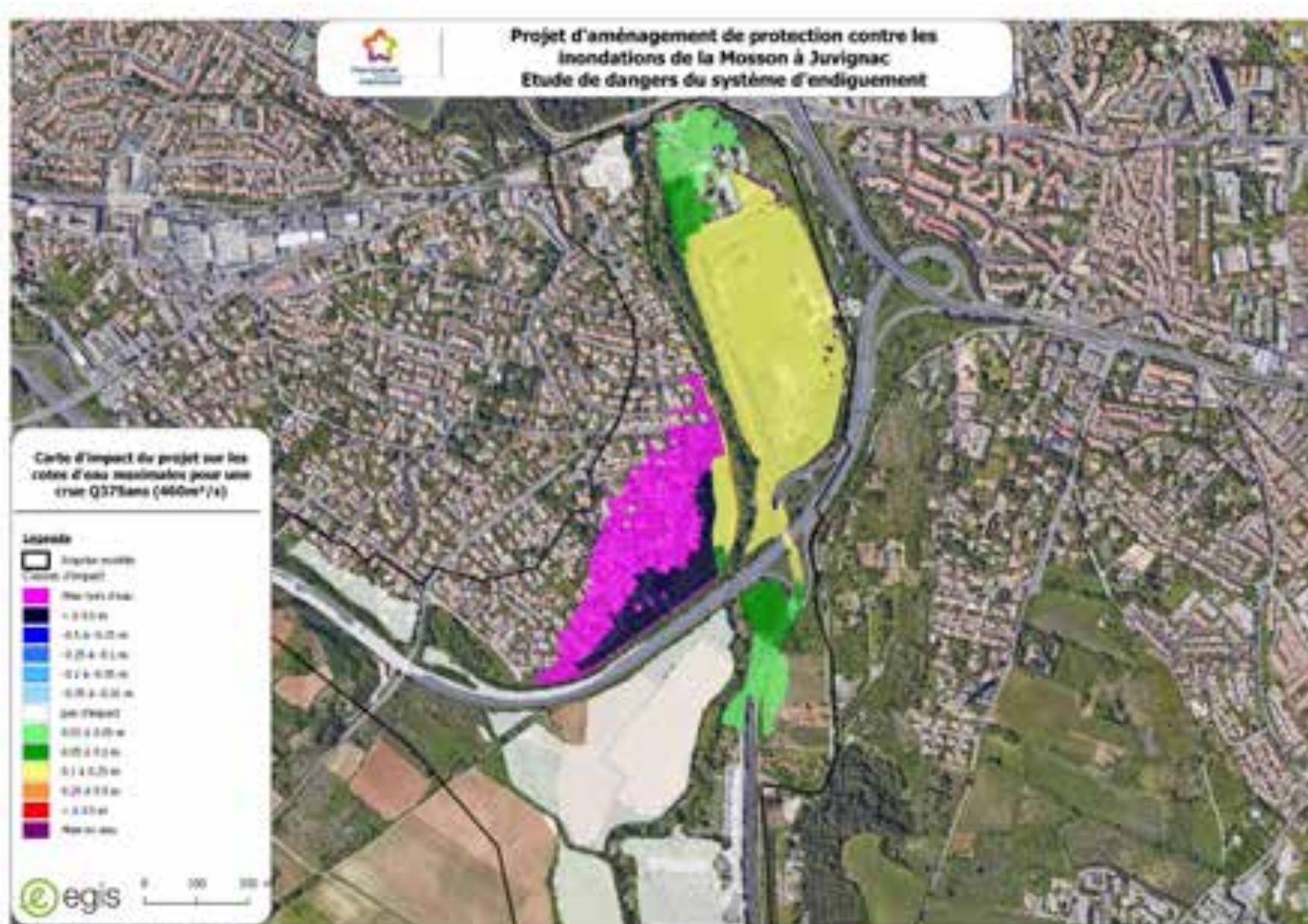
- De 0.01 m à 0.10 m sur un linéaire d'environ 250 m en aval de la Route de Lodève,
- De 0.10 à 0.25 m en aval de ce point jusqu'à la RN109.

4.1.5.5.2 Evolutions morphologiques liées au système d'endiguement

L'évolution géomorphologique du lit de la Mosson au cours du temps est présentée au chapitre 4.4.

Le projet n'est pas de nature à engendrer une évolution géomorphologique du cours d'eau, la section d'écoulement du lit mineur n'étant pas modifiée.

Figure 76 : Carte d'impact sur les hauteurs d'eau



4.1.5.6 Comparaison des résultats de l'étude hydraulique avec les résultats des études hydrauliques du PPRI

Le Plan de Prévention des Risques Naturels d'Inondation et Mouvements de Terrain du bassin versant amont de la Mosson – Communes de Combaillaux, Vailhauquès, Montarnaud, Murles, Grabels, Juvignac et Saint-Georges-d'Orques a été approuvé par Arrêté Préfectoral n° 2001.OI.949 le 09 mars 2001.

4.1.5.6.1 Hypothèses hydrologiques retenues dans le PPRI

Le PPRI a été établi sur la base du débit centennal de la Mosson estimé à 371 m³/s dans l'étude du PPRI.

4.1.5.6.2 Hypothèses retenues pour les zones à risques dans le PPRI

- 1) Zone d'écoulement principal = Zone Rouge de risque grave
Est classée en zone de risques fort, une zone dont au moins une des conditions suivantes est valide :
 - La hauteur d'eau centennale est égale ou supérieure à 0.5 m,
 - Ou
 - La vitesse d'écoulement de la crue centennale est égale ou supérieure à 0.5 m/s.

La préservation des chenaux d'écoulement en période de crue est également prise en compte.

- 2) Zone d'expansion des crues = Zone Bleue de risque important
Est classée en zone de risques importants une zone dont toutes les conditions suivantes sont remplies :
 - La hauteur d'eau centennale est inférieure à 0.50 m,
 - La vitesse d'écoulement de la crue centennale est inférieure à 0.50 m/s.
 Il s'agit de zones d'expansion des crues. Le risque, en terme de fréquence de submersion, de hauteur d'eau et de vitesse de courant y est moins important. Elles ne sont donc pas concernées par les crues courantes, cependant, elles ont été ou seront submergées lors des crues rares ou exceptionnelles. Dans ce cas, elles jouent un rôle essentiel de stockage des crues. A ce titre, leur caractère naturel doit être préservé et toute nouvelle urbanisation ne peut y être admise.

4.1.5.6.3 Zonage réglementaire retenu dans le PPRI

Quatre types de zones ont été définis sur le territoire communal :

- **Zone rouge R**, correspondant à une zone de fort écoulement, non urbanisée, qui regroupe les terrains situés en bordure de la Mosson, et notamment :
 - La zone se trouvant au pied du golf de Fontcaude, atteignant les bâtiments des thermes et se prolongeant jusqu'à la confluence avec le Courpoiran,
 - La zone comprise entre le lieu-dit « Le Point du Jour » et la RN109, englobant le Domaine des Bonniers de la Mosson,
 - A l'aval, une large bande s'étalant de part et d'autre de la Mosson et limitée par la RD132.
 L'objectif du règlement est ici de permettre l'entretien et la gestion des bâtiments et activités existants, mais à la condition de ne pas aggraver la situation actuelle. Dans cette zone, aucune utilisation ou occupation nouvelle du sol n'est autorisée de façon à ne pas aggraver les conséquences d'une crue.

- **Zone rouge RU 1**, la zone située à l'aval du lieu-dit « Point du Jour », où les secteurs rue de la Mosson et « Mon Désir » sont inondés lors de crues importantes.

Cette zone urbanisée correspond également à une zone de fort écoulement où les hauteurs d'eau sont importantes. Dans cette zone où les impératifs de prévention du risque prédominent sur la logique urbaine, toute nouvelle construction est interdite.

- **Zone bleue Bu :**

- La zone située en rive gauche de la Fosse, immédiatement en amont du Pont de la RD27E6,
- Une bande au-delà de la zone RU 1, dans le secteur rue de la Mosson, « Mon Désir ».

Cette zone est une zone d'expansion des crues qui couvre des secteurs déjà fortement urbanisés, où les hauteurs d'eau sont inférieures à 0.50 m en crue centennale et les vitesses inférieures à 0.50 m/s. Pour cette zone, les mesures constructives de protection individuelle ou collective peuvent réduire ou supprimer les conséquences dommageables d'une crue.

- **Zone bleue Bn**, des bandes de terrains globalement situées au-delà des zones rouges R.

Il s'agit de zones d'expansion de crues, non urbanisées, qu'il faut absolument préserver afin de laisser le libre écoulement des eaux de crue et de maintenir libres les parties du champ d'inondation qui participent à l'écrêtement naturel des crues. Toute urbanisation y est interdite.

4.1.5.6.4 Comparaison des cartes d'aléas du PPRI et les cartes d'aléas de l'EDD

Les cartes d'aléas du PPRI et les cartes d'aléas de l'EDD sont reportées page suivante.

Figure 77 : Comparaison des cartes d'aléas du PPRI et de l'EDD

Carte du PPRI (Q = 371 m³/s)

Carte EDD – Etat actuel – T = 100 ans – Q = 265 m³/s



4.1.5.7 Incertitude sur les résultats

L'attention du lecteur est attirée sur les incertitudes associées aux données et résultats affichés dans la présente étude de dangers.

Elles sont de plusieurs ordres et concernent divers domaines. On retiendra en particulier celles liées à la topographique, à l'hydrologique, à l'hydraulique et aux enjeux, dont une évaluation est faite dans le tableau ci-dessous, mais également celles liées aux probabilités de rupture, associées à l'analyse géotechnique, qui sont difficilement quantifiables.

Tableau 16 : Incertitudes connues ou estimées sur les données utilisées ou résultats produits dans le cadre de l'étude de dangers

Domaine	Données utilisées ou résultats produits dans le cadre de l'étude de dangers	Plage d'incertitude connue ou estimée
Topographie	Levés topographiques terrestres de différentes sources, dont certains ont une dizaine d'années	+/- 10 cm en altimétrie et planimétrie
Hydrologie	Hydrogrammes de crue et débit de pointe pour une période de retour donnée	+/- 15 % ¹
Hydraulique	Niveaux et hauteurs d'eau maximum dans le lit endigué et dans la zone protégée en cas d'entrée d'eau	+/- 10 cm ²
Enjeux	Nombre d'habitants dans la zone protégée	+/- 5 % sur les données INSEE

En conséquence, les revanches prises en compte dans l'évaluation des niveaux de protection des ouvrages sont cohérentes avec les incertitudes des évaluations hydrauliques. Les revanches retenues dans le cadre de l'EDD sont ainsi supérieures à la plage d'incertitude topographique de 10 cm.

¹ Valeur estimée au regard des variations existantes sur les estimations des débits de référence

² Ordre de grandeur des incertitudes existantes au niveau des laisses de crue et des résultats de calage

4.1.6 Les embâcles au droit des ponts

Les ouvrages de franchissement sont susceptibles d'être le siège de création d'embâcles qui peuvent entraîner des exhaussements de lignes d'eau en amont et d'aggraver les débordements.

Dans la traversée de Juvignac, on dénombre quatre ouvrages de franchissement décrits dans le chapitre 4.1.5.2.4.

Le seul ouvrage susceptible d'influer sur le système d'endiguement est celui de la RN109. L'ouvrage sur la RD5 se situe bien en aval. Les autres ouvrages se situent en amont du système d'endiguement.

Toutefois, la section de l'ouvrage (ouverture de 29.50 m) de la RN109 n'est pas de nature à générer des embâcles.

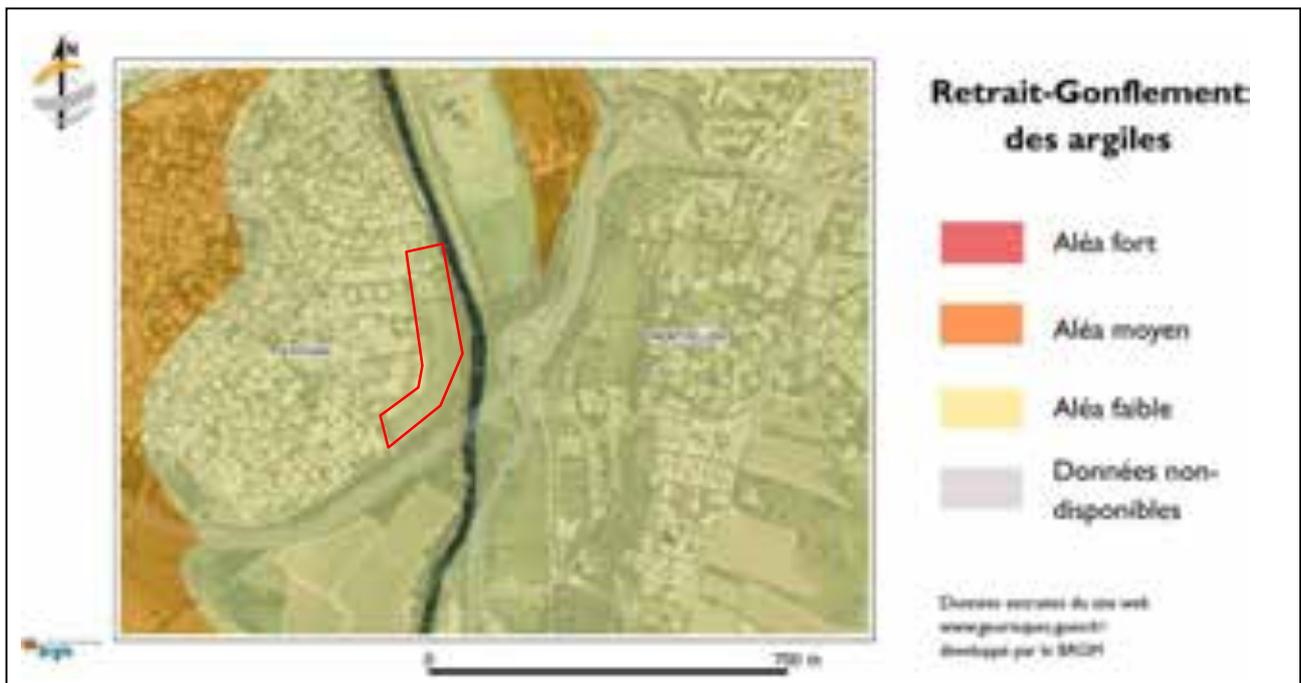
Cet aléa ne sera pas pris en compte dans l'analyse des défaillances structurelles du système d'endiguement.

4.2 Aléa retrait-gonflement des argiles

En période de sécheresse, la tranche d'argile la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent. L'amplitude de ce tassement est d'autant plus importante que la couche de sol argileux concernée est épaisse et qu'elle est riche en minéraux gonflants.

La carte d'aléa des risques de retrait-gonflement mentionne pour cette zone un aléa faible.

Figure 78 : Carte de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le secteur d'étude (Source : BRGM)



D'après les données du BRGM, l'ensemble du secteur d'étude est situé en zone d'aléa faible pour le retrait-gonflement des argiles. Dans les zones où l'aléa est qualifié de faible, la survenance de sinistres est possible en cas de sécheresse importante, mais ces désordres ne toucheront qu'une faible proportion des bâtiments (en priorité ceux qui présentent des défauts de construction ou un contexte local défavorable, avec par exemple des arbres proches ou une hétérogénéité du sous-sol).

La commune a fait l'objet de 5 arrêtés relatifs aux « mouvements de terrain différentiels consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols » entre 1993 et 2017.

L'analyse réalisée par Fondasol dans la mission G2 PRO indique : « Les sols de la couche C4 et de la couche C1 sont à considérer avec une sensibilité moyenne à élevée vis-à-vis du retrait gonflement ».

Ces couches de sol C1 et C4 correspondent respectivement à une couche de sol située à très faible profondeur et une couche située la plus en profondeur des sondages géotechniques. Ces sols étant sensibles au retrait gonflement des argiles, il sera nécessaire de mettre en place des barrières physiques pour se prémunir du risque d'aléa retrait gonflement des argiles.

Le sol semble donc sensible au risque de retrait gonflement des argiles, l'analyse réalisée en phase G2 PRO devra confirmer l'absence de risque du site vis-à-vis de la sensibilité au retrait gonflement des argiles. Le suivi piézométrique réalisé sur le secteur d'étude présente des cotes relativement stables mais ce suivi piézométrique a été réalisé seulement sur une période courte de Juin à Octobre.

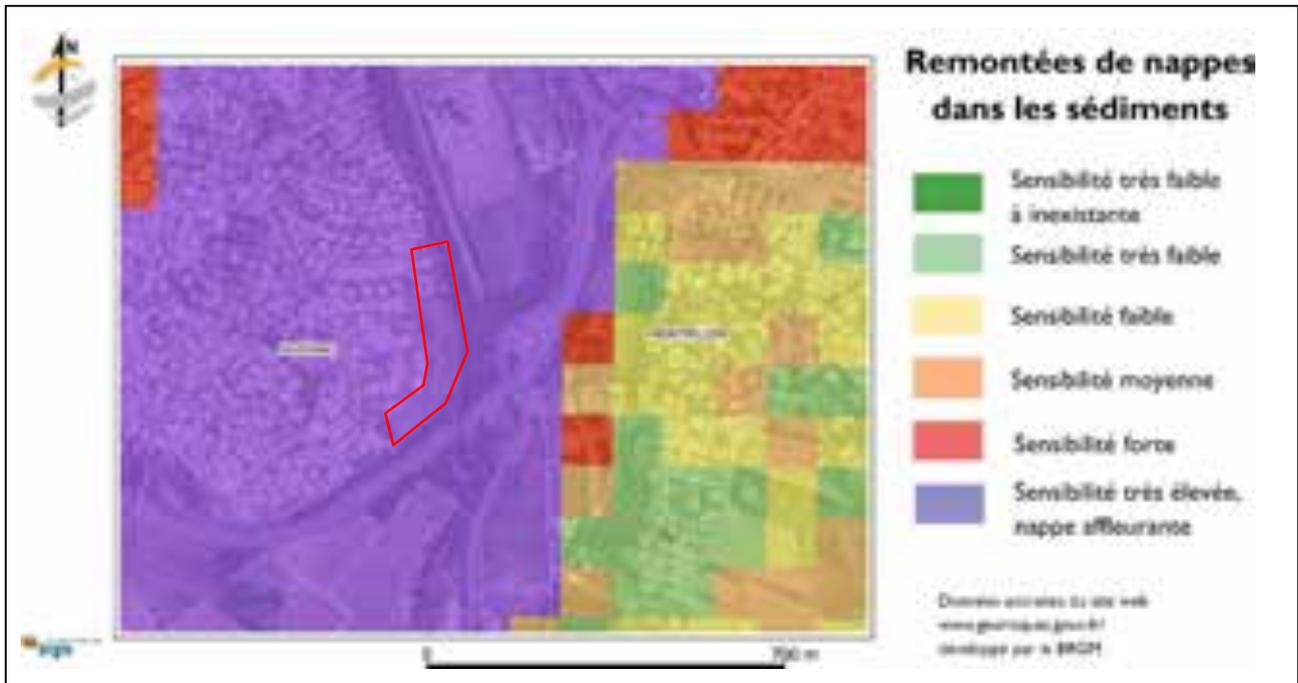
Concernant le futur ouvrage, le risque lié à l'aléa retrait gonflement des argiles semble faible sur la digue en remblai, mais sur le mur de soutènement en gabions côté zone protégé, le retrait gonflement des argiles pourrait impacter ce dernier.

Le site d'étude semble être potentiellement impacté par le risque de retrait gonflement des argiles. Si ce risque est avéré, il sera nécessaire de prendre en compte ce risque dans le dimensionnement des ouvrages en phase PRO, notamment sur la profondeur d'ancrage du mur en gabions.

4.3 Risque de remontées de nappe

D'après la carte de remontées de nappes, une inondation par remontée de la nappe générale au droit du site est considérée avec un **risque très élevé**, (nappe affleurante).

Figure 79 : Carte du risque de remontée de nappes dans le secteur d'étude (Source : BRGM)



Toutefois, les rapports d'investigations géotechniques réalisés récemment sur les digues ou dans la zone protégée ne font pas état de la présence de nappe.

Par ailleurs, le risque de remontée de nappe, même s'il engendre une entrée d'eau dans la zone protégée, n'est pas de nature à aggraver le risque de rupture des digues. Il ne se traduit donc pas comme un potentiel de dangers significatif pour les ouvrages.

Cet aléa ne sera pas pris en compte dans l'analyse des défaillances structurelles du système d'endiguement.

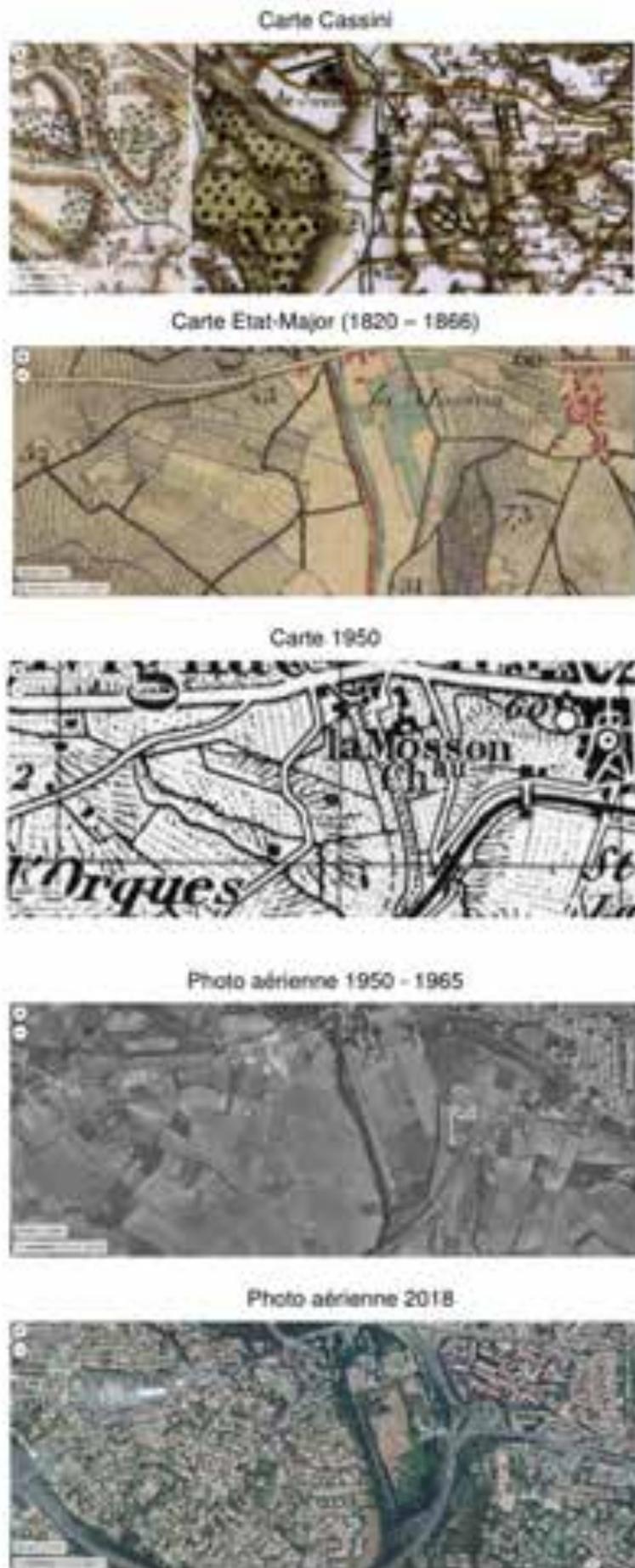
4.4 Evolution géomorphologique

Afin d'apprécier l'évolution géomorphologique de la Mosson à Juvignac, il a été réalisé une analyse de photographies aériennes historiques ainsi que des cartes de Cassini et d'état-major.

Celle-ci ne met pas en évidence de dynamique morphologique naturelle de la Mosson sur le secteur d'étude.

Les tracés du lit établis pour les différentes cartes et photographies aériennes sont stables.

Figure 80 : Evolution du tracé du lit de la Mosson



4.5 Risque d'érosion de berges

Le phénomène d'érosion externe peut être engendré par plusieurs phénomènes tels que des vitesses d'écoulement élevées, un batillage important ou encore l'action de vagues dans les cas de grande retenue d'eau.

Les contraintes appliquées aux berges peuvent être calculées sur la base des hauteurs, vitesses et pentes d'écoulement ou bien à l'aide des modélisations hydrauliques.

Il est reconnu les seuils critiques de contrainte d'érosion suivants :

Tableau 17 : Tableau de résistance des matériaux selon les forces tractrices

Matériaux	Force Tractrice limite (fond ou moyen sur la section)	Force tractrice limite (berges talutées)
Terre enherbée	50 N/m ²	40 N/m ²
Graminées/Herbacées	80 N/m ²	50 N/m ²
Saules	140 N/m ²	100 N/m ²
Boutures, Plançons	100 N/m ²	80 N/m ²
Treissages, peignes	180 N/m ²	150 N/m ²
Fascines de saules	250 N/m ²	200 N/m ²
Caissons végétalisés	600 N/m ²	500 N/m ²
Géotextiles (géogrille, jute, coco)	80 N/m ²	80 N/m ²
Géotextile enherbé	120 N/m ²	120 N/m ²
Enrochements	> 200 N/m ²	> 200 N/m ²
Gabions	> 180 N/m ²	> 180 N/m ²

D'après les vitesses observées dans le lit mineur au droit du futur système d'endiguement (variant de 1.6 pour Q100 à 2.3 pour Qexc), il apparait que la force tractrice sera respectivement comprise entre 60 et 100 N/m². Cette dernière a été calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\text{Force tractrice } r = \rho \times L^{0.33} \times k^{1.13} \times V_{\text{max}}^{1.13}$$

Avec $\rho = 10000 \text{ N/m}^3$

$L = 0.003 \text{ m/m}$

$k = 20$

$V_{\text{max}} = 2.3 \text{ m/s}$

Et le coefficient de sinuosité du cours d'eau fixé à 1.1 pour un cours d'eau légèrement sinueux.

D'après les valeurs de force tractrices indiquées ci-dessus, les berges ne semblent pas soumises au risque d'érosion. Toutefois, la phase PRO viendra confirmer cette absence de risque d'érosion de berge.

4.6 Séismes

4.6.1 Définition

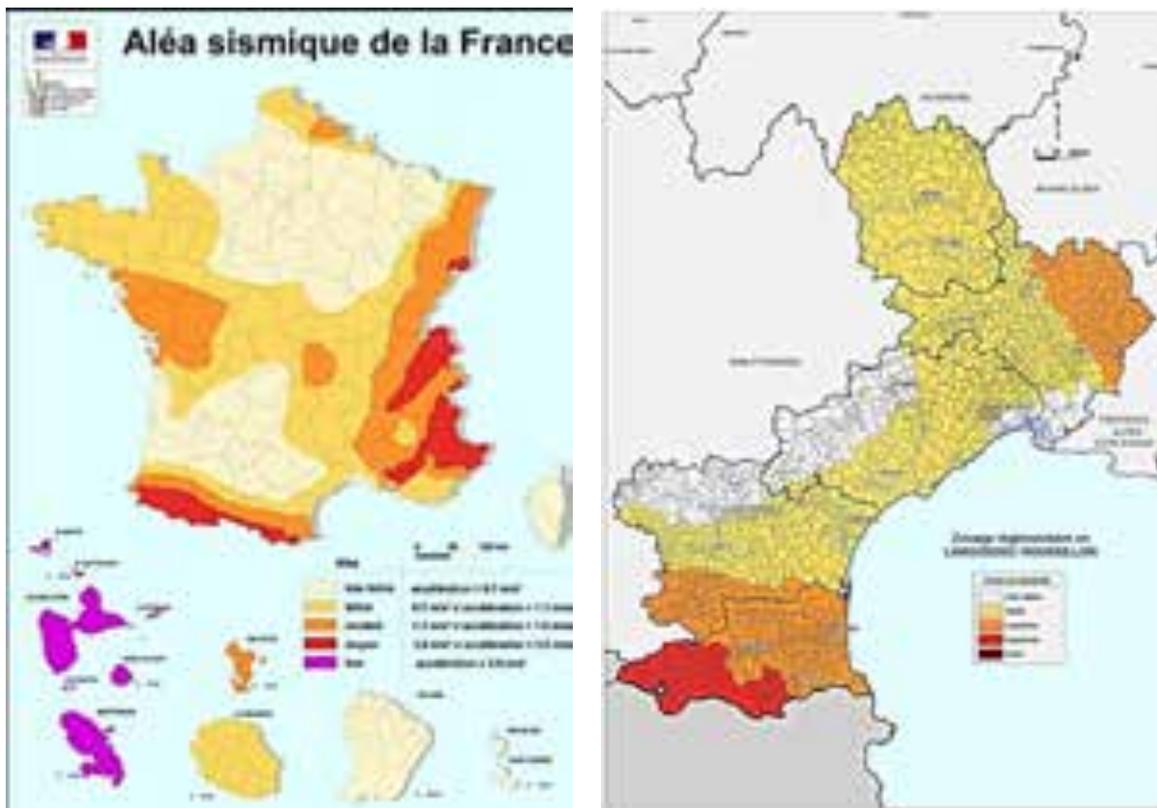
Un séisme est une fracturation brutale des roches en profondeur, créant des failles dans le sol et parfois en surface, puis se traduisant par des vibrations du sol, transmises aux bâtiments. Les dégâts observés sont fonction de l'amplitude, de la durée et de la fréquence des vibrations.

Concrètement, un séisme se caractérise par :

- Son foyer : le point de départ du séisme,
- Sa magnitude : identique pour un même séisme, elle mesure l'énergie libérée par celui-ci (échelle de Richter),
- Son intensité : variable en un lieu donné selon sa distance au foyer, elle mesure les dégâts provoqués en ce lieu,
- La fréquence et la durée des vibrations : ces deux paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface,
- La faille provoquée (verticale ou inclinée) : elle peut se propager en surface.

D'après le nouveau zonage sismique de la France (entré en vigueur le 1^{er} mai 2011) figurant en annexe des articles R.563-1 à R.563-8 du Code de L'Environnement modifiés par les décrets n° 2010-1254 et n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 ainsi que par l'arrêté du 22 octobre 2010, la commune de Juvignac en zone de sismicité 2 (faible).

Figure 81 : Représentation de l'aléa sismique dans les départements français (Sources : Décret du 22 octobre 2010 et DREAL LR)



4.6.2 Historique dans le département de l'Hérault

Figure 82 : Localisation des épicentres de séismes – département de l’Hérault


4.6.3 Séismes les plus importants ressentis sur la commune de Juvignac

Tableau 18 : Séismes les plus importants ressentis dans la commune de Juvignac

Commune	Intensité ressentie	Intensité perçue sur l'échelle	Degré de lésion	Phénomène de la source sismique	Date de l'événement	Source sismologique
JUVIGNAC	4.43	VII	craquelé précis	épicentres incertains	02/02/1426	Les Sables d'Audoubert
JUVIGNAC	4.30	V	craquelé très précis	épicentres assez sûrs	11/02/1206	Les Sables d'Audoubert
JUVIGNAC	4.33	V	craquelé très précis	épicentres assez sûrs	20/02/1269	Les Sables d'Audoubert
JUVIGNAC	4.42	VI	craquelé très précis	épicentres très sûrs	03/02/1173	Les Sables d'Audoubert
JUVIGNAC	4.31	VII	craquelé précis	épicentres incertains	15/02/1427	Les Sables d'Audoubert
JUVIGNAC	4.27	VII	craquelé peu précis	épicentres assez sûrs	04/02/1426	Les Sables d'Audoubert
JUVIGNAC	4.20	VII	craquelé plus précis	épicentres assez sûrs	22/02/1261	Les Sables d'Audoubert
JUVIGNAC	4.12	VI	craquelé précis	épicentres assez sûrs	08/02/1269	Les Sables d'Audoubert
JUVIGNAC	4.12	VI	craquelé peu précis	épicentres assez sûrs	25/02/1799	Les Sables d'Audoubert
JUVIGNAC	4.05	VI	craquelé très précis	épicentres assez sûrs	21/02/1269	Les Sables d'Audoubert

L'intensité d'un séisme est la caractérisation de la force destructrice par une cotation (de I à XII) des effets d'une secousse sismique en un site donné sur la population, les bâtiments et l'environnement. L'intensité traduit les effets et dommages induits par le séisme en un lieu donné.

Son échelle est fermée et varie de I (non ressenti) à XII (presque tous les bâtiments détruits). A ne pas confondre avec la magnitude qui traduit l'énergie libérée par les ondes sismiques, qui est mesurée sur une échelle ouverte et dont les plus forts séismes sont de l'ordre de magnitude 9.

Intensité : Effets

I : non ressenti

II : à peine perceptible

III : ressenti par certains

IV : ressenti par la plupart, objets vibrent

V : frayeur, chutes d'objet

VI : dégâts légers (fissuration plâtres)

VII : dégâts (chutes cheminées, fissures murs)

VIII : dégâts importants (effondrements murs)

IX : destructions

X et + : catastrophe

4.6.4 Conséquences

En surface, un tremblement de terre peut dégrader ou détruire des bâtiments, produire des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. Il peut aussi provoquer des glissements de terrain, des chutes de blocs, une liquéfaction des sols meubles imbibés d'eau, et affecter ainsi significativement un ouvrage d'endiguement, d'autant que le dimensionnement au séisme n'a pas été pris en compte pour les ouvrages en terre.

Le risque sismique n'étant pas identifié comme connu au niveau du système d'endiguement (pas de désordres liés aux séismes), ce risque ne se traduit pas par un potentiel de dangers significatif pour les ouvrages.

Par ailleurs, la concomitance d'un séisme avec une crue a une probabilité extrêmement faible, **ce scénario ne sera pas traité dans le chapitre 8**. Toutefois, la survenue d'un séisme devra être considérée par le gestionnaire des digues comme élément déclencheur d'une visite de surveillance particulière identifiée dans les consignes de surveillance de l'ouvrage. Si le rapport de visite indiquait que la survenance du séisme a affecté significativement l'ouvrage, l'étude de dangers pourrait alors être mise à jour sur demande du préfet comme prévu par l'article R.214-117.

4.6.5 Prise en compte des séismes dans le dimensionnement des ouvrages

Pour le calcul du séisme, l'accélération maximale correspond à la valeur du tableau 7-26 du guide Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques d'octobre 2014.

Il vient les valeurs de K_h et K_v suivantes :

Calcul au séisme	K_h (m/s ²)	K_v (m/s ²)
Système d'endiguement de classe C	0.027	0.014

Sous sollicitation sismique, les sols de fondation des ouvrages peuvent se liquéfier.

La vérification de ce critère est listée dans les recommandations du CFBR pour les barrages et digues en remblai (2015) (cf § 6.1). Ces recommandations du CFBR renvoient directement à un autre rapport dit « MEDDE 2014 ». (Ce rapport est disponible aussi sur le site internet du CFBR).

Le paragraphe 7.5 du rapport « MEDDE 2014 » qui traite des vérifications sismiques à réaliser dans le cadre de la conception d'une digue précise :

« La vérification de la sécurité structurale des digues concerne en priorité la liquéfaction, sachant que ces ouvrages sont établis sur des fondations alluviales souvent sableuses et où la nappe phréatique maintient le plus souvent des conditions de saturation des matériaux.

De ce point de vue, une attention particulière doit être portée aux systèmes d'endiguement où la rivière est "perchée" au-dessus de la plaine. »

Tableau 19 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - Digues

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	non imposé	non imposé	non imposé	non imposé
2	non imposé	non imposé	non imposé	OUI
3	non imposé	non imposé	OUI	OUI
4	non imposé	OUI	OUI	OUI
5	OUI	OUI	OUI	OUI

Il importe de signaler que cette exigence réglementaire de vérification est un minima qui ne dédouane pas les maîtres d'ouvrage de leur responsabilité d'assumer les risques économiques d'une rupture par liquéfaction. Si le risque économique n'est pas tolérable pour le maître d'ouvrage, il lui incombe alors de le réduire.

La commune de Juvignac se situe en zone de sismicité 2 (faible). La vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction ne s'impose pas.

4.7 Le risque de rupture de grand barrage

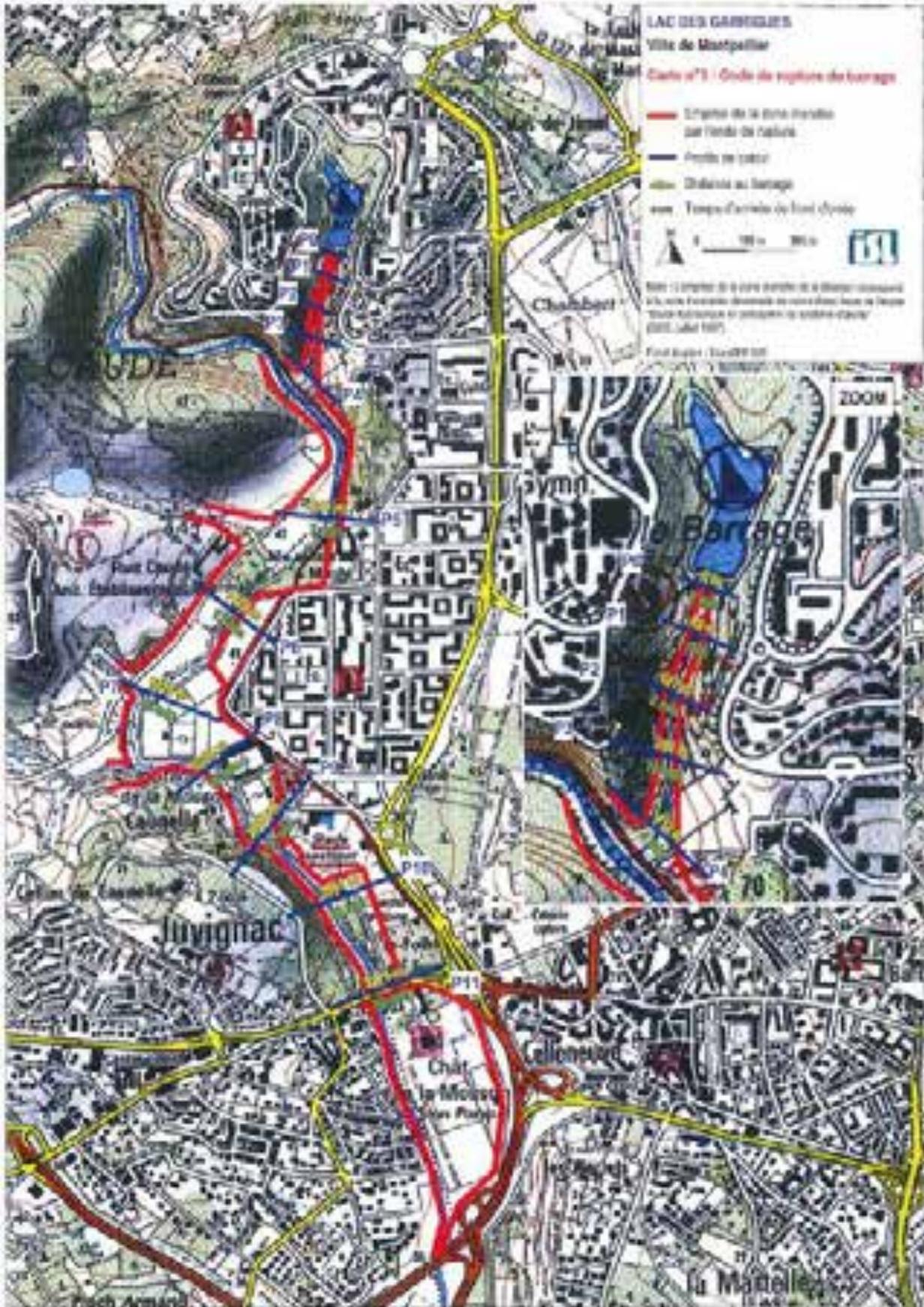
Le barrage des Garrigues est présent en amont de la zone d'étude, ce dernier est situé 4 kilomètres en amont de la zone d'étude.

Figure 83 : Barrage des Garrigues à l'amont de la zone d'étude (Source : 3M)



D'après l'étude de dangers réalisée sur le Barrage des Garrigues, il semblerait que le secteur d'étude ne soit pas impacté par l'onde de rupture du barrage des Garrigues. En effet, l'emprise de l'onde de rupture visible sur la figure présente en page suivante n'induit pas de débordement en rive droite de la Mosson.

Figure 84 : Onde de rupture du Barrage des Garrigues à l'amont de la zone d'étude (Source : 3M)



5. Description du système d'endiguement

5.1 Ouvrages existants

Aucun ouvrage classé comme digue n'est actuellement existant sur le secteur d'étude.

5.2 Ouvrages à construire ou à modifier

Le projet d'aménagement de protection contre les inondations de la Mosson a pour objectif de protéger les zones habitées du quartier de la Plaine contre les crues de la Mosson. Après plusieurs propositions d'aménagements étudiées, le scénario de projet retenu est le suivant :

- **Déconstruction du remblai existant** : présentant un niveau de protection de l'ordre de 30 ans, le remblai existant n'est pas fiabilisé vis-à-vis de risques de rupture et est contourné par l'amont pour des événements importants,
- **Reconstruction d'une digue en retrait** par rapport au lit vif de la Mosson, calée au niveau de la crue 1 000 ans (octobre 2014 + 50 cm),
- **Création d'un bassin de rétention** permettant de stocker une partie des eaux pluviales du quartier. Ce bassin a été dimensionné à 3 400 m³ en fonction de l'emprise disponible (profondeur de 1 m).

L'aménagement permet de protéger les zones habitées du quartier de la Plaine contre les crues de la Mosson.

Le secteur reste toutefois inondable par les débordements du ruisseau de la Plaine, mais les hauteurs d'eau attendues sont bien moins importantes qu'en état actuel. Des aménagements ont été réalisés sur l'exutoire du ruisseau de la Plaine et d'autres sont envisagés mais ils ne font pas l'objet du présent programme de travaux.

Afin d'atteindre ces objectifs, le projet est constitué de plusieurs tronçons d'aménagement :

- Une digue neuve le long de la Mosson depuis l'extrémité sud de la Rue Maurice Ravel jusqu'à la RN 109. Cette digue se compose de différents tronçons :
 - T1 : Digue en remblai,
 - T1-bis : Digue en remblai avec talus plus raide que dans le T1 côté cours d'eau mais stabilisé avec un enrochement liaisonné.
 - T2 : Digue en remblai (avec plusieurs variantes étudiées dans le cadre de l'AVP). Celle retenue est une digue en remblai avec une partie verticale en gabions côté zone protégée,
 - T3 : Digue en remblai en retrait du lit mineur, se terminant par un déversoir de sécurité, et se raccordant en aval sur le remblai de la RN 109,
 - T3-bis : Déversoir sur les 50 derniers mètres du tronçon 3.
- Un bassin en déblais, positionné en partie sud du site, collectant une partie des eaux pluviales du quartier et utilisé comme zone de dissipation d'énergie en cas de fonctionnement du déversoir de sécurité.

Le projet comprend également la déconstruction du remblai existant.

Le dossier Avant-Projet est joint en Annexe n° 2. Les vues en plan sont jointes en Annexe n° 3.

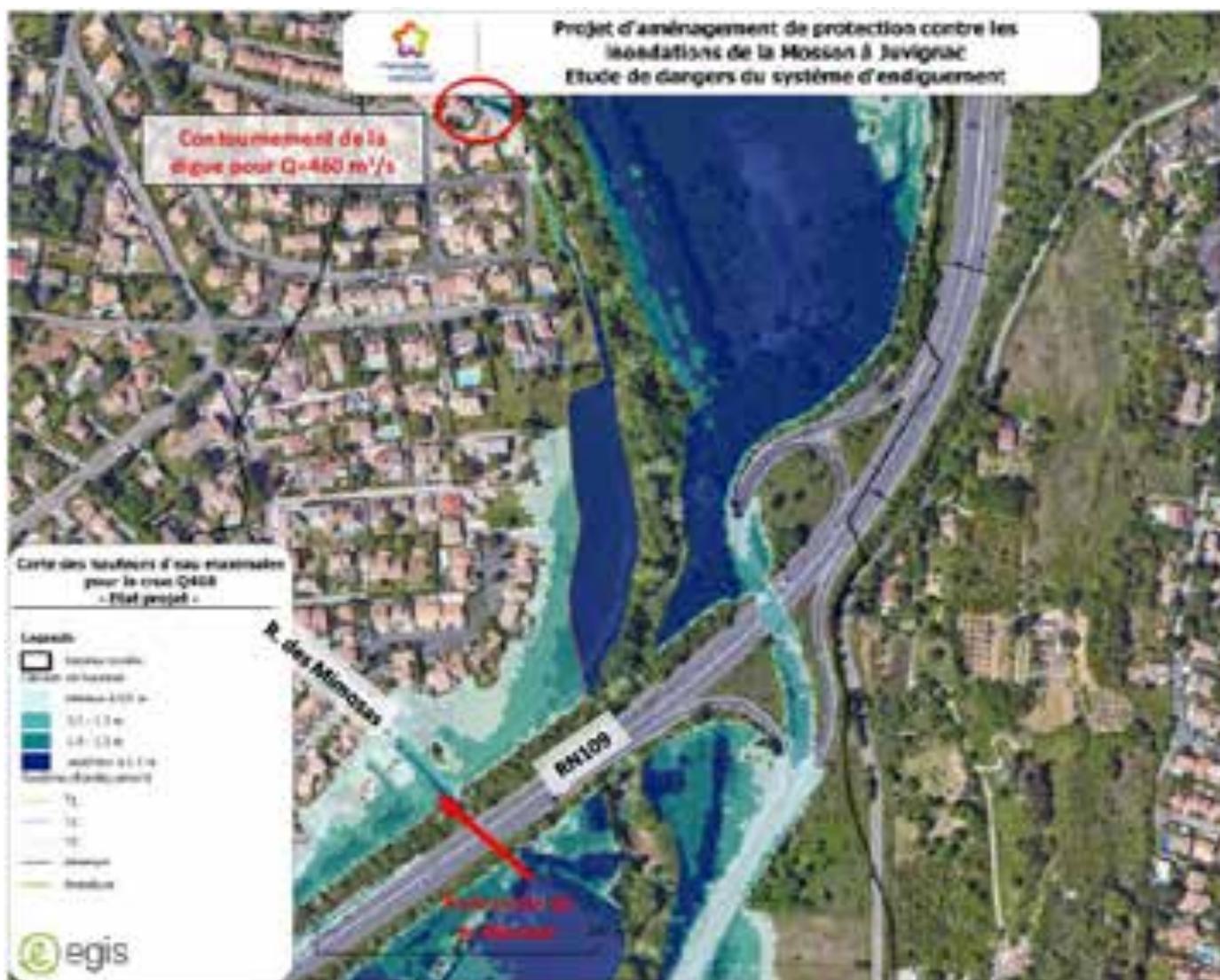
Figure 85 : Présentation générale du projet (Source : AVP – ANTEA GROUP – Décembre 2020)



5.2.1 Calage altimétrique de la digue

Un contournement de la digue par l'amont a été identifié pour un débit de $460 \text{ m}^3/\text{s}$ au niveau des parcelles 124, 125, 159 et 160. Une période de retour de 375 ans a été rattachée à ce débit, par extrapolation des données existantes.

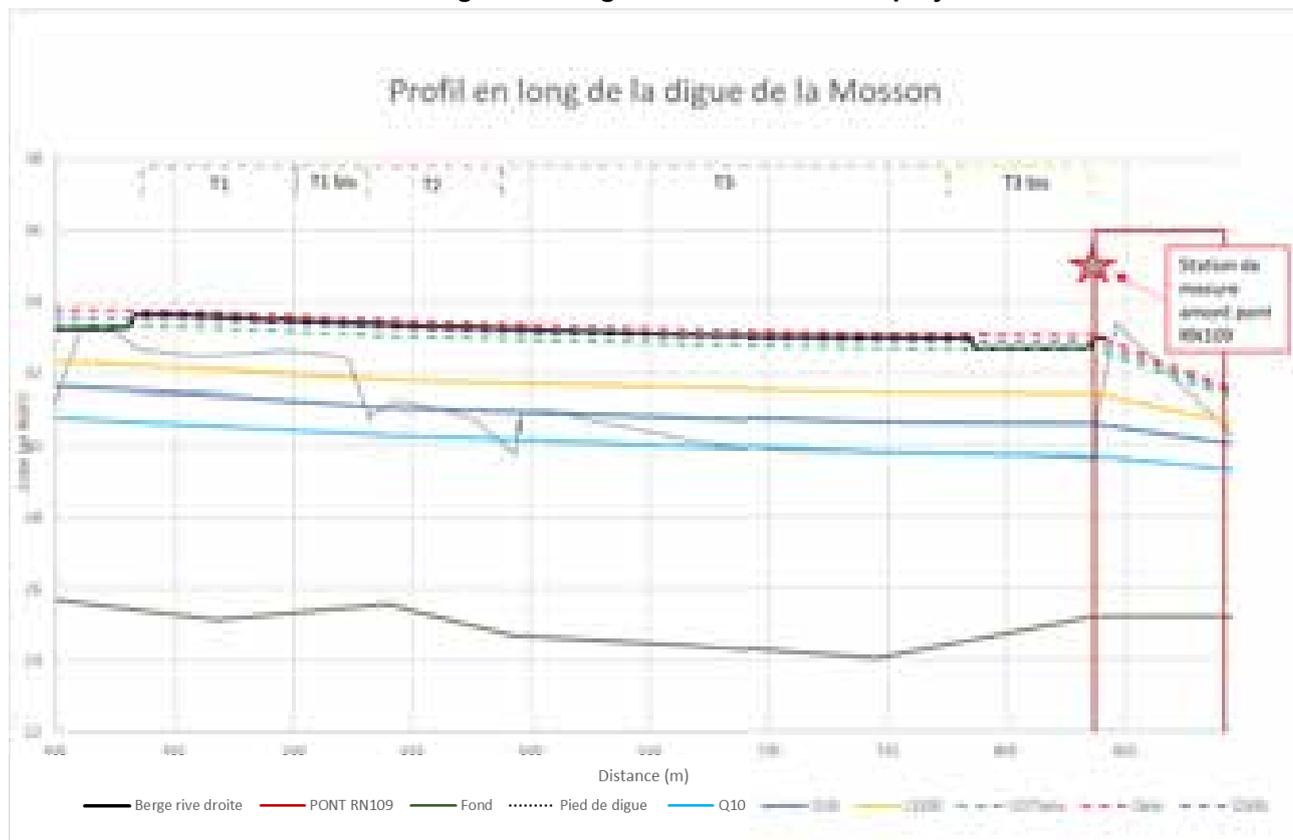
Figure 86 : Carte des hauteurs d'eau maximales pour la crue de $460 \text{ m}^3/\text{s}$ en état projet



Nota : Cette cartographie met également en évidence la remontée de la Mosson en aval de la RN109 conduisant à des inondations dans le secteur de la rue des Mimosas (l'ouvrage sous la RN109 n'est pas limitant pour cette crue).

Les lignes d'eau obtenues pour ces différents évènements au droit du projet sont présentées sur le graphe ci-dessous :

Figure 87 : Lignes d'eau au droit du projet



La mise en évidence d'un contournement amont du système d'endiguement à partir d'un débit de $460 \text{ m}^3/\text{s}$, engendrant les premières entrées d'eau dans la zone habitée, a conduit la Métropole à retenir cette crue comme niveau de protection.

La crête de l'ouvrage est donc calée de la manière suivante :

- Crête du déversoir au niveau de la crue de contournement amont ($460 \text{ m}^3/\text{s}$ – période de retour 375 ans), soit environ 15 cm au-dessus du niveau de la crue d'octobre 2014,
- Crête de digue sur les tronçons proches du niveau de la crue d'octobre 2014 + 50 cm.

Le niveau de **protection** du système d'endiguement correspond donc au niveau de la crue de débit $460 \text{ m}^3/\text{s}$ (période de retour 375 ans).

Le niveau de **danger** du système d'endiguement correspond au niveau de la crue 2014 + 50 cm.

Le tableau ci-dessous définit le calage altimétrique précis du projet sur tous les tronçons.

Tableau 20 : Altimétrie de la crête de digue (m NGF)

Tronçon		PM (m)	Crête de digue projet (m NGF)
T1	amont	0	33.65
		30	33.60
	aval	94.5	33.50
T1 bis	amont	64.5	33.50
	aval	94.5	33.40
T2	amont	94.5	33.40
	aval	162.5	33.25
T3	amont	162.5	33.25
		273	33.05
	aval	351.8	33.00
Déversoir	amont	351.8	32.70
	aval	402.4	32.70

5.2.2 Tronçon T1

5.2.2.1 Implantation de la digue

Sur le tronçon T1, la protection sera assurée par une digue en remblai, positionnée le long du talus de la parcelle communale BM163.

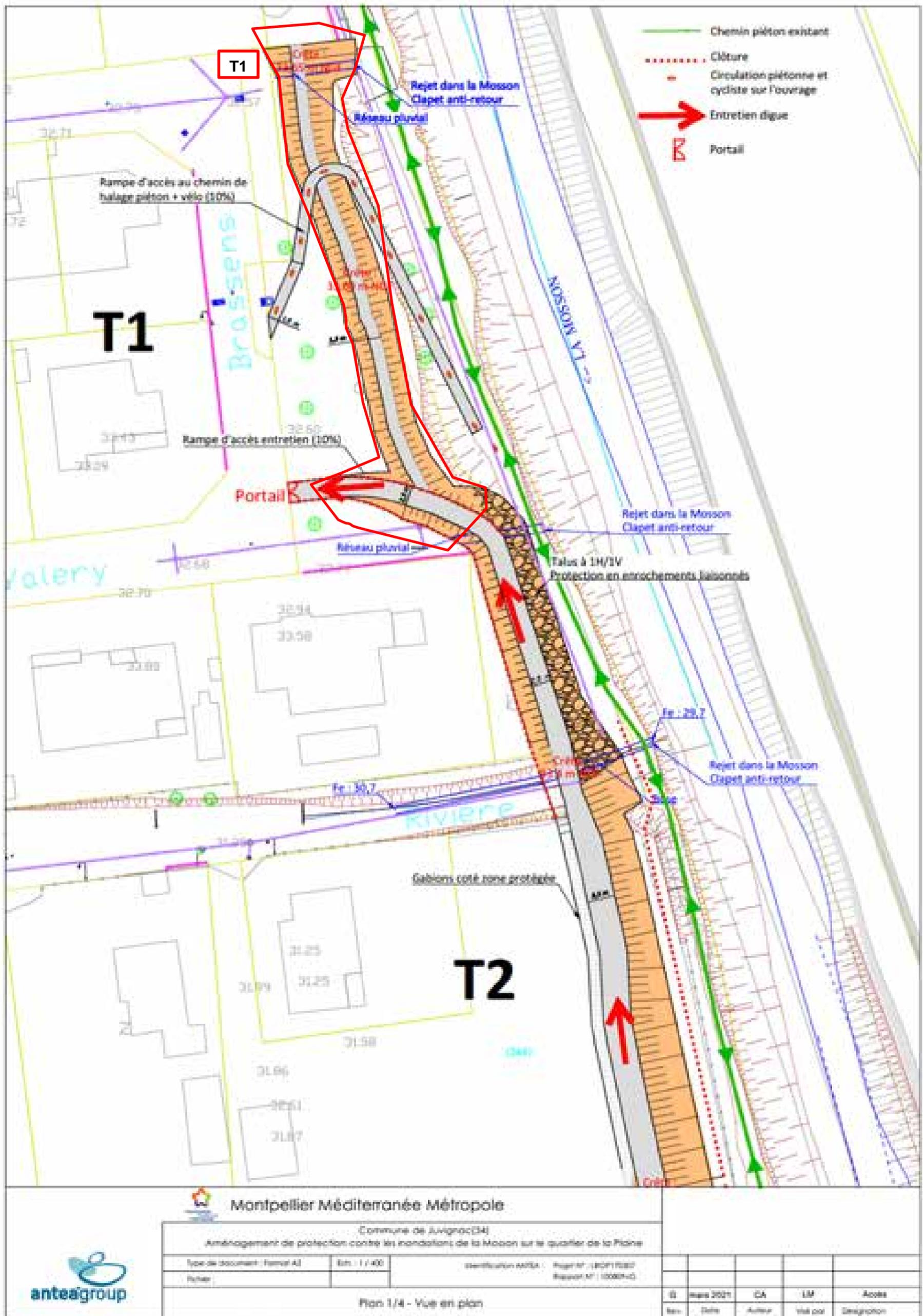
Figure 88 : Tracé de la digue sur le tronçon T1



Le plan d'ensemble des aménagements prévus sur le tronçon T1 est présenté sur la figure ci-après. L'accès à la crête de la digue se fera depuis une rampe qui connectera l'ouvrage à la rue Georges Brassens.

NB : Ces modifications de plan sont intervenues après la remise du rapport d'AVP Version G disponible en Annexe n° 2. Ces aménagements seront précisés en phase PRO de la mission de Maîtrise d'œuvre. Aucune modification de l'aménagement n'est prévue en phase PRO. De simple précision complémentaires seront apportées, le système d'endiguement tel que précisé dans ce chapitre sera le système d'endiguement final.

Figure 89 : Vue en plan du tronçon T1



5.2.2.2 Coupe-type du tronçon T1

De manière à optimiser l'emprise au sol, la largeur en crête est de 1.5 m.

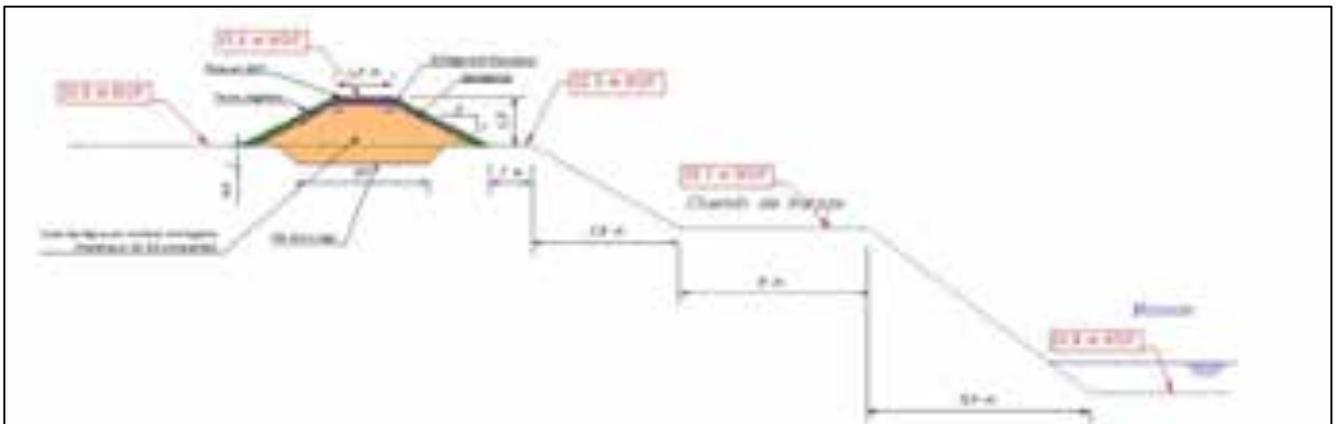
Les autres caractéristiques de la digue sont les suivantes :

- Pente des talus : 2H/1V,
- Talus enherbés côté cours d'eau et côté zone protégée (ZP),
- Purge de la terre végétale sous la digue sur une épaisseur de 50 cm,
- Remblai homogène en matériaux A1 – A2 issu des déblais du projet ou des stocks 3M,
- Création d'une clé d'ancrage sous la digue (h = 50 cm),
- Mise en œuvre d'un grillage anti-fouisseur sur les talus.

Le nivellement de la crête de digue est compris entre 33.65 m NGF à l'amont et 33.50 m NGF à l'aval.

Le terrain naturel au droit de la digue s'établit entre les cotes 32.50 m NGF et 32.75 m NGF. La hauteur de digue sera donc comprise entre 90 cm et 1.10 m.

Figure 90 : Coupe-type du tronçon T1



La digue présente une emprise au sol de 5.5 m.

5.2.2.3 Profil en long du tronçon T1

Figure 91 : Profil en long du tronçon T1

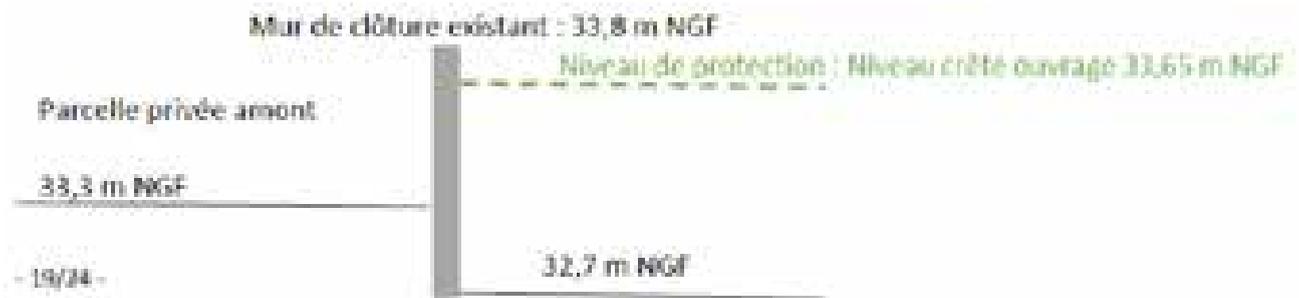


5.2.2.4 Raccordement amont du tronçon T1

Il est également prévu la réalisation d'un mur de soutènement à l'interface entre la digue et la parcelle 162. La construction de ce mur de soutènement a pour objet de s'affranchir du mur de clôture de la parcelle 162 afin de garantir la stabilité du système d'endiguement à son extrémité amont.

Figure 92 : Raccordement amont du tronçon 1



Figure 93 : Présentation du futur raccordement amont


5.2.2.5 Réseaux sur le tronçon T1

Une canalisation pluviale existe sur l'amont du tronçon et permet l'évacuation du réseau de drainage du quartier vers la Mosson. Elle présente un diamètre 350 mm et débouche dans le talus du chemin de halage.

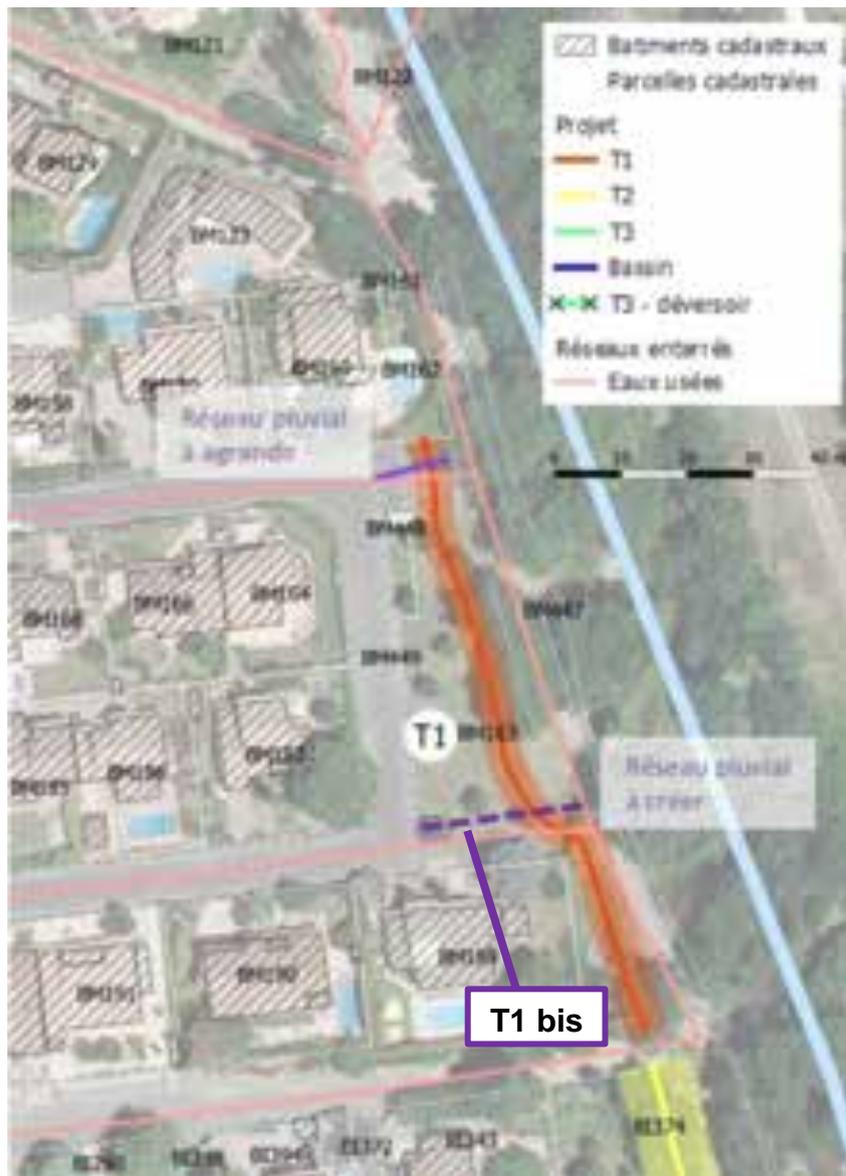
La commune a indiqué que la capacité de ce réseau était insuffisante en cas de fortes pluies, et que les débordements s'écoulaient en surface vers la Mosson. Ainsi, une canalisation de diamètre plus important sera mise en place sous la digue. Au stade de la présente EDD, 3M s'oriente vers une conduite pluviale $\varnothing 1000$. L'étude de gestion des eaux pluviales du secteur actuellement en cours de réalisation (bureau d'étude GAXIEU pour le compte de 3M) permettra de définir précisément les caractéristiques des ouvrages à mettre en place. Les diamètres seront ajustés au stade PRO.

A l'angle Sud de la rue Georges Brassens, la commune a également indiqué que des écoulements se produisent en surface lors d'épisodes pluvieux intenses. Ainsi, pour rétablir l'écoulement de ces eaux après aménagement, un réseau sera mis en place sous la digue. Au stade de la présente EDD, 3M s'oriente vers une conduite pluviale $\varnothing 1000$. L'étude de gestion des eaux pluviales du secteur actuellement en cours de réalisation (bureau d'étude GAXIEU pour le compte de 3M) permettra de définir précisément les caractéristiques des ouvrages à mettre en place. Les diamètres seront ajustés au stade PRO.

Trois réseaux d'eaux usées sont présents sur le tronçon T1 (cf. Figure suivante) :

- Le premier se situe en amont du tronçon, dans la continuité de la partie Nord de la rue Georges Brassens. La conduite en acier présente un diamètre de 150 mm. Elle est située à plus de 2 m sous le TN,
- Le second est situé au niveau du coude de la digue du tronçon T1. Le diamètre et le type de conduite sont inconnus à ce jour. Elle est située à plus de 1.5 m sous le TN,
- Les deux réseaux précédents rejoignent une canalisation en acier de 200 mm de diamètre présente sous le chemin de halage. Elle est à environ 1 m sous le terrain naturel au droit de la parcelle BM189.

Figure 94 : Réseaux du tronçon T1



5.2.3 Tronçon T1 bis

5.2.3.1 Implantation de la digue

Sur le tronçon T1bis, la protection sera assurée par une digue en remblai, positionnée le long du talus de la parcelle communale BM189.

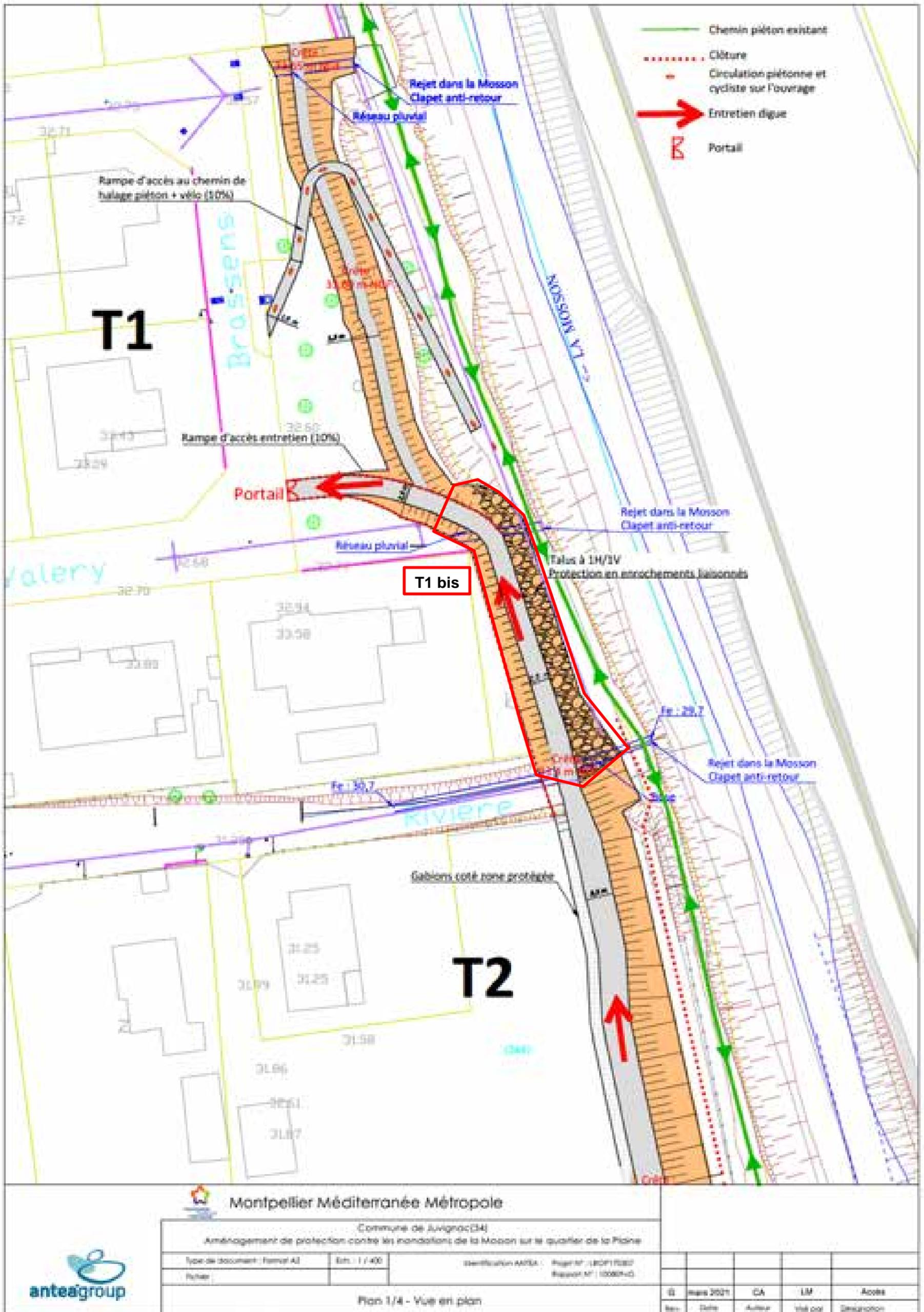
Figure 95 : Tracé de la digue sur le tronçon T1 bis



Le plan d'ensemble des aménagements prévus sur le tronçon T1 bis est présenté sur la figure ci-après.

NB : Ces modifications de plan sont intervenues après la remise du rapport d'AVP Version G disponible en Annexe n° 2. Ces aménagements seront précisés en phase PRO de la mission de Maîtrise d'œuvre. Aucune modification de l'aménagement n'est prévue en phase PRO. De simple précision complémentaires seront apportées, le système d'endiguement tel que précisé dans ce chapitre sera le système d'endiguement final.

Figure 96 : Vue en plan du tronçon T1 bis



5.2.3.2 Coupe-type du tronçon T1 bis

De manière à optimiser l'emprise au sol, la largeur en crête est de 1.5 m.

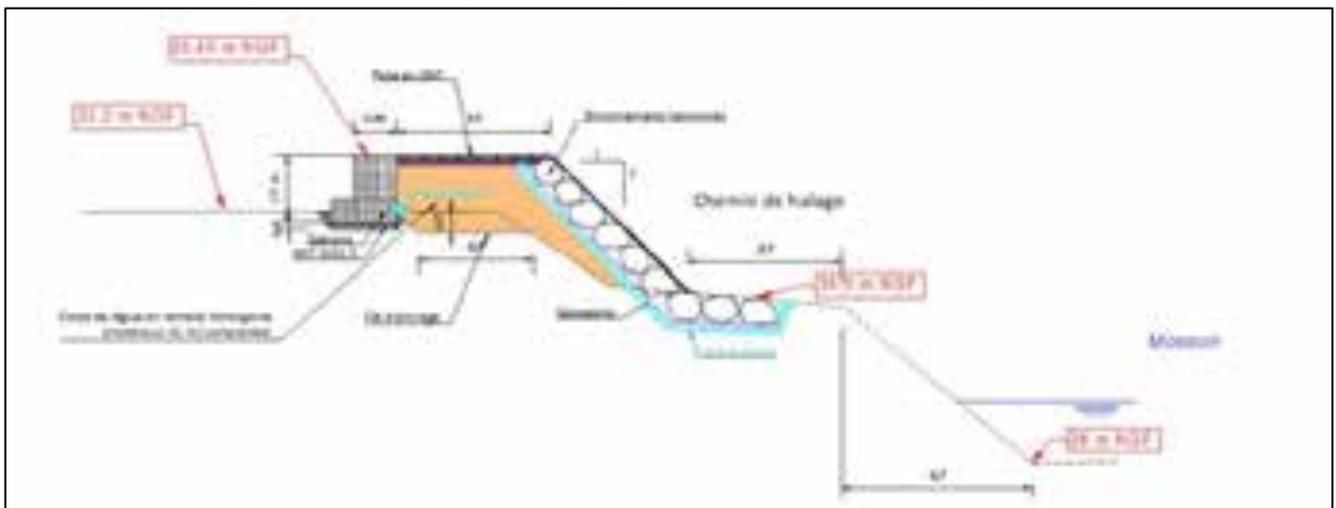
Les autres caractéristiques de la digue sont les suivantes :

- Pente des talus : 1H/1V,
- Talus enherbés côté zone protégée (ZP),
- Talus avec enrochements liaisonnés côté rivière avec mise en place d'un géotextile sous l'enrochement,
- Purge de la terre végétale sous la digue sur une épaisseur de 50 cm,
- Remblai homogène en matériaux A1 – A2 issu des déblais du projet ou des stocks 3M,
- Création d'une clé d'ancrage sous la digue (h = 50 cm),
- Mise en œuvre d'un grillage anti-fouisseur sur les talus.

Le nivellement de la crête de digue est compris entre 33.5 m NGF à l'amont et 33.40 m NGF à l'aval.

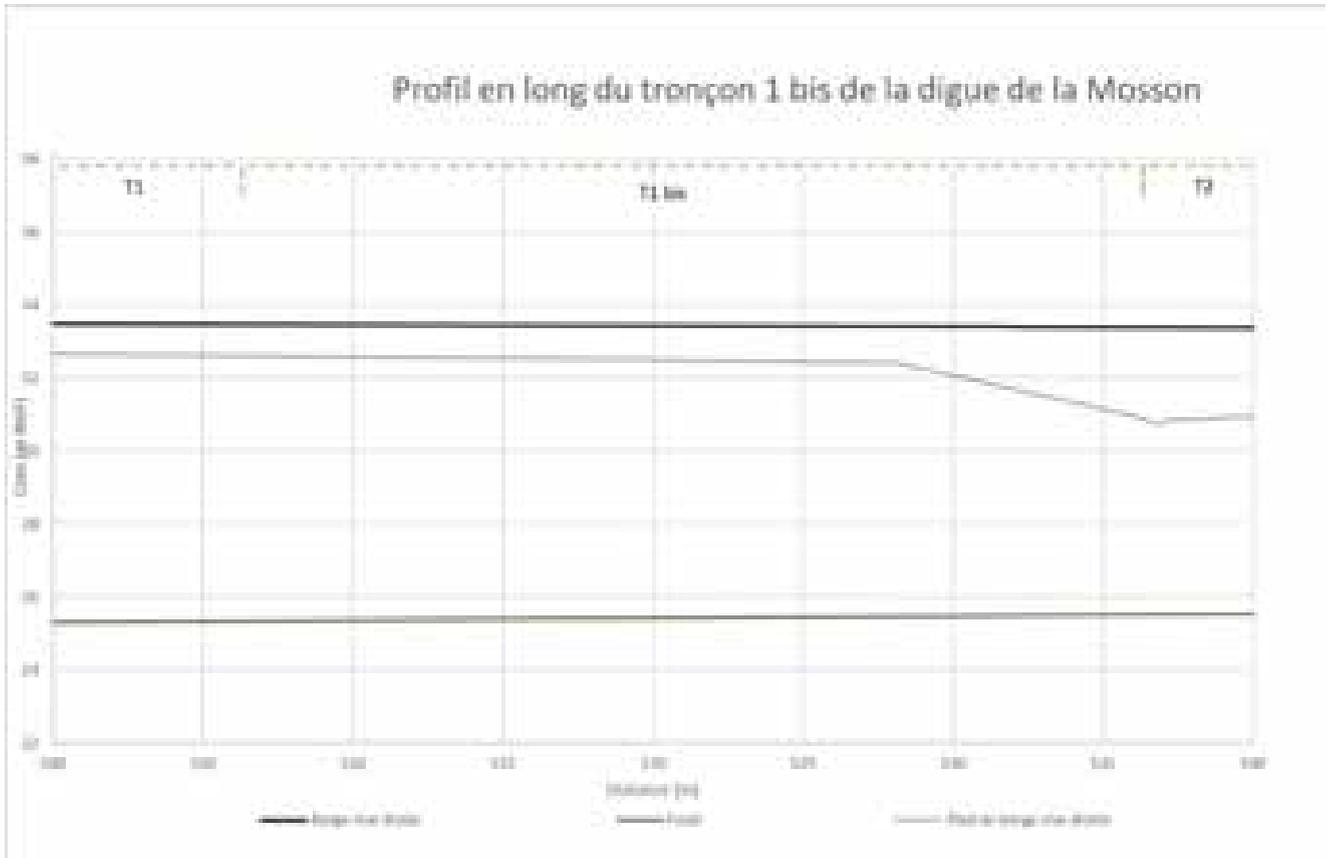
Le terrain naturel au droit de la digue s'établit entre les cotes 32.50 m NGF et 31.1 m NGF. La hauteur de digue sera donc comprise entre 1 m et 2 m.

Figure 97 : Coupe-type de la digue au droit de l'aval du tronçon T1 bis



5.2.3.3 Profil en long du tronçon T1 bis

Figure 98 : Profil en long du tronçon T1 bis



5.2.3.4 Raccordement amont du tronçon T1 bis

La digue du tronçon T1 bis avec enrochement se raccorde au tronçon T1 en aval de la rampe d'accès d'entretien. Aucune décroché au niveau de la cote de crête de digue n'est observé.

5.2.3.5 Réseaux sur le tronçon T1 bis

Un réseau d'eaux usées est présent sur le tronçon T1 bis (cf. Figure suivante) :

- Il est situé à l'aval de la parcelle BM189. Cette conduite rejoint ensuite une canalisation en $\varnothing 200$ présente sous le chemin de halage. Elle est à environ 1 m sous le terrain naturel au droit de la parcelle BM189.

Figure 99 : Réseaux du tronçon T1 bis



5.2.4 Tronçon T2

5.2.4.1 Implantation

Sur le tronçon T2, la digue est positionnée le long de la berge, au niveau des parcelles BI374 et BI372.

Sur ce tronçon, la variante retenue est une digue en remblai avec talus classique côté cours d'eau et gabions côté zone protégée.

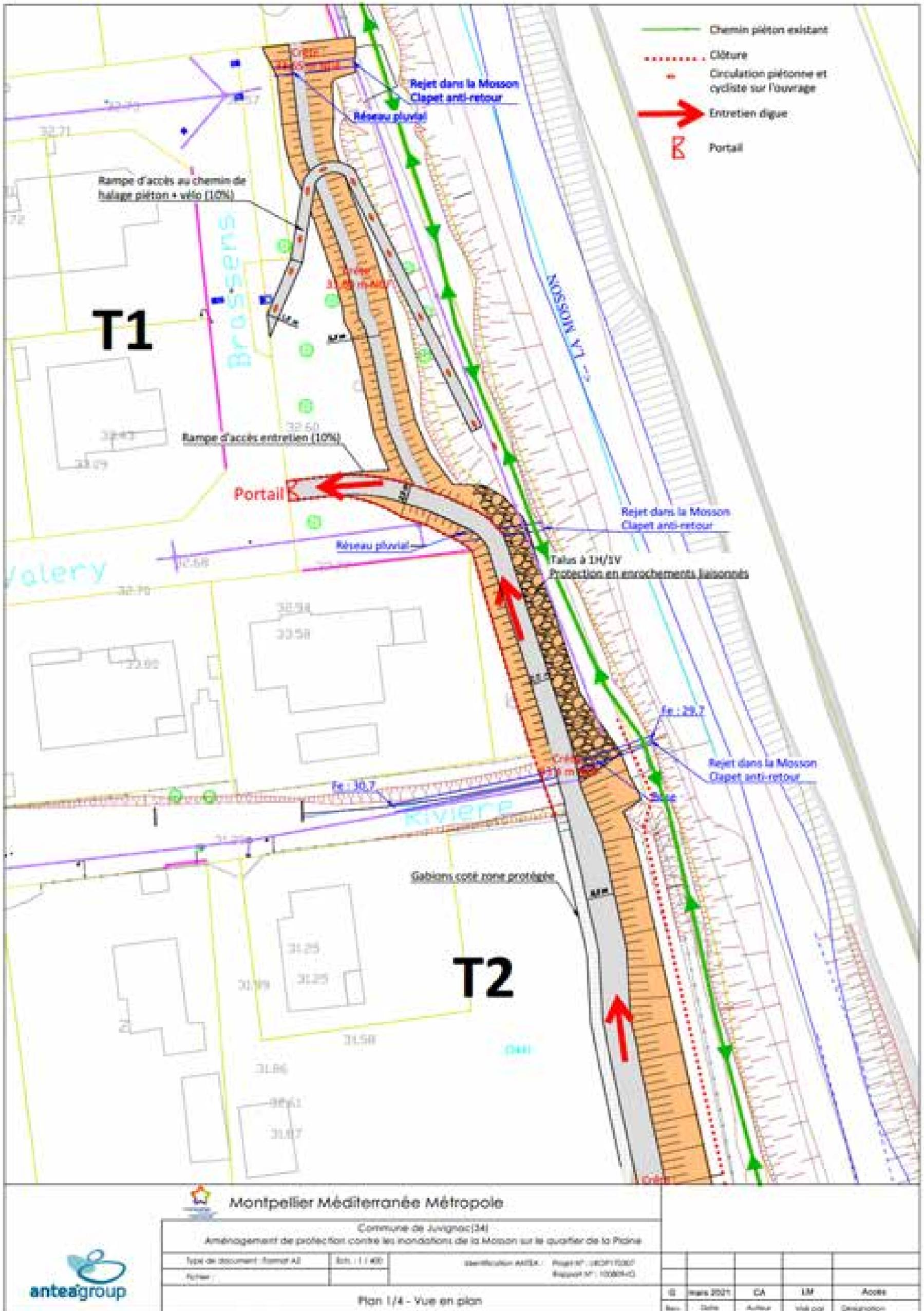
Figure 100 : Tracé de la digue sur le tronçon T2



Le plan d'ensemble des aménagements prévus sur le tronçon T2 est présenté sur la figure ci-après.

NB : Ces modifications de plan sont intervenues après la remise du rapport d'AVP Version G disponible en Annexe n° 2. Ces aménagements seront précisés en phase PRO de la mission de Maîtrise d'œuvre. Aucune modification de l'aménagement n'est prévue en phase PRO. De simple précisions complémentaires seront apportées, le système d'endiguement tel que précisé dans ce chapitre sera le système d'endiguement final.

Figure 101 : Vue en plan du tronçon T2



5.2.4.2 Profil de digue sur le tronçon T2

Le nivellement de la crête de digue est compris entre 33.40 m NGF à l'amont et 33.25 m NGF à l'aval.

La digue est implantée dans les jardins des parcelles privées, dont l'altimétrie est de l'ordre de 31.3 m NGF.

Elle présentera donc une hauteur hors sol de 2.10 m en moyenne.

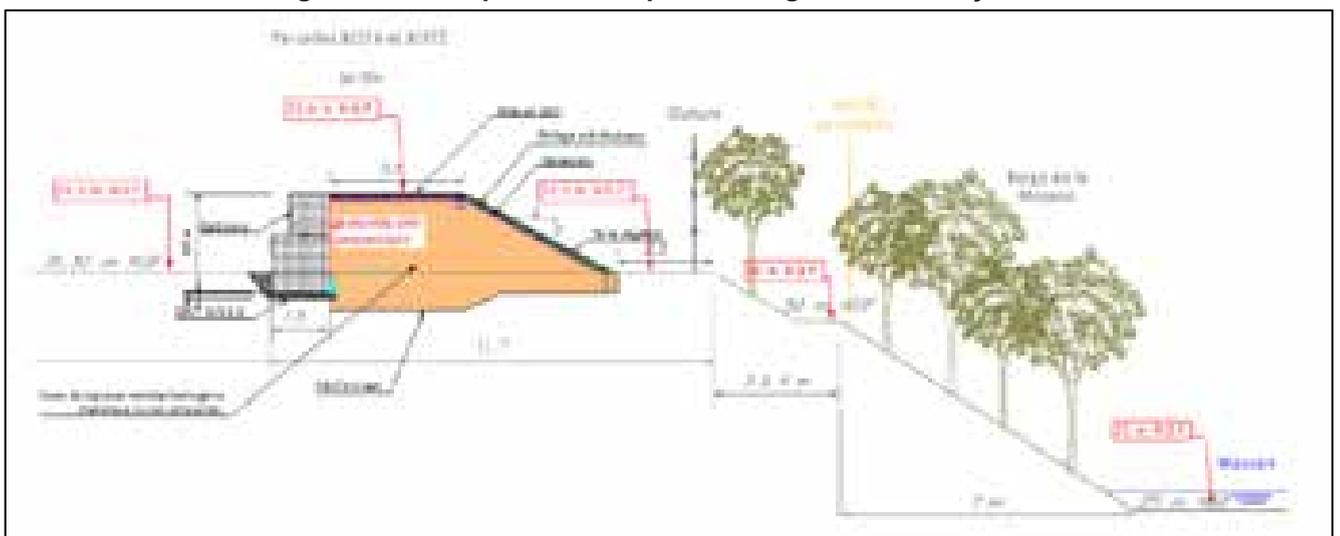
Pour réduire l'emprise sur le parcellaire privé, le Maître d'ouvrage a retenu une digue en remblai avec un talus classique côté Mosson et un mur en gabions côté habitations.

L'emprise de la digue est de 9 m

La digue présente les caractéristiques suivantes :

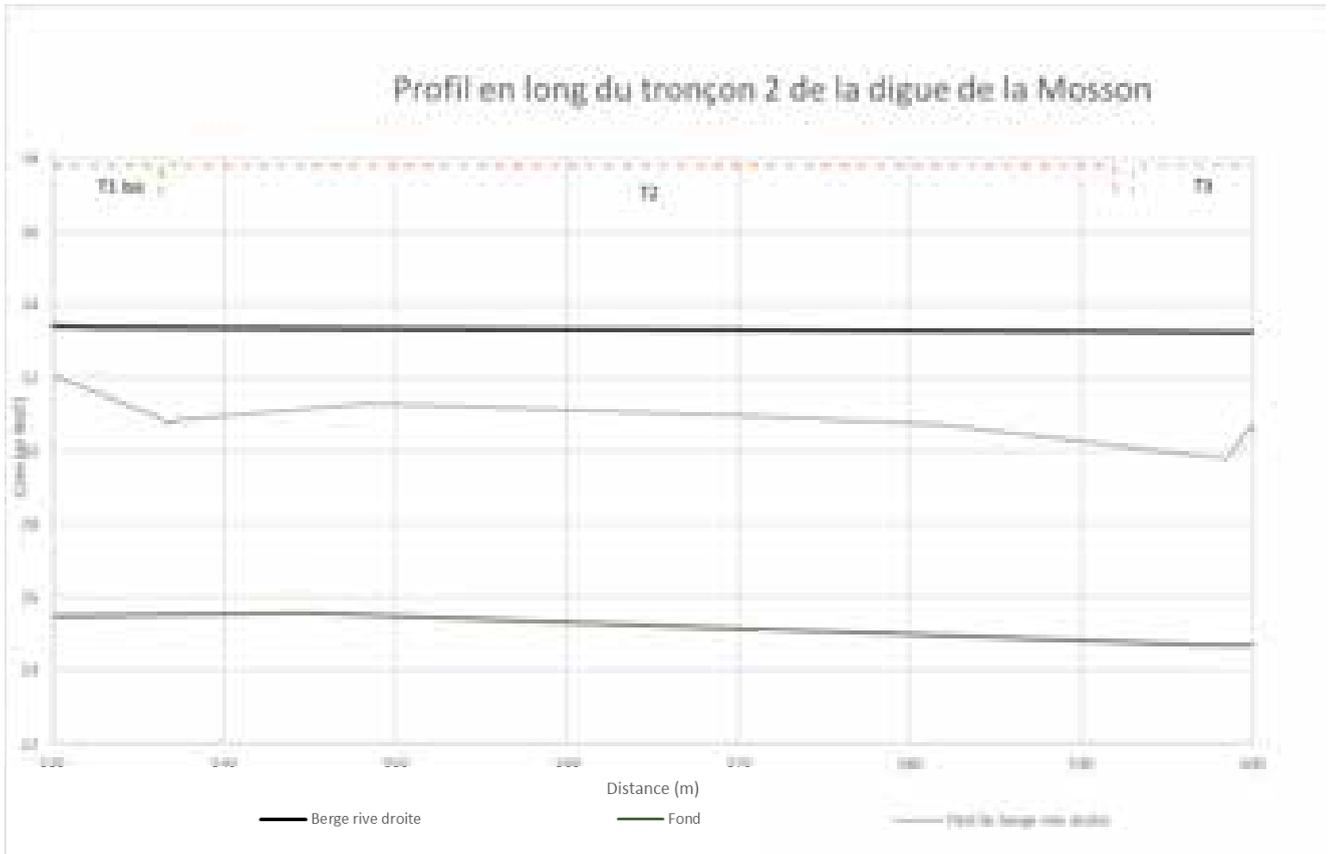
- Largeur en crête : 3.5 m,
- Pente du talus côté Mosson 2H/1V,
- Talus enherbés côté cours d'eau,
- Purge de la terre végétale sous la digue sur une épaisseur de 50 cm,
- Remblai homogène en matériaux A1-A2 issus des déblais du projet ou des stocks 3M,
- Création d'une clef d'ancrage sous la digue (50 cm),
- Mise en œuvre d'un grillage anti-fouisseur sur le talus.

Figure 102 : Coupe schématique de la digue sur le tronçon T2



5.2.4.3 Profil en long du tronçon T2

Figure 103 : Profil en long du tronçon T2



5.2.4.4 Réseaux

Aucun réseau n'a été identifié sur le linéaire du tronçon T2.

5.2.4.5 Interface avec le tronçon T1

La rue de la rivière constitue l'interface entre les tronçons T1 et T2. Un ouvrage spécifique devra être aménagé à ce niveau pour assurer la continuité de la ligne de protection.

Figure 104 : Vue en plan de l'interface entre T1 et T2 au niveau de la rue de la rivière

Photo 6 : Vue de la rue de la rivière depuis la berge de la Mosson (Antea Group – Décembre 2020)


Actuellement, la rue de la Rivière permet un accès véhicule au chemin de halage existant en rive droite de la Mosson (vers le Nord). Elle permet également l'évacuation des eaux pluviales d'une partie du quartier.

Parmi plusieurs options envisageables, il a été choisi de prolonger le profil de digue du tronçon T2 (parement raidi en gabions côté zone protégée) sur la rue de la Rivière.

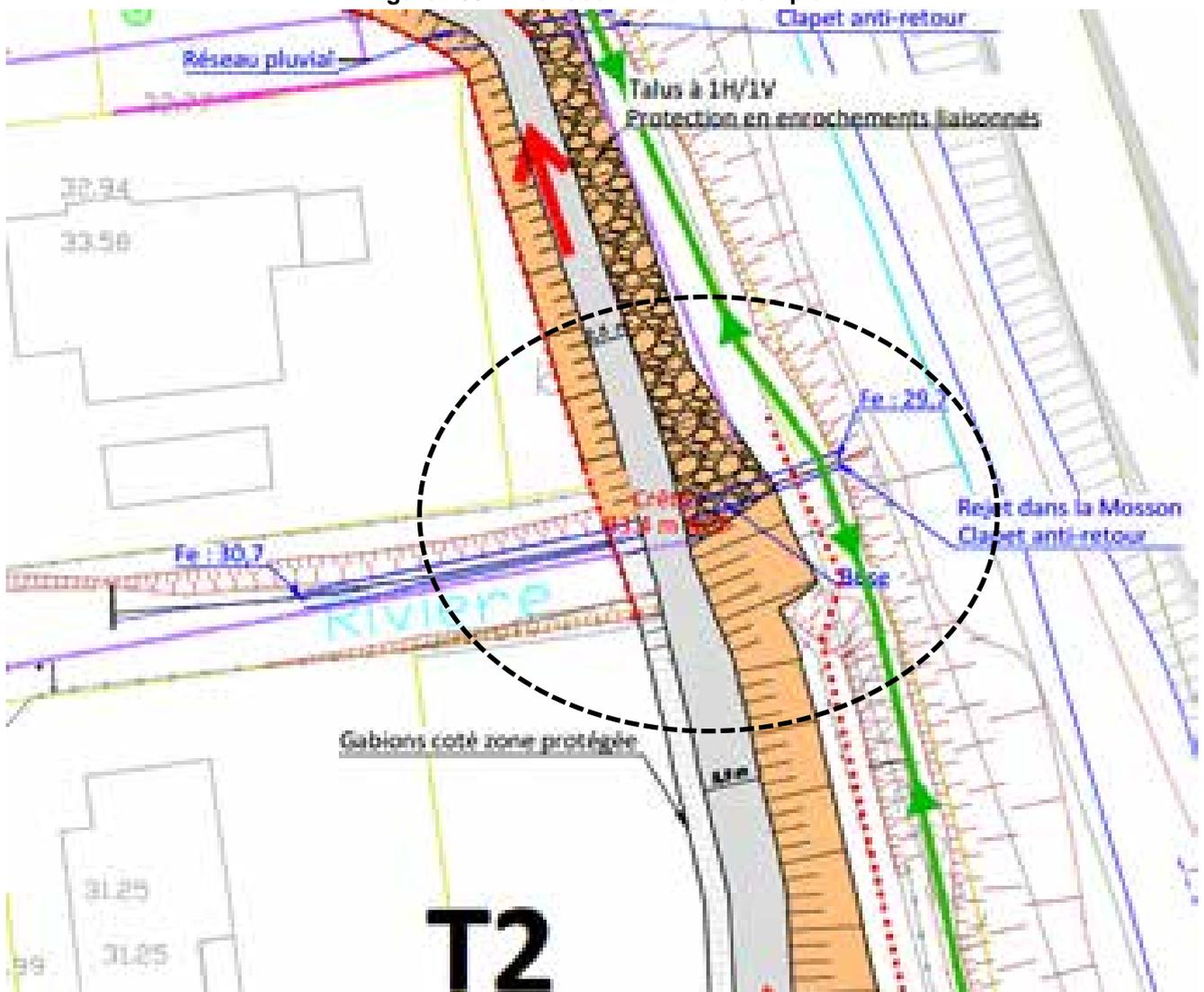
La digue condamnera ainsi toute circulation entre la rue de la Rivière et les berges de la Mosson.

A noter que le chemin de halage est accessible pour les véhicules par le Nord au niveau de la rue de la Mosson.

Photo 7 : Vue de l'accès véhicule au chemin de halage existant rue de la Mosson



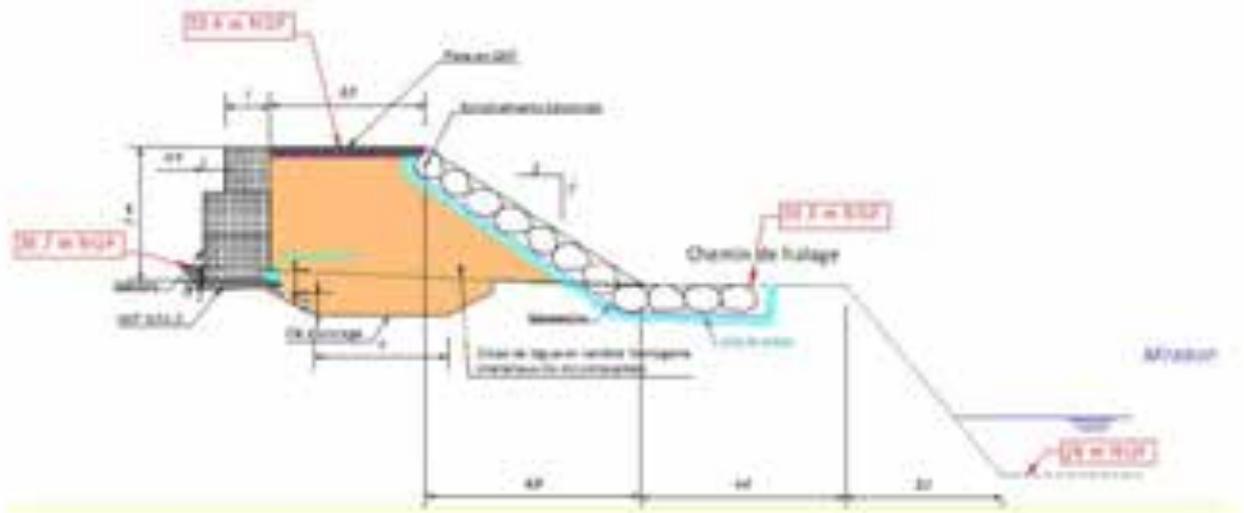
Figure 105 : Interface T1-T2 – Vue en plan



Le profil en travers du raccordement entre le tronçon T1 et le tronçon T2 au niveau de la rue de la rivière est disponible ci-dessous.

Le raccordement entre le tronçon 1 et le tronçon 2 sera constitué d'un enrochement Gabion côté zone protégée. En crête de digue, on retrouvera une piste en GNT. Côté rivière, la protection de talus sera assurée par un enrochement liaisonné avec une pente de 3H/2V, les enrochements seront positionnées à partir du pied du talus, jusqu'à la crête.

Figure 106 : Raccordement tronçon 1 et tronçon 2



5.2.4.6 Transparence hydraulique du réseau d'eaux pluviales

La rue de la Rivière est longée par un caniveau pluvial qui se rejette dans la Mosson dans le prolongement de la rue.

Afin de rétablir cet écoulement, un busage de l'écoulement sera mis en place et transitera sous la digue.

Le point de rejet au niveau de la berge sera maintenu. Un clapet anti-retour sera mis en place au niveau de l'exutoire dans la Mosson.

Au stade de la présente EDD, 3M s'oriente vers une conduite $\varnothing 1200$ sous l'ouvrage de la rue de la Rivière. L'étude de gestion des eaux pluviales du secteur actuellement en cours de réalisation (bureau d'étude GAXIEU pour le compte de 3M) permettra de définir précisément les caractéristiques des ouvrages à mettre en place. Les diamètres seront ajustés au stade PRO.

Photo 8 : Vue du caniveau pluvial existant au niveau de la rue de la Mosson

Vue vers l'amont



Rejet dans la Mosson



5.2.5 Tronçon T3

5.2.5.1 Implantation

Sur le tronçon 3, la digue est positionnée le long du quartier de la Plaine, au niveau des parcelles communales BI287 et BI25. Le projet prévoit de profiter des emprises foncières pour éloigner la digue du lit mineur de la Mosson.

Figure 107 : Tracé de la digue sur le tronçon T3



Figure 108 : Vue en plan du tronçon T3 (1/2)

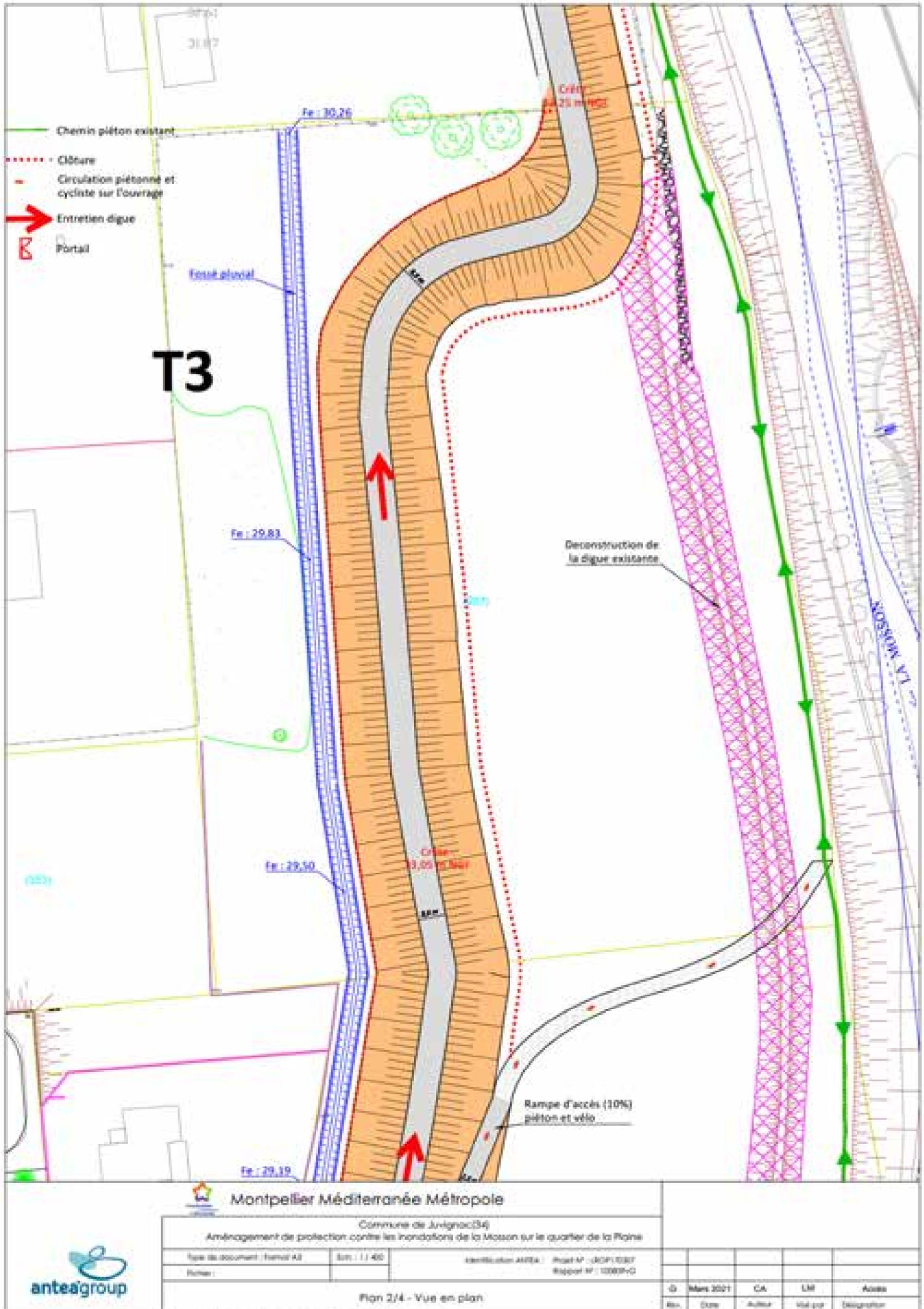
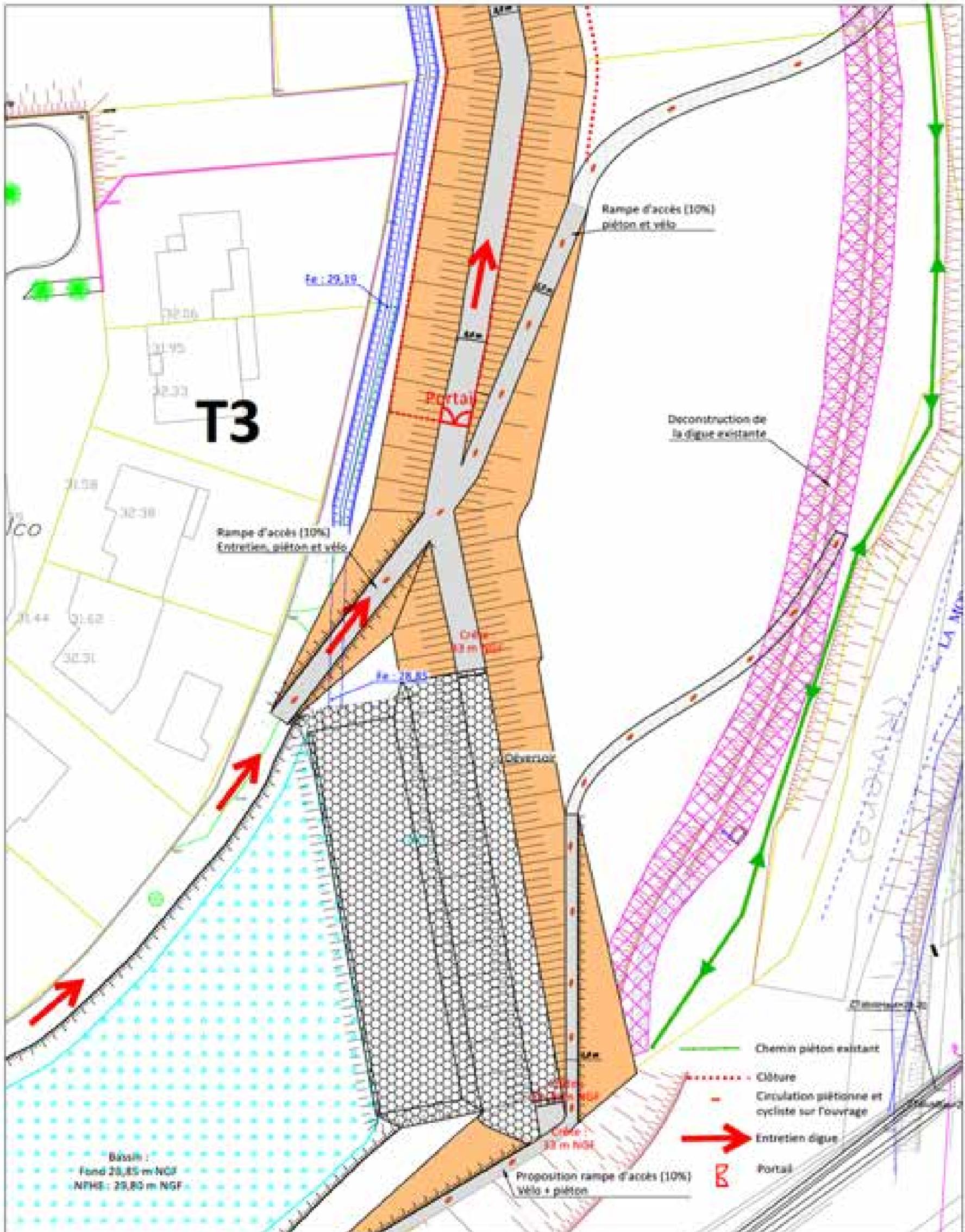


Figure 109 : Vue en plan du tronçon T3 (2/2)



Montpellier Méditerranée Métropole

Commune de Juvignac(34)

Aménagement de protection contre les inondations de la Mosson sur le quartier de la Plaine

Type de document : Rapport A3	Ech. : 1 / 400	révision ANR - Page n° : (ROP) 10007			
Plan 3/4 - Vue en plan		Page n° : 10009-0			
IS	Mars 2021	CA	LM	Accès	
Rev.	Date	Auteur	Validé	Dérogation	

anteagroup

5.2.5.2 Coupe-type

La coupe type de la digue est la suivante :

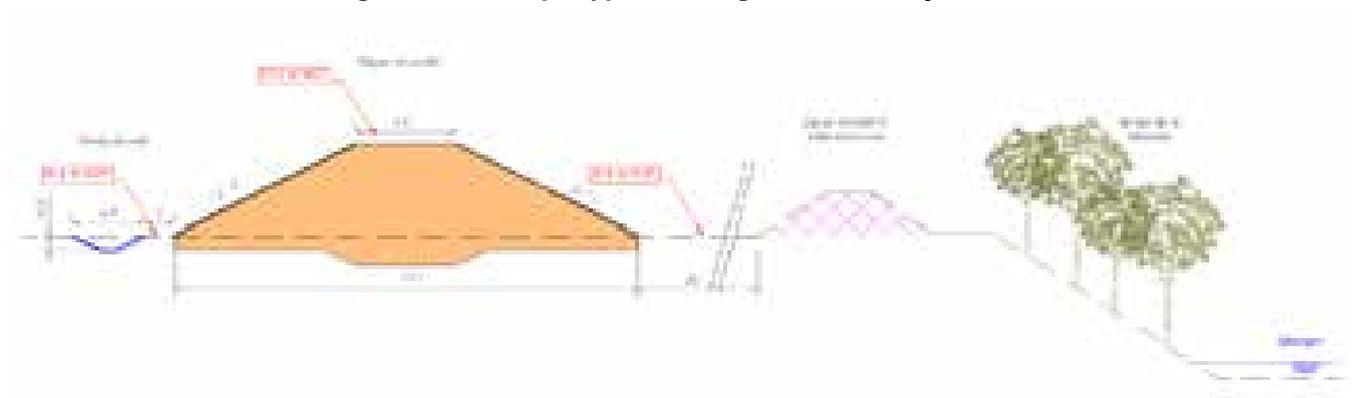
- Largeur en crête : 3.5 m,
- Pente des talus : 2H/1V,
- Talus enherbés côté cours d'eau et côté zone protégée (ZP),
- Purge de la terre végétale sous la digue sur une épaisseur de 50 cm,
- Remblai homogène en matériaux A1 – A2 issu des déblais du projet ou des stocks 3M,
- Création d'une clé d'ancrage sous la digue (h = 50 cm),
- Mise en œuvre d'un grillage anti-fouisseur sur les talus.

La digue présentera une emprise moyenne au sol comprise entre 14 et 17 m environ.

Un fossé pluvial sera aménagé en pied de digue côté terre. Il visera à collecter les eaux de ruissellement superficiel de la digue et des habitations voisines. Ce fossé rejoindra le bassin en aval.

La digue existante sera entièrement déconstruite.

Figure 110 : Coupe-type de la digue sur le tronçon T3

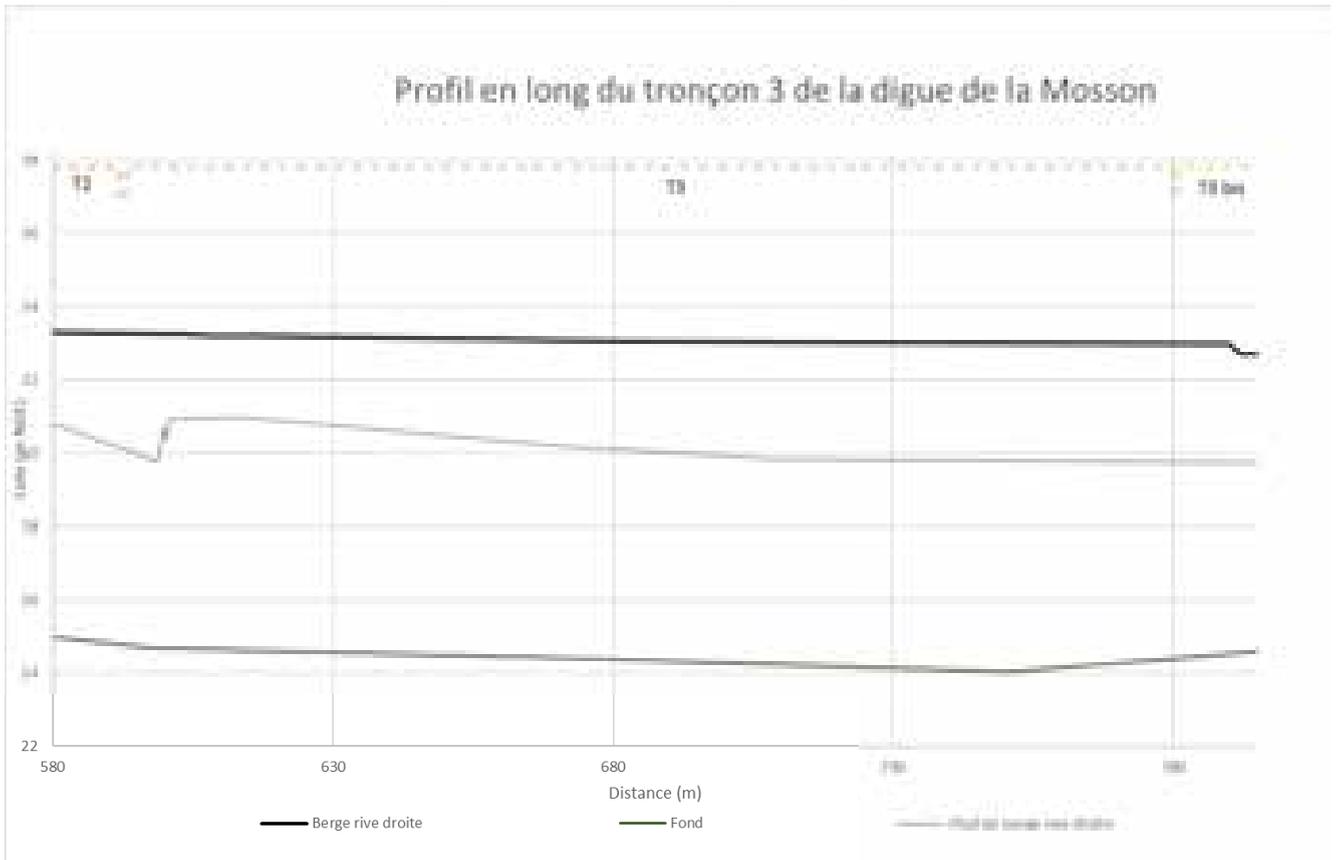


5.2.5.3 Profil en long

Le nivellement de la crête de digue est compris entre 33.25 m NGF à l'amont et 33.00 m NGF à l'aval.

Le terrain naturel se situe entre la cote 29.6 m NGF et la cote 31.0 m NGF. La digue présentera donc une hauteur moyenne de 2.5 m à 3.4 m.

Figure 111 : Profil en long du tronçon T3



5.2.5.4 Réseaux

Aucun réseau n'a été identifié à ce stade sur le linéaire du tronçon 3.

5.2.6 Tronçon T3 bis : déversoir

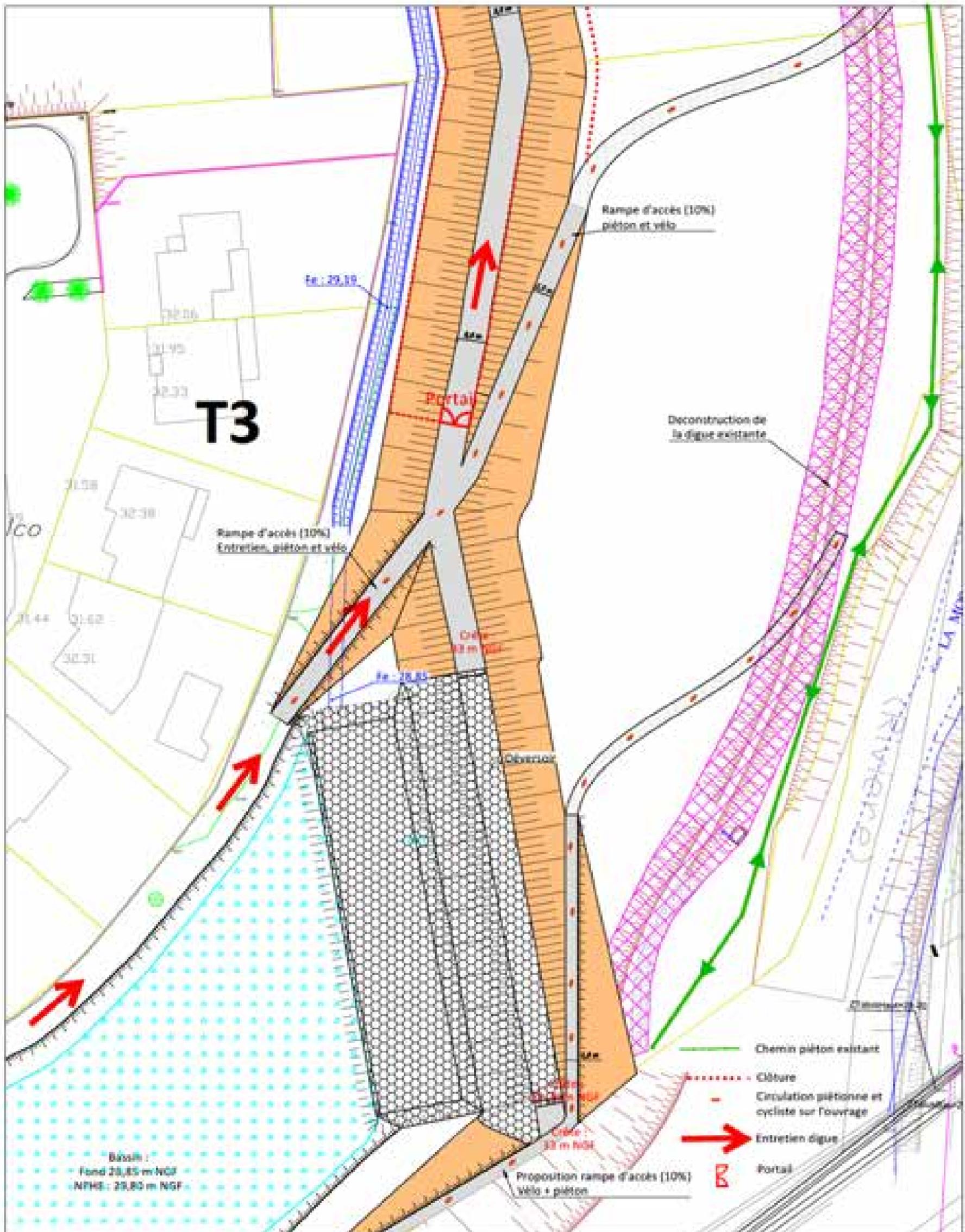
5.2.6.1 Implantation

Sur le tronçon 3 bis, un déversoir de sécurité sera aménagé. Les eaux surversées rejoindront le bassin pluvial, qui agira également comme zone de dissipation d'énergie.

Figure 112 : Tracé de la digue sur le tronçon T3 bis



Figure 113 : Vue en plan du tronçon T3 bis (1/2)



Montpellier Méditerranée Métropole

Commune de Juvignac(34)

Aménagement de protection contre les inondations de la Mosson sur le quartier de la Plaine

Type de document : Rapport A2 Ech. : 1 / 400 Identification ARIA : Page n° : (ROP) 10007 Rapport n° : 100054-0

anteagroup

Plan 3/4 - Vue en plan

IS	Date	CA	LM	Acès
Rev.				

Figure 114 : Vue en plan du tronçon T3 bis (2/2)



5.2.6.2 Coupe-type

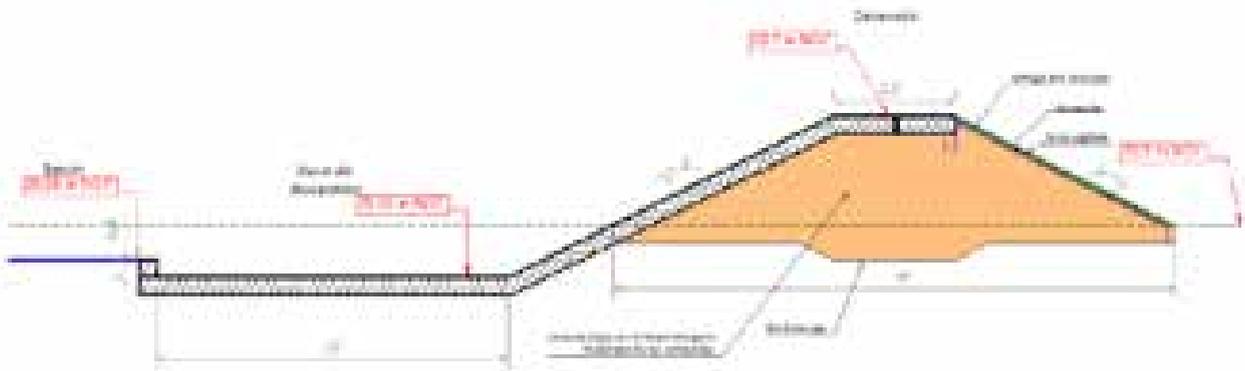
La coupe type de la digue est la suivante :

- Longueur de déversoir : 50 m,
- Largeur en crête : 3.5 m,
- Pente des talus : 2H/1V,
- Talus enherbés côté cours d'eau et coursier en gabions côté zone protégée (ZP),
- Longrine béton en crête de digue
- Purge de la terre végétale sous la digue sur une épaisseur de 50 cm,
- Remblai homogène en matériaux A1 – A2 issu des déblais du projet ou des stocks 3M,
- Création d'une clé d'ancrage sous la digue (h = 50 cm),
- Mise en œuvre d'un grillage anti-fouisseur sur les talus.

Cette zone de déversoir sera aménagée au droit du bassin, sur une longueur d'environ 50 mètres. Sur ce linéaire, la digue sera légèrement abaissée et sa crête et son parement aval seront confortés pour être résistants à la surverse. Pour cela, la réalisation d'un coursier en gabions est proposée, qui débouchera dans le bassin, lui-même protégé sur une dizaine de mètres pour servir de fosse de dissipation. Il présentera pour cela une sur-profondeur de 50 cm. L'évacuation des eaux de la fosse de dissipation sera assurée soit par infiltration/évaporation étant donné la faible profondeur de ce dernier et la perméabilité du sol (environ 2.10^{-5}), soit une vidange de la fosse de dissipation en quelques heures.

Une longrine en béton armé sera positionnée en crête pour caler précisément la côte de surverse.

Figure 115 : Coupe-type du déversoir sur le tronçon T3



5.2.6.3 Profil en long

Le déversoir est calé à la cote 32.70 m NGF. Le terrain naturel se situe aux alentours de 29.8 m NGF. Le déversoir présentera donc une hauteur moyenne d'environ 3 m.

Figure 116 : Profil en long du tronçon T3 bis



5.2.6.4 Réseaux

Aucun réseau n'a été identifié à ce stade sur le linéaire du tronçon 3 bis.

5.2.6.5 Raccordement aval

La digue se raccorde à l'aval sur le remblai de la RN 109. Le projet prévoit un épaulement de la digue sur le remblai, qui surplombera la digue (cote remblai RN109 : environ 37 m NGF – cote digue : 33.00 m NGF).

5.2.7 Récapitulatif des aménagements

Tableau 21 : Récapitulatif des aménagements

Tronçon	Linéaire (m)	Type ouvrage	Largeur en crête (m)	Hauteur (m)	Pente des talus	Emprise au sol
T1	64.5	Digue en remblais compactés	1.5	Hmax ≈ 2.0	2H/1V côté ZP 2/H1V côté Mosson	440 m ²
T1 bis	30	Digue en remblais compactés confortée par des enrochements liaisonnés côté rivière et un mur gabion côté zone protégée	3.5	Hmax ≈ 2.0	Gabions côté ZP Enrochement liaisonnés 1H/1V côté Mosson	390 m ²
T2	68	Digue en remblais compactés confortée par des enrochements liaisonnés côté rivière et un mur gabion côté zone protégée	3.5	Hmax ≈ 3.0	Gabions côté ZP 2H/1V côté Mosson	515 m ²
T3	189.3	Digue en remblais compactés avec gabions côté ZP	3.5	Hmax ≈ 3.0	2H/1V côtés ZP et côté Mosson	3 090 m ²
T3 bis	Déversoir : 50	Digue en remblais compactés	3.5	Hmax ≈ 3.0	2H/1V côtés ZP (enrochement liaisonné) et côté Mosson	1 565 m ²

5.2.8 Mesures prises pendant la réalisation des travaux pour limiter les conséquences des crues ou des tempêtes pouvant survenir pendant les travaux

5.2.8.1 Prescriptions en phase chantier

Les travaux se dérouleront dans la vallée de la Mosson qui est en quasi-totalité située en zone inondable, des prescriptions en phase chantier seront nécessaires pour tenir compte de ce risque.

Cette contrainte implique les points suivants :

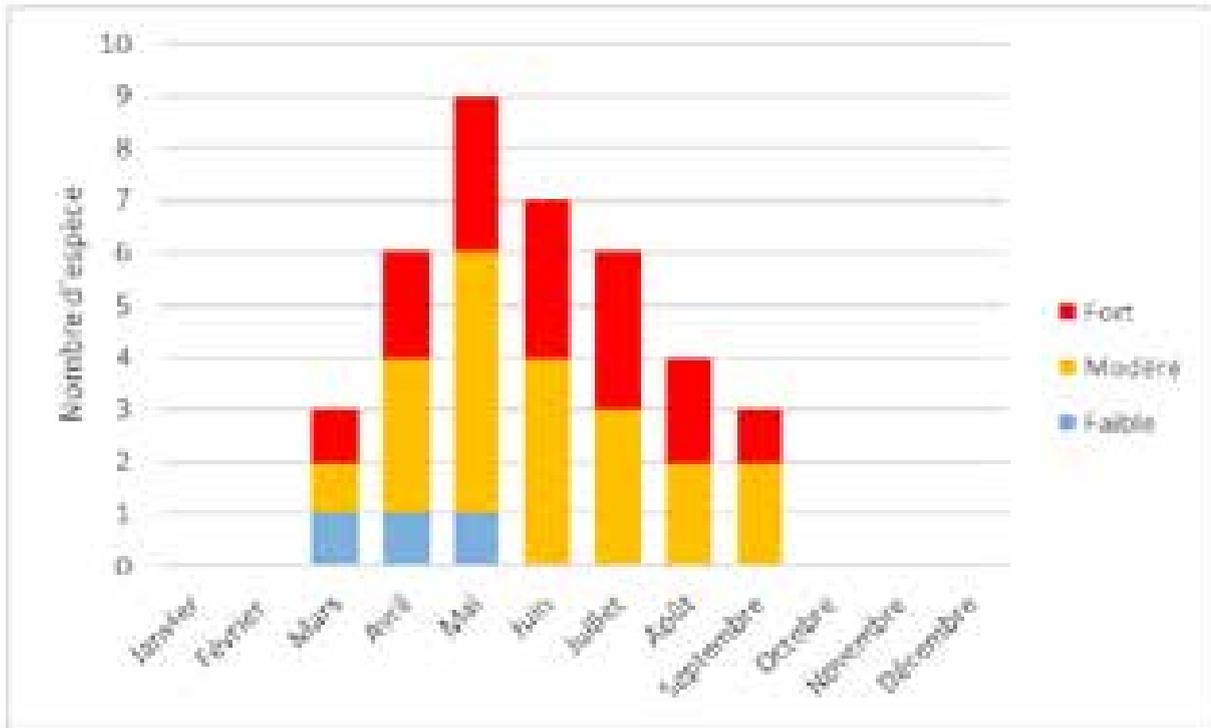
- L'entrepreneur retenu pour la réalisation des travaux devra se tenir informé en temps réel des conditions météo de la région de façon à prévenir tout risque vis-à-vis de ses moyens humains et matériels ainsi que ne pas générer de situation aggravant la situation d'inondation pour les riverains,
- MMM, le Maître d'œuvre et l'entrepreneur devront respecter les consignes de surveillance en phase travaux qui sont jointes en Annexe n° 9.
- La réalisation des travaux ne devra pas avoir pour conséquence la limitation, même momentanée de la section hydraulique des cours d'eau,
- Le phasage des travaux sera organisé de manière à garantir un niveau de protection équivalent à l'état actuel.

5.2.8.2 Evaluation des situations particulières

Le phasage des travaux est tributaire des conditions météorologiques. Compte tenu de la situation du projet et son exposition aux crues de la Mosson, les travaux sont divisés en plusieurs secteurs qui seront réalisés sur des périodes différentes en fonction de l'exposition aux crues.

Les périodes défavorables sont la saison automnale propice aux épisodes cévenols ainsi que le printemps où les enjeux écologiques sont les plus importants.

Le rapport AVP réalisé par Antéa indique que les périodes de Septembre à Mars sont les périodes les plus favorables d'un point de vue écologique. Cette période correspond aux mois présentant un risque important d'inondation par la Mosson.

Figure 117 : Enjeux écologiques en fonction du mois de l'année (Source : Antéa)


Le projet de protection contre les inondations s'étale sur plusieurs centaines de mètres avec des portions plus ou moins sensibles selon leur implantation.

Les travaux sur ces secteurs sensibles devront être réalisés en dehors des périodes défavorables. Durant ces périodes moins favorables, les travaux plus éloignés des berges seront privilégiés.

A ce stade, il est prévu le phasage suivant pour la réalisation des travaux :

Réalisation du bassin et du tronçon T3 dans un premier temps :

Les matériaux issus du bassin seront traités à la bentonite dans le bassin et réutilisés dans la foulée pour la réalisation d'une portion du tronçon T3.

Les volumes de déblais du bassin n'étant pas suffisants, des matériaux d'apport sont nécessaires. Ces matériaux seront stockés sur site (soit dans le bassin, soit sur une partie de la prairie entre l'ancienne digue et la nouvelle). Ils pourront également être traités à la bentonite (ou par un autre composant) pour atteindre les objectifs de sol fixés. Dans ce cas, l'entreprise devra réaliser des essais d'aptitude au traitement sur ses matériaux avant leur mise en œuvre.

La digue sera construite par plot, c'est-à-dire par portion d'environ 40 m.

Avant la fermeture complète de la digue et le raccordement sur le remblai de la RN 109, la digue existante sera déconstruite. Entre 3 et 5 gîtes pour les reptiles seront réalisés à partir des enrochements et des arbres coupés de la digue existante. Le reste sera évacué.

Pour maintenir le même niveau de protection contre les inondations pendant la phase de déconstruction de la digue existante, l'entreprise devra disposer d'un stock de terre pour fermer rapidement le système d'endiguement à l'annonce d'une crue.

Réalisation des tronçons T1 et T2 dans un second temps :

Ces tronçons seront réalisés entièrement en matériaux d'apport. L'emprise disponible étant limitée, il n'est pas prévu de stockage important sur site. L'approvisionnement nécessaire à la construction de l'ouvrage sera réalisé à l'avancement du chantier. Des petits stockages temporaires pourront être réalisés sur l'emprise de l'ouvrage. L'entreprise pourra utiliser le bassin pour stocker temporairement les matériaux des tronçons T1 et T2. Cela entraînant une augmentation du trafic en zone résidentielle, ce stockage devra autant que possible être évité.

Des optimisations pourront être proposées par l'entreprise lors de la consultation (réalisation de deux tronçons en même temps par exemple).

L'entreprise de travaux devra bien évidemment se tenir informé en temps réel des conditions météo de la région afin d'identifier au mieux le risque en temps réel.

Les stocks de matériaux seront placés de sorte qu'ils ne puissent pas être emportés par une crue de la Mosson. Les engins nécessaires aux travaux seront proposés par l'entreprise et soumis à validation du maître d'œuvre. Il est notamment attendu l'utilisation de pelles mécaniques sur chenilles, de bulldozers et de compacteur.

Pour limiter l'impact de la phase chantier sur la qualité de l'eau, un plan d'assainissement provisoire sera réalisé par l'entreprise en début de chantier. Les eaux seront collectées dans des fossés provisoires et retenues au sein de rétentions permettant leur décantation avant rejet au milieu naturel. Si besoin des mesures complémentaires type filtre à paille seront positionnés en sortie des rétentions pour diminuer la teneur en MES.

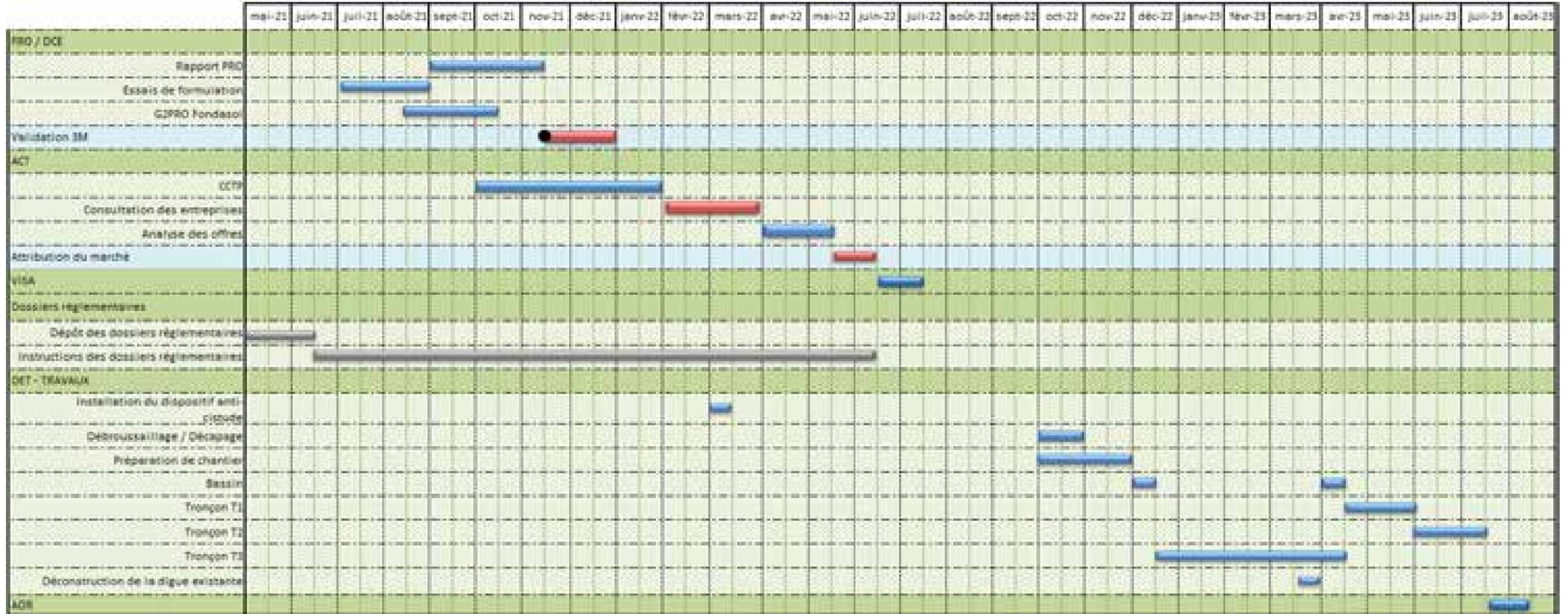
Ce dispositif vient s'ajouter aux différentes mesures déjà citées dans le dossier de demande d'autorisation environnementale.

Les travaux des tronçons 1 & 2 se déroulant principalement pendant les périodes d'étiage de la Mosson, le risque de situation particulière pendant les phases de travaux est jugé faible. Pour le tronçon 3, la présence de l'ancien remblai pendant la majeure partie des travaux permettra de réduire le risque de situation particulière même en période défavorable d'un point de vue météorologique. De plus, la disponibilité d'un stock de terre sur site pour fermer rapidement le système d'endiguement permettra de maintenir le niveau de protection apparent pendant la phase de déconstruction de la crue existante.

5.2.8.3 Planning des travaux

Le planning présenté par ANTEA dans son AVP est disponible ci-dessous.

Figure 118 : Planning des travaux de construction de la future digue de la Mosson à Juignac



5.3 Aménagements hydrauliques

Le système d'endiguement décrit ci-avant n'est pas complété par un aménagement hydraulique (AH).

5.4 Accès aux ouvrages

5.4.1 Accès aux ouvrages pendant la phase travaux

La carte des circulations durant la phase de chantier est disponible ci-dessous. L'accès au tronçon 1 se fera depuis le quartier de la Plaine par la rue Georges Brassens et la rue Paul Valéry. La rue de la rivière permettra l'accès au tronçon 1 et au tronçon 2. Enfin, l'accès au bassin de dissipation et au tronçon 3 se fera par la rue des Mimosas.

Figure 119 : Présentation des plans de circulation pendant la phase chantier



5.4.2 Accès aux ouvrages pendant la phase d'exploitation (période nominale et période de crue)

Les deux points d'accès retenus sont :

- Rue Georges Brassens (accès par la rue de la rivière abandonné et remplacé par un accès via la rue G. Brassens) sur le tronçon T1, qui permettra également d'accéder au tronçon T2 ;
- Rue des Mimosas sur le tronçon T3.

En ces 2 points d'accès il est prévu d'aménager des rampes pour que les véhicules de service ou d'entretien puissent accéder à la crête de la digue et circuler sur celle-ci.

L'acquisition du foncier privé (tronçon T2) est actuellement en cours et le domaine public sera transféré à 3M (cf. Etat parcellaire/DUP).

L'entretien de la végétation sur la digue sera réalisé depuis sa crête pour les tronçons T2 et T3. Le tronçon T1 étant de faible hauteur, l'entretien se fera manuellement et l'accès se fera à pied.

Les différents accès envisagés sont positionnés sur la figure suivante.

Figure 120 : Accès aux ouvrages en phase d'exploitation



5.5 Description fonctionnelle du système d'endiguement

La description fonctionnelle du système d'endiguement est réalisée à l'aide d'une modélisation hydraulique des écoulements.

5.5.1 Synthèse du fonctionnement du système d'endiguement

Le système d'endiguement de Juvignac assure la protection pour une crue type 2014 de la Mosson, avec une revanche de 0.35 m, hors crue des autres cours d'eau, du quartier de la Plaine.

Le secteur reste toutefois inondable par la remontée de la Mosson par l'ouvrage sous la RN109 qui entrave les écoulements du ruisseau de la Plaine, mais les hauteurs d'eau attendues sont bien moins importantes qu'en état actuel. Des aménagements ont été réalisés sur l'exutoire du ruisseau de la Plaine et d'autres sont envisagés mais ils ne font pas l'objet du présent programme de travaux.

5.5.2 Caractérisation des crues inférieures au niveau de protection

5.5.2.1 Zones inondées pour T = 10, 30 et 100 ans

Les zones inondées pour les crues de période de retour 10, 30 et 100 ans sont cartographiées au chapitre 4.1.5.4.

5.5.2.2 Evolution dans le temps de la crue correspondant au niveau de protection

Les cartes permettant de suivre l'évolution de la crue au cours du temps sont jointes au chapitre 4.1.5.4.5 – Il s'agit en l'occurrence de l'évolution de la crue correspondant au niveau de protection du système d'endiguement..

L'évolution de la cinétique de crue est disponible ci-dessous pour le niveau de protection : crue de période de retour 375 ans.

Les premiers débordements ont lieu en rive droite pour un débit d'environ 115 m³/s. Le niveau d'eau au droit de la station de mesure à l'amont de la RN109 est égal à 29 m NGF.



Le tronçon 3 est ensuite mis en charge quand le niveau d'eau à la station de mesure est égal à 29.5 m NGF ce qui correspond à un débit d'environ 140 m³/s.



Lorsque le débit atteint 220 m³/s, les premiers débordements en rive gauche de la Mosson et au droit de la zone de projet sont observés. La cote d'eau au niveau de la station de mesure du pont de la RN109 est alors égale à 30.5 m NGF. Les premières remontées d'eau, via l'ouvrage sous la RN109 de la rue des Mimosas, sont également observées dès que cette cote est atteinte.



Lorsque le débit atteint 305 m³/s pour une cote de 30.9 m NGF, les premières habitations rue des mimosas sont touchées.

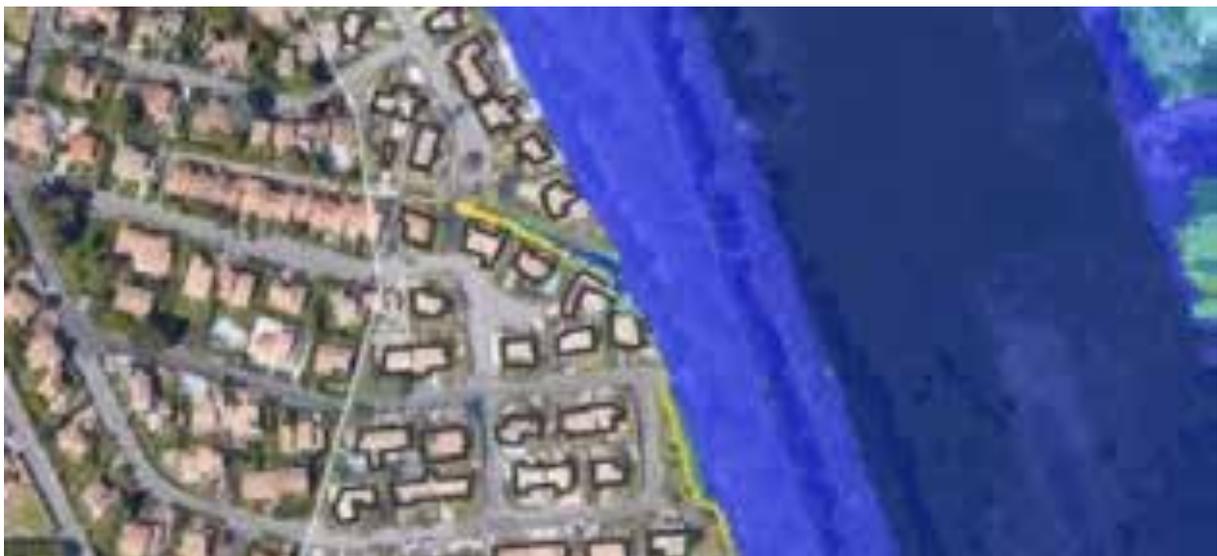


Une grande partie du secteur de la rue des Mimosas commence à être en eau lorsque le débit atteint 425 m³/s pour une cote à la station de mesure égale à 31.6 m NGF.



Pour un débit maximal de 460 m³/s, la cote au droit de la station de mesure est égale à 32.09 m NGF. Une partie du secteur à proximité de la rue des Mimosas est en eau. Le bassin de rétention à l'arrière de la digue est également rempli en eau via remontée des eaux de la Mosson sous la RN190. Une

partie du secteur à l'arrière du système d'endiguement est inondée à cause d'un contournement amont. Ce contournement a lieu depuis les parcelles 124, 125, 159 et 160.



La carte représentant les hauteurs d'eau et les vitesses au droit du système d'endiguement pour le niveau de protection est disponible en page suivante.

Figure 121 : Niveau de protection – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

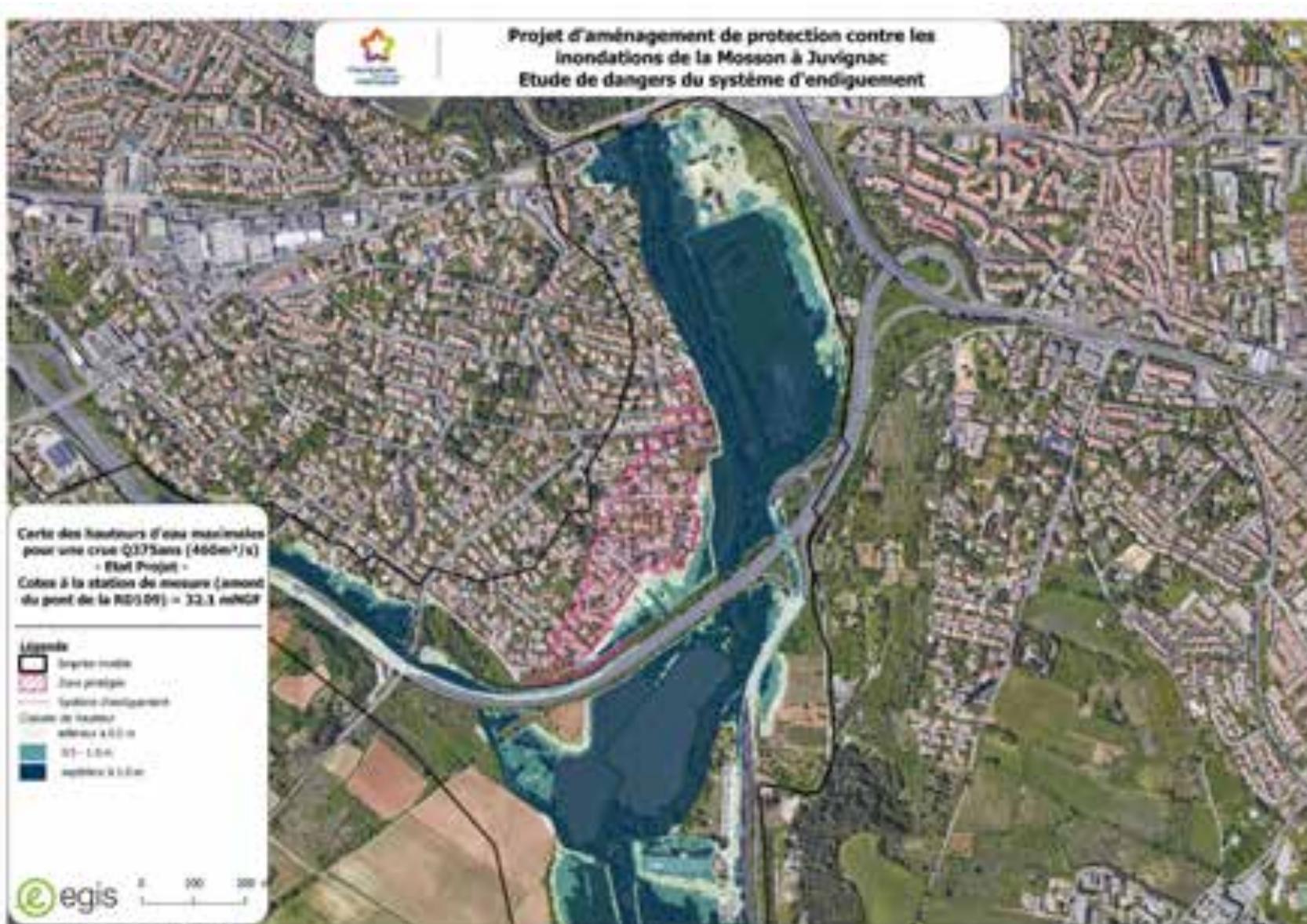
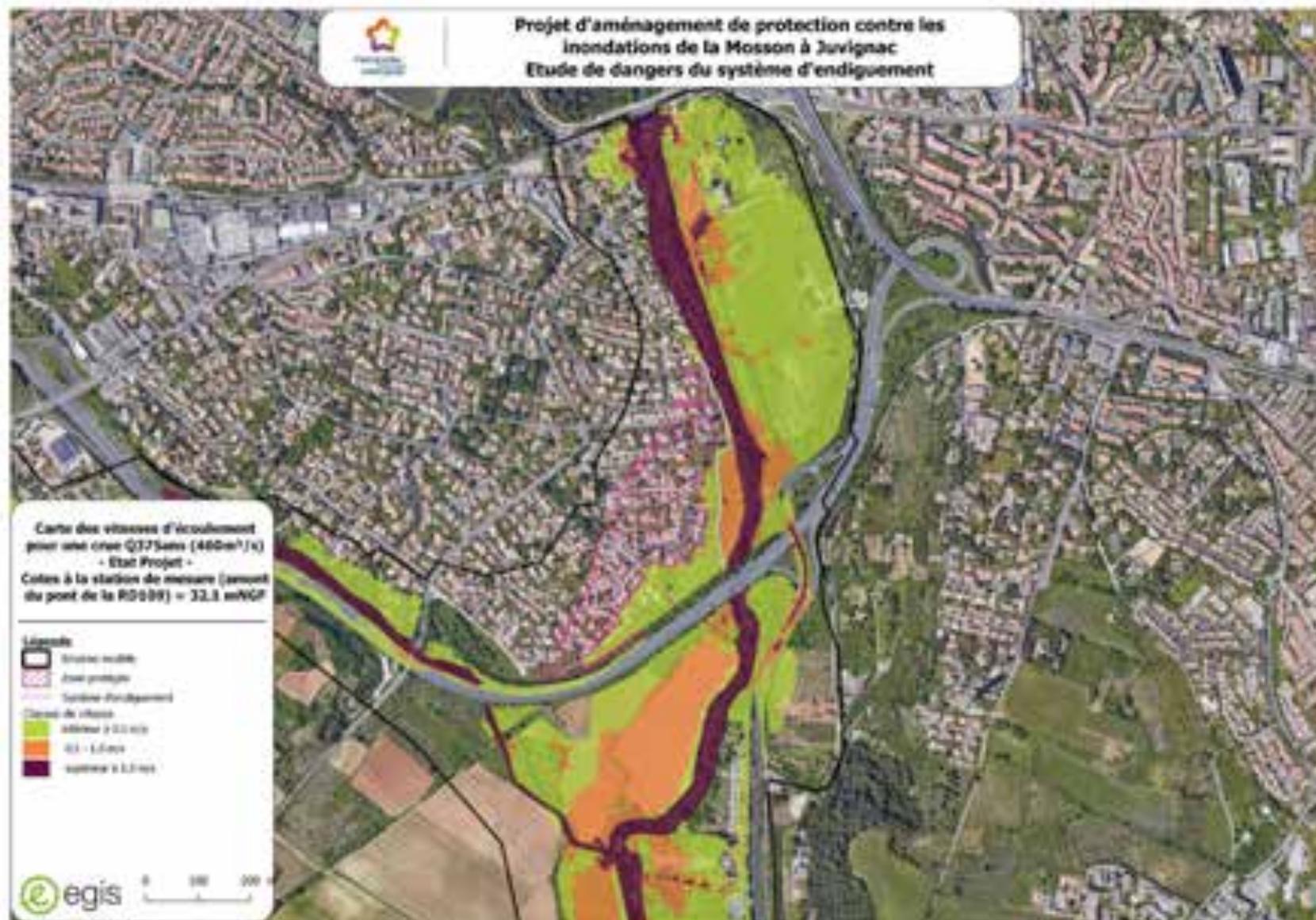


Figure 122 : Niveau de protection – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement



6. Retour d'expérience concernant la zone protégée et le système d'endiguement

6.1 Historique des désordres sur le remblai existant

Aucun ouvrage classé comme digue n'est actuellement existant sur le secteur d'étude. Cependant un retour d'expérience est disponible sur le remblai situé à proximité du tronçon 3. Ce remblai sera par la suite supprimé.

Le remblai existant, qui aurait été construit suite aux inondations de 2003 a été submergé lors de la crue d'octobre 2014 par une hauteur d'eau d'environ 1.5 m, sans formation de brèche d'après les éléments recueillis, mais avec des érosions. Point original, apparemment la surverse s'est faite dans le sens plaine vers la Mosson ; en effet, les eaux ont contourné le remblai en amont, rejoint les débordements du ruisseau de la Plaine, le champ a fait office de stockage jusqu'à déborder vers la Mosson. Il n'existe pas de données concernant la construction de cet ouvrage, en particulier sur la nature des matériaux mis en œuvre dans le corps du remblai. D'après l'étude Egis de 2015, un risque important de rupture est à considérer sur cet ouvrage.

6.2 Retour d'expérience sur d'autres digues françaises

6.2.1 Base de données ARIA

La base de données ARIA du Ministère chargé de l'Environnement a été consultée en utilisant les mots clé « digue + rupture ».

33 accidents ont été recensés entre 1982 et 2012 en France et à l'étranger. 16 accidents ont été exclus de cette analyse car ils ne correspondaient pas au type d'ouvrage considéré (ex : digue de canal).

Sur les 17 accidents répertoriés, 14 concernent des ruptures totales ou partielles de digue. Les causes connues de ces accidents sont les suivantes :

- Fortes précipitations accompagnées ou non de crues causant des ruptures ou des brèches sur les digues,
- Glissement de terrain,
- Catastrophes naturelles : tsunami, forte marée, séisme.

Les principales conséquences des accidents survenus sur des digues sont :

- L'inondation de zones d'habitations pouvant conduire à des décès,
- L'inondation de sites industriels,
- La pollution de cours d'eau lors de la rupture de digue sur des bassins contenant des produits polluants.

Un retour d'expérience est présenté ci-dessous.

Aramon Gard, 2002

« 5 victimes, 60 chômeurs et 5 millions d'euros de dégâts.

Le village d'Aramon est implanté en lit majeur du Gardon, à plus de 6 kilomètres du lit mineur de la rivière, près de sa confluence avec le Rhône.

Le village était protégé des débordements du Gardon, ou des inondations par remous du Rhône, par une digue construite au milieu du 18^{ème} siècle, de 2,5 mètres de haut et constituée de limons.

Le 9 septembre 2002, le Gardon a connu une crue plus que centennale, qui a envahi la plaine d'Aramon. L'eau est arrivée au pied de la digue en fin de soirée, puis a continué à monter, pour finir par submerger l'ouvrage. Cette submersion a provoqué plusieurs brèches, responsables d'une vague d'inondation très brutale sur le village où cinq personnes ont péri. Dans les ruelles du vieux village, l'eau a atteint une grande vitesse. Après la catastrophe, les experts ont calculé que la digue avait été submergée par une lame d'eau de 40 à 80 cm ! (Réf. Reconstruction de la digue d'Aramon après la crue de septembre 2002. T. Mallet et al., Sécurité des digues fluviales et de navigation, Orléans, 2004, CFGB-MEDD).

Trois brèches, sur un linéaire de 10 à 20 mètres, ont entaillé la digue sur toute sa hauteur et creusé une fosse d'érosion au droit des fondations.

Deux autres brèches, un peu moins importantes, car elles n'ont pas détruit la digue sur toute sa hauteur, ont néanmoins creusé la digue sur toute sa largeur. Un glissement du talus sur un linéaire de 10 mètres a également été observé sur un autre secteur de la digue.

Les conséquences de cette inondation brutale du village ont été très importantes, avant tout en raison des décès. Il a fallu évacuer et reloger les 84 pensionnaires de la maison de retraite ; installer plus de 80 mobil homes pour les sinistrés dans l'impossibilité de revenir rapidement chez eux, donc viabiliser au préalable des terrains.

L'inondation d'une fabrique d'emballage de cagettes a provoqué la mise au chômage de 60 personnes et 5 millions d'euros de dégâts.

De nombreux bâtiments publics ont été détruits ou fortement endommagés : l'école maternelle (délocalisée depuis), les ateliers municipaux, le restaurant scolaire, le centre aéré, la crèche, la gendarmerie, la maison de retraite... »

6.2.2 Retour d'expérience sur les digues du Rhône en terre

Les travaux menés par l'IRSTEA (ex CEMAGREF) ont permis de tirer plusieurs enseignements des ruptures des digues du Rhône survenues lors des dernières crues historiques. Nous en rappelons ci-après les principaux points :

- Lors des crues d'octobre 1993 et de janvier 1994 (débit estimé à Beaucaire de l'ordre de 11 000 m³/s à Beaucaire pour la crue de janvier 1994 qui fut la plus importante des deux épisodes / occurrence estimée voisine de 100 ans⁶), **16 ruptures de digues** ont été constatées en Camargue. Ces 16 ruptures de digues sont toutes dues à des **phénomènes de renard** (13 d'entre elles sont liées à des terriers d'animaux - blaireaux essentiellement – et 3 d'entre elles sont liées à des traversées de conduites). Aucune des ruptures n'est due à une surverse sur les digues.
- Lors de la crue de décembre 2003 (débit estimé à 11 500 m³/s à Beaucaire soit une occurrence voisine de 100 ans⁶), les digues ont mieux résisté. On identifie **4 ruptures avec surverse** (peut être formation d'un renard en même temps) réparties comme suit : 2 ruptures sur le Petit Rhône en rive droite (Gard) et 2 ruptures sur le Rhône en rive gauche, encore qu'il ne s'agisse pour celles-ci que de la rupture des talus des trémies de la voie SNCF et non de la digue principale constituée de la voie SNCF.

Parmi les enseignements que l'IRSTEA a pu tirer, citons notamment les points suivants :

- Depuis que des programmes d'entretien régulier de la végétation sur les digues ont été remis à l'ordre du jour, le risque lié aux animaux fouisseurs a diminué, d'une part parce les animaux sont partis chercher refuge dans des zones plus tranquilles, et d'autre part parce que les conditions d'inspection des digues sont meilleures,
- Les conduites et traversées diverses méritent une attention particulière (identification, observation du fonctionnement en crue, etc.). Un traitement spécifique est nécessaire au niveau de ces points singuliers,
- La résistance à la surverse de ces digues du Rhône (constituées de limons) construites au 19^{ème} siècle est quasiment nulle. L'implantation de déversoirs visant à éviter cette surverse est probablement la seule solution pour éviter des brèches dans des zones à forts enjeux.

6.2.3 Retour d'expérience sur les digues de la Mosson dans la basse plaine

La digue a été construite dans les années 1980 : aucun registre donnant des informations sur l'entretien, les désordres ou les réparations n'est disponible à l'exception des retours d'expérience Egis Eau.

La digue a connu des crues en 2002 et 2003 ayant entraîné l'apparition de désordres importants sur l'ouvrage au droit et à l'aval du linéaire concerné par la présente étude : formation de brèches, érosion externe, érosion interne, glissements de talus, etc.) Des travaux de traitement ont été réalisés en 2003-2004. Par ailleurs, une loupe de glissement a également été traitée en 2014 (désordre non daté).

Ces désordres et les principaux travaux d'urgence auxquels ils ont donné lieu sont présentés sur l'orthophoto ci-dessous.

Figure 123 : Synthèse des évènements depuis 2002 sur le linéaire d'étude (source EGIS Eau)


L'historique des évènements permet de constater que la digue a présenté une sensibilité avérée aux phénomènes suivants dans sa partie aval :

- Érosion externe coté Mosson,
- Érosion externe coté aval,
- Érosion interne,
- Glissements de talus,

Il convient de signaler que les travaux réalisés après les crues de 2002 et 2003 ont seulement permis de reconstituer la digue dans son état initial. Les défauts constatés (talus trop raides, absence de berge, matériaux de fondation peu compacts) n'ont pas pu être corrigés à l'occasion des travaux d'urgence.

Les différentes phases de travaux d'urgence réalisés ces dernières années sur la digue rive gauche de la Mosson sont décrites dans les paragraphes ci-après :

- Juillet 2003 – Réparation de la digue du Thôt suite à la crue de décembre 2002,
- Expertise suite à la crue du 22 septembre 2003,
- Expertise et travaux d'urgence suite à la crue du 3 décembre 2003,
- Travaux de seconde urgence suite à la crue du 3 décembre 2003,

- Travaux d'urgence suite à la crue du 07 octobre 2014.

6.2.3.1 Juillet 2003 – Réparation de la digue du Thôt

Suite à la crue de décembre 2002, BCEOM (devenu Egis Eau) a assuré la maîtrise d'œuvre complète du confortement de la digue située au droit de la décharge du Thôt (imposé à l'identique par les services de l'Etat, malgré le fait qu'elle soit trop proche du lit mineur). La digue a été partiellement arasée et reconstruite avec des matériaux 0 - 40 mm argileux de la carrière de Combaillaux. Ce secteur est situé sur l'emprise de l'aménagement n° 5 du programme d'aménagement (arasement prévu). Une protection de pied en enrochements a également été réalisée sur ce secteur.

Ce chantier a permis d'appréhender correctement les problématiques d'accès jusqu'à la zone de travaux et de circulabilité sur le sol support.

6.2.3.2 Expertise suite à la crue du 22 septembre 2003

Le 23 septembre 2003, BCEOM (devenu Egis Eau) a réalisé une expertise des différentes protections, particulièrement celles restaurées suite à la crue de 2002. Ces reconnaissances ont mis en évidence une zone de glissement en cours en amont du pont SNCF, des brèches dans les retours de digues le long de la RD116 et plusieurs zones d'érosion des protections reprises suite à la crue de 2002 (aval du pont SNCF et décharge du Thôt).

Est présenté ci-après le compte-rendu de la visite de terrain du 23/09/2003.

« Suite aux fortes précipitations qui ont touché le département de l'Hérault le 22 septembre 2003, une visite de terrain a été effectuée par BCEOM sur les digues de la Mosson, plus particulièrement au droit des secteurs restaurés en 2002 et 2003.

Plusieurs sites ont été expertisés :

- *Digue amont du pont SNCF,*
- *Digue aval du pont SNCF (partie restaurée en décembre 2002),*
- *Abords de l'ouvrage submersible de la Route Départementale 116,*
- *Digue au droit de la décharge du Thôt (partie restaurée en août 2003).*

Remarque : La piste d'accès au chantier occasionne des désordres hydrauliques car les connexions n'ont pas été efficacement rétablies entre les parcelles riveraines ; les interventions futures sur ce secteur devront prévoir la mise en place de buses ou l'enlèvement de la piste.

6.2.3.2.1 Route départementale 116

La route départementale 116 franchit la Mosson grâce à un ouvrage submersible. Les retours de digue le long de la route ont été sérieusement dégradés.

Deux brèches importantes se sont formées dans ces remblais, occasionnées par les remous hydrauliques de la Mosson s'engouffrant sur la route.

Une attention particulière devra être portée concernant le renforcement des talus et la cote des ouvrages. En effet :

- *Pour limiter les érosions engendrées par les tourbillons, il serait souhaitable d'enrocher les parties internes des talus (le long de la route),*
- *Pour assurer une continuité dans l'étanchéité des digues de la Mosson, ces remblais doivent être portés à la côte d'arase des digues amont et aval.*



6.2.3.2 Secteur du Thôt

La digue restaurée en août 2003 a subi plusieurs dégradations mais la stabilité générale de l'ouvrage n'est pas remise en cause.

La terre végétale a été lessivée, à la fois par les pluies violentes et par la crue de la Mosson. Les amorces de ravines existantes se sont gravement incisées et le talus interne a été érodé.

Le pied de digue a été érodé jusqu'aux argiles sur l'ensemble de la zone décapée (du P1 au P8). Les argiles n'ont pas été déstabilisées, seule la terre végétale disposée en couche de fermeture a été emportée.

Une inspection du pied de berge sera réalisée après la décrue de la Mosson.

Le talus externe de la digue présente de nombreuses fissures. Lors de la vidange du casier hydraulique situé à l'arrière de la digue, des glissements de talus seront probables.



Un diagnostic plus fin de l'ouvrage devra être effectué après la décrue. D'ores et déjà il faudra prévoir un apport de matériaux terreux sur les parties érodées, un réglage des talus aux cotes projet et un enherbement de l'ouvrage à 40 g/m². »

L'ensemble des travaux préconisés dans ce compte-rendu ont été réalisés.

6.2.3.3 Expertise et travaux d'urgence suite à la crue du 3 décembre 2003

Sont présentés ci-après :

- Le compte-rendu de la visite de terrain du 04/12/2003,
- Le compte-rendu de la visite de terrain du 06/12/2003.

6.2.3.3.1 Compte-rendu de la visite de terrain du 04/12/2003

Suite aux fortes précipitations qui ont touché le département de l'Hérault le 03 décembre 2003, une visite de terrain a été effectuée par BCEOM (devenu Egis Eau) sur les digues de la Mosson.

L'ensemble du linéaire a été visité le 04 décembre 2003, du hameau de l'Hermitage en limite nord de la commune de Lattes jusqu'au barrage déversoir au droit de la décharge du Thôt.

BCEOM a défini, en urgence, pour la Commune de Lattes, les travaux à effectuer en priorité. Ces travaux de mise en sécurité ont été effectués dans la semaine suivante et supervisés par BCEOM.

Digue du ruisseau de l'Hermitage

« La digue n'a pas été submergée ; de nombreux renards hydrauliques ont été observés mais ces dégradations ont été occasionnées par des surverses antérieures.

Au droit de l'Hermitage, une de ces érosions régressives a légèrement évolué, des circulations d'eau ont probablement eu lieu dans le corps de digue.

A l'aval de la confluence avec la Mosson, on observe peu de dégradation sur la digue. Une cuve de fuel a été transportée et se déverse actuellement dans les champs de La Plaine.

Amont du Pont SNCF

L'encoche d'érosion formée en décembre 2002, qui s'était dangereusement accentuée lors de la crue du 23 septembre dernier, n'a pas sensiblement évolué. Le glissement du talus interne de la digue s'est stabilisé et la crête de digue n'a pas été érodée. La hauteur d'eau est arrivée à 0,2 m des crêtes de digue.

A l'aval immédiat du secteur, les remous occasionnés par la mise en charge du pont SNCF ont occasionné des débordements au-dessus de la digue et la formation de deux renards sur le talus aval.

Au niveau du remblai SNCF, une brèche s'est formée dans la digue pour permettre un point de retour des eaux vers la Mosson. Ce secteur avait déjà été endommagé par la crue du 23 septembre.



Encoche d'érosion formée lors de la crue du 12 décembre 2002, qui a peu évolué.



Brèche en amont du pont SNCF, au droit du point de retour des eaux de la Plaine.

Une action est à prévoir sur l'ensemble du secteur, avec réparation des glissements sur les talus amont et aval de la digue, reconstruction du corps de digue en amont du pont et organisation d'un point de retour des eaux (cadre enroché avec clapet anti-retour par exemple).

Aval du Pont SNCF

Le talus interne de la digue réparée en urgence en décembre 2002 a été érodé sur l'ensemble du linéaire mais la digue n'est pas menacée par les dégradations du talus interne.

En revanche, une surverse s'est produite sur plus de 150 m. Celle-ci a provoqué d'importantes érosions sur le talus aval de la digue.

L'amont du secteur était protégé par des enrochements disposés en décembre 2002 ; plusieurs blocs ont été déstabilisés mais aucune brèche ne s'est formée. A l'amont et à l'aval de cette zone enrochée, des renards importants se sont formés, jusqu'au droit de la piste d'accès venant de la RD116.

A l'aval de cette zone, deux brèches se sont formées dans le corps de digue ; la brèche amont est la plus importante, la digue est arasée sur une cinquantaine de mètres. Plusieurs renards hydrauliques se sont également formés par surverse dans ce secteur.

Une planche photo d'illustration de ces travaux est jointe en page suivante.



De nombreux renards se sont formés sur le talus aval de la digue submergée.



Brèche principale, à l'aval du secteur restauré en décembre 2002.

Il a été décidé avec l'entreprise BEC FRERES de conforter le talus aval de la digue et les renards avec des blocs d'enrochements, sans toucher au corps de digue argileux compacté en décembre dernier.

Pour les deux brèches, une piste de chantier va être créée et un noyau argileux en matériaux 0/80 compacté va être réalisé, comportant des ancrages amont et aval dans la digue.

Route départementale 116

La route départementale 116 franchit la Mosson grâce à un ouvrage submersible. Les retours de digue le long de la route ont été sérieusement dégradés par la crue du 23 septembre dernier et refaits en urgence par l'entreprise BEC.

Lors de la crue du 3 décembre, ils ont été légèrement dégradés dans leur partie terminale par les arrivées d'eau depuis la brèche amont. Le reste des remblais argileux n'a pas été dégradé.

Aval du radier submersible

Le secteur situé à l'aval du pont submersible de la RD 116 n'a pas significativement évolué.

Le tassement de la digue est progressif, la fissure en crête s'est légèrement accentuée dans le sens longitudinal. Il faut probablement s'attendre à un affaissement plus prononcé du secteur à la décrue et à la vidange du corps de digue.

A l'aval du secteur et jusqu'à la décharge du Thôt, aucune dégradation n'a été relevée, les débordements se sont produits vers la plaine de Villeneuve-lès-Maguelone et aucune surverse n'a eu lieu sur la digue de la Mosson. Quelques discontinuités et affaissements ont été observés en crête de digue, signes probables de circulations d'eau dans le corps de digue, mais ces dégradations ne datent pas de la crue du 3 décembre.

Secteur du Thôt

La digue restaurée en août 2003 a subi plusieurs dégradations depuis la crue du 23 septembre dernier mais la stabilité générale de l'ouvrage n'est pas remise en cause.

L'érosion du pied de digue s'est légèrement accentuée mais les argiles compactées ont bien résisté.

Une inspection du pied de berge sera réalisée après la décrue de la Mosson.

Le point le plus préoccupant se situe au niveau du talus aval de la digue, en effet le casier hydraulique situé à l'arrière de la digue est totalement inondé et les vagues occasionnées par le vent violent viennent éroder le remblai.

La crête de digue présente de nombreuses fissures le long du talus aval. Lors de la vidange du casier hydraulique situé à l'arrière de la digue, des glissements de talus seront probables.



Talus aval de la digue du Thôt, érodé par le batillage.



A 9h30, le niveau de la Mosson était plus d'un mètre au-dessous du casier situé à l'arrière.

Les conclusions qui peuvent être tirées de ces premières observations concernant les travaux déjà effectués sur le site sont que :

- *Les argiles compactées ont globalement bien résisté aux actions érosives du cours d'eau (secteur SNCF, secteur RD 116 et secteur Thôt),*
- *Les enrochements disposés en talus aval de la digue ont empêché une rupture de digue liée aux érosions régressives lors de la surverse. »*



04/12/2003 : Ecluse en amont immédiat du pont SNCF : érosion du remblai ferroviaire et mise à jour d'une conduite GDF transport sur 60 mètres.



08/12/2003 : Reprise du corps de digue en argile compactée et restauration du perré. Confortement du talus SNCF et mise en sécurité de la canalisation GDF.



04/12/2003 : Brèche de 70 mètres dans la digue rive gauche et inondation brutale des quartiers de Maurin dans la nuit du 03/12 au 04/12.



09/12/2003 : Réalisation d'une piste d'accès dans le casier inondé, décapage et reconstitution du corps de digue en argiles compactées, apports de terre végétale en surface.



04/12/2003 : Nombreux remard hydrauliques liés à une surverse généralisée sur la digue rive gauche.



09/12/2003 : Découpe du corps de digue et réalisation de redents d'ancrage, mise en œuvre d'argiles compactées et blocs de soutènement.

L'ensemble des travaux préconisés dans ce compte-rendu ont été réalisés.

6.2.3.3.2 Compte-rendu de la visite de terrain du 06/12/2003

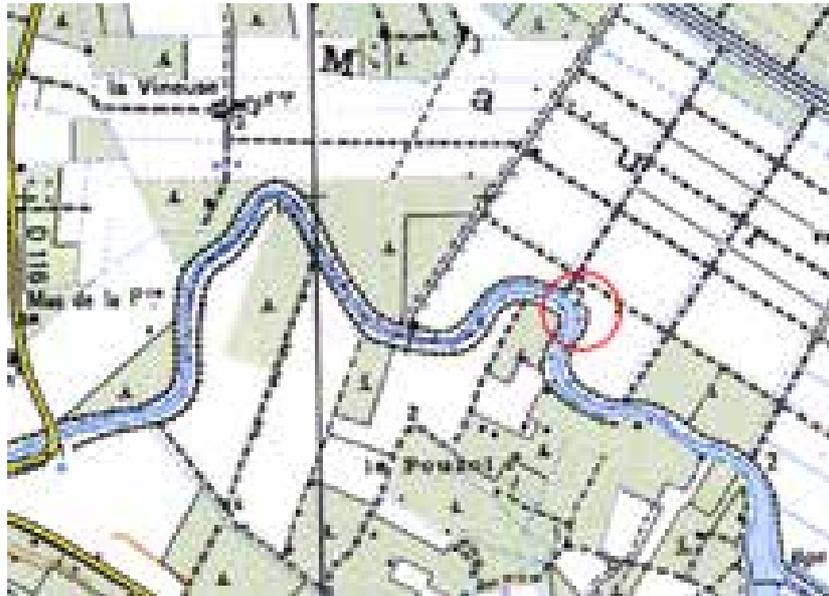
« Une visite de terrain a été effectuée par BCEOM sur les digues de la Mosson pour faire un point sur l'avancement des travaux d'urgence et définir la méthodologie d'intervention sur le site amont du pont SNCF.

De plus, une inspection hélicoptérée de la commune de Lattes réalisée vendredi 05 par les services municipaux a permis d'identifier une nouvelle dégradation sur la digue au droit de la gazonnière de Maurin.

Les différents sites ont été visités le 06 décembre en début d'après-midi.

Gazonnière de Maurin

La nouvelle encoche d'érosion se situe en rive gauche, en plein extradoss.

Figure 124 : Localisation du secteur dégradé


Un important remous avait été observé lors de la visite du 04 décembre mais le talus interne de la digue ne présentait aucune dégradation.

L'encoche d'érosion est similaire à celle formée par la crue du 12 décembre 2002 au droit de la décharge du Thôt. Le pied de digue a été sapé et le talus interne a glissé sur une vingtaine de mètres.



Le talus interne est subvertical ; la largeur en crête de digue est réduite à 2,3 mètres et un cercle de glissement se dessine à 0,7 mètres du bord actuel. Même après la décrue, des remous importants sont visibles au droit de la dégradation, la profondeur d'affouillement est probablement importante.

Une réfection à l'identique s'avère difficile compte tenu des pentes fortes et de la profondeur d'eau probablement importante au droit du pied de digue.

Compte tenu de la faible longueur de dégradation, il n'est pas envisageable de décaler la digue vers l'intérieur des terres ; comme au droit des autres secteurs dégradés, il serait préférable de créer un sabot en enrochements pour conforter le pied de digue et de reconstituer un corps de digue dans l'axe actuel.

Amont du Pont SNCF

Aménagements de protection contre les inondations de la Mosson à Juvignac
Etude de dangers du système d'endiguement - Document B

Le niveau de la Mosson a permis une inspection en détail de la brèche située en amont immédiat du pont SNCF.

Un passage busé a été découvert sous la digue, avec un exutoire dans la Mosson équipé d'un clapet anti-retour.

Il a été décidé avec l'entreprise BEC de maintenir ce passage ; des travaux de déboisement et de déblais permettront de mettre à jour l'entrée du busage, le fossé agricole sera reprofilé vers cet exutoire et le busage sera éventuellement prolongé si le confortement du remblai ferroviaire le nécessite.

L'entreprise BEC réalise actuellement la piste d'accès au secteur par les différents chemins agricoles ; les travaux sur ce secteur pourront probablement commencer lundi 08 décembre.

Les services techniques de la SNCF ont envoyé une note technique à l'entreprise BEC. BCEOM et BEC doivent se rencontrer lundi 08 pour établir une méthodologie d'intervention, établir un chiffrage sommaire des travaux et transmettre ces pièces à la commune de Lattes et à la SNCF.

Aval du Pont SNCF

Les travaux se poursuivent et devraient être terminés en début de semaine.

Les renards hydrauliques ont été confortés par des blocs d'enrochements et la première brèche est en passe d'être comblée en matériaux argileux compactés.



Route départementale 116

Le remblai routier a été érodé au droit des parties terminales des retours de digue le long de la RD 116. Il a été décidé de conforter le pied des merlons en blocs d'enrochement et de remonter les remblais en matériaux argileux compactés pour les rehausser à leur cote initiale.

Secteur du Thôt

L'érosion du pied de la digue restaurée en 2003 s'est accentuée mais les argiles compactées ont bien résisté.

Une amorce d'affouillement se produit au contact des secteurs 1 et 2, au droit des anciens blocs d'enrochements qui créent un point dur dans le talus interne de la digue.

En amont du secteur restauré en été 2003, des sapements de pied de digue commencent à apparaître sur plusieurs dizaines de mètres. Une inspection devra être réalisée lorsque le niveau de la Mosson sera au plus bas ; les glissements de talus interne sont à surveiller sur ce secteur.



6.2.3.4 Travaux de seconde urgence suite à la crue du 3 décembre 2003

Différentes phases de travaux sont ensuite programmées par la Commune de Lattes en rive gauche après définition de priorités d'intervention par EGIS EAU :

- *L'arasement et la reconstruction de la digue située en aval de la RD116, qui comportait un glissement en masse du talus amont avec fissuration longitudinale,*
- *L'arasement et la reconstruction de la digue au droit de deux encoches d'érosion ponctuelles avec glissement du talus amont (amont SNCF et gazonnières de Maurin),*
- *La reprise du talus amont de la digue située en aval du pont SNCF.*

6.2.3.4.1 Reconstruction aval de la RD116

Les dégradations suite à la crue et les travaux effectués sont illustrés par les photos suivantes.



24/11/2003 - Amorce de glissement du talus interne suite à la crue du 22 septembre 2003. Marquage de la fissuration par les services municipaux (35 mètres de long, 0,3 m de haut).



10/12/2003 – Fissuration du corps de digue suite à la crue du 3 décembre 2003 (60 mètres de long, 0,8 m de haut). Formation d'une encoche d'érosion à l'amont sur 30 mètres de long.



27/02/2004 – Débroussaillage, réalisation des pistes et décapage du corps de digue.



27/02/2004 – Arasement du corps de digue jusqu'au terrain naturel et création de clef d'ancrage dans l'ouvrage existant.



02/03/2004 – Constitution du corps de digue en argiles compactées sur la partie aval.



09/03/2004 – Arasement de la partie amont de la digue.

08/03/2004 – Mise en place des enrochements sur l'encoche d'érosion amont.



12/03/2004 – Finalisation du nouveau corps de digue en argiles compactées



16/03/2004 – Mise en place de la terre végétale sur le corps de digue (0,5 d'épaisseur).



19/03/2004 – Protection de surface. Mise en place du géotextile biodégradable sur la terre végétale avant enherbement

6.2.3.4.2 Glissement de la gazonnière

Les paragraphes suivants sont extraits d'une note technique réalisée par Egis Eau pour la Commune de Lattes.

« Au lendemain de la crue du 3 décembre dernier, une importante encoche d'érosion s'est formée en plein extrados de méandre.

Le talus interne de la digue a glissé sur une vingtaine de mètres environ et la crête de digue a reculé de plusieurs dizaines de centimètres. Une fissure se dessine en crête à 0,7 mètres environ du bord actuel.

A la différence du secteur 1, les matériaux qui ont glissé en pied de digue ont été emportés par la Mosson.

Le pied de digue n'est pas protégé et des remous importants sont observables sur site, témoins de profondeurs d'affouillement probablement importantes.

Compte tenu des matériaux constitutifs du corps de digue et des contraintes hydrauliques liées à la position de la digue (extrados marqué), le secteur est susceptible d'évoluer rapidement vers une brèche franche lors d'une crue de la Mosson. »



Travaux de reconstitution du corps de digue (Février 2004)

Illustration des différentes dégradations et interventions réalisées par BCEOM entre 2002 et 2004 pour la Commune de Lattes.

Figure 125 : Illustration des différentes dégradations et interventions sur la digue rive gauche

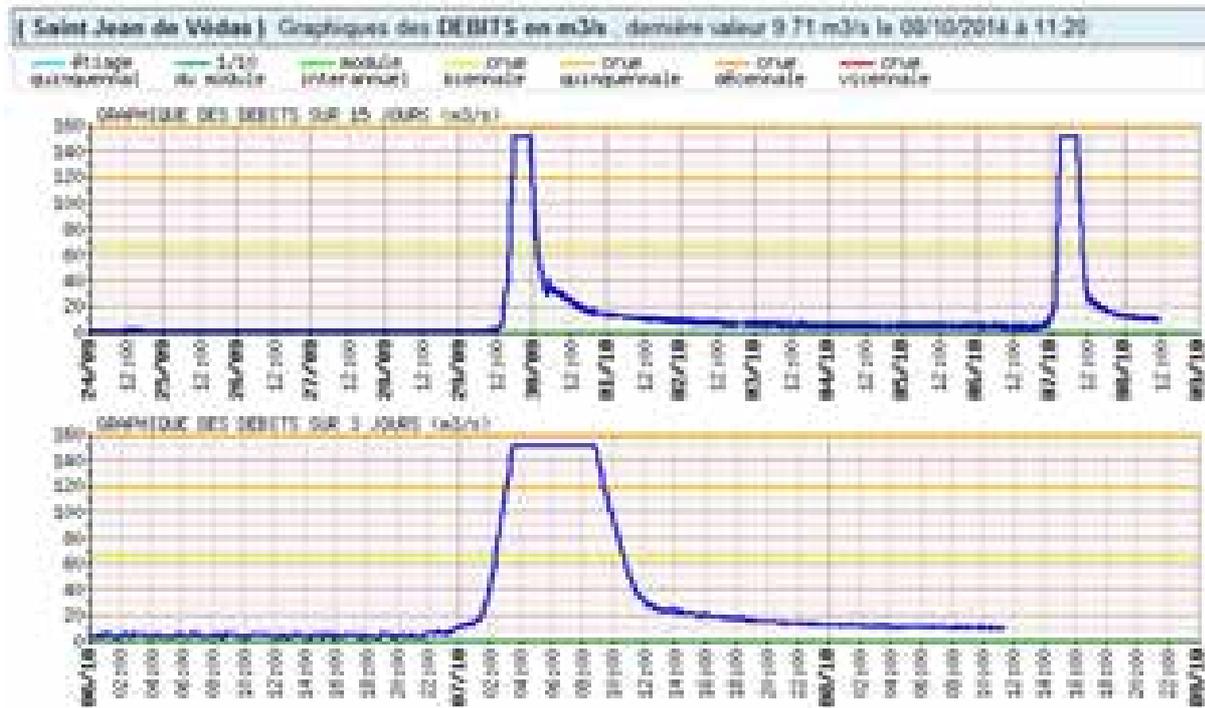


6.2.3.5 Travaux d'urgence suite à la crue du 07 octobre 2014

Suite aux épisodes pluvieux intenses de la nuit du 06/10/2014 au 07/10/2014, la Mosson est entrée en crue. Il a été constaté par MMM plusieurs désordres sur les ouvrages, notamment des érosions liées à la surverse sur des ouvrages non résistants et des amorces de renard hydraulique.

Afin de diagnostiquer les ouvrages, une visite de terrain a eu lieu le 08/10/2014 au matin, en présence des représentants de MMM, des représentants d'Egis Eau (assistance technique), des élus locaux, des propriétaires riverains concernés et des représentants de RAZEL BEC, entrepreneur titulaire du marché à bon de commande utilisé afin de répondre au plus vite à la nécessité de travaux d'urgence compte tenu des épisodes pluvieux annoncés pour la fin de semaine.

Figure 126 : Hydrogramme de crue de la station de Saint Jean de Védas



6.2.3.5.1 Constat des désordres

Il a été constaté sur site des désordres sur les digues de la Mosson rive gauche entre la voie SNCF et la RD116 pouvant mener à la rupture des ouvrages en cas de nouvel épisode de crue. Ces désordres ont été diagnostiqués et une méthodologie a été définie.

Il a été constaté sur site :

- Une zone de faible surverse avec érosion du talus aval et affouillement de pied,
- Une zone de surverse plus étendue avec érosion du talus et affouillement de pied,
- La ruine de la rampe d'accès aux ouvrages par surverse,
- Le déchaussement de matériaux de crête au droit d'une zone confortée en enrochements sur le talus aval en 2003,

- Un renard hydraulique au droit de l'ouvrage traversant situé en amont immédiat de la voie SNCF.

Photo 9 : Photographies des désordres ayant eu lieu sur la digue de la Mosson



6.2.3.5.2 Travaux de première urgence

Afin de remédier dans les plus brefs délais aux problématiques rencontrées, ayant fortement fragilisé la digue et pouvant mener à une rupture de la digue en cas de nouvel épisode de crue, les travaux d'urgence suivants ont été réalisés :

- Sur les zones de surverse :
 - Reprise du talus aval en déblais/remblais pour adoucissement de la fouille,
 - Mise en œuvre d'un géo-synthétique de transition non tissé,
 - Mise en œuvre d'enrochements de blocométrie 300/1 000 kg conformes à la norme NF EN 13 383.

- Sur la zone de renard :
 - Reprise de l'ensemble de la zone en déblais/remblais sur le talus aval et jusqu'à la crête de digue pour adoucissement de la zone affouillée,
 - Pose d'un géo-synthétique de transition d'ouverture de filtration limitée et résistant permettant de stopper la migration des particules fines au sein du corps de l'ouvrage,
 - La mise en œuvre de brute d'abattage de diamètre important et drainant permettant aux eaux résurgentes de pied de s'écouler sans transporter les matériaux constitutifs du squelette de l'ouvrage.

- Sur la rampe d'accès à la crête de digue :
 - Déblais remblais des matériaux existants
 - Rechargement et reprise complète de la rampe en brut d'abattage afin de restaurer l'accès aux crêtes de digue nécessaire à la réalisation des travaux de confortement.

6.2.4 Retour d'expérience sur d'autres systèmes d'endiguement

Ce paragraphe ne constitue pas un retour d'expérience à proprement parler, mais plutôt un examen rapide des enseignements que peuvent apporter les événements récents survenus sur d'autres systèmes d'endiguement dont certaines caractéristiques sont proches de celles du système d'endiguement de Juvignac.

Tableau 22 : Enseignements des accidents sur d'autres systèmes d'endiguement

Accident	Nombre victimes	Année	Enseignement pour l'Étude de dangers
Tempête en mer du Nord et rupture des digues en Hollande	1800	1953	- L'évacuation de la zone protégée est indispensable à partir d'un certain niveau d'eau
Crues du Rhône et rupture des digues de la Camargue		1993-1994	- Formation de brèches au niveau des canalisations d'irrigation
Crue de l'Oder en Pologne et en Allemagne		1997	- Trace d'un réseau de trous laissés par les Racines d'un ancien boisement à la périphérie d'une brèche - Techniques de réparations d'urgence
Crue de l'Agly et rupture de la digue	35	1999	- Rupture suite à surverse au niveau de la station d'épuration de Saint-Laurent-de-la-Salanque
Crue du Gard et rupture de digues	8	2002	- Danger à proximité de la rupture
Crue du Rhône et rupture d'un cordon de digue près d'Arles au niveau d'une trémie sous la voie ferrée		2003	- Protection d'urgence pour éviter le passage de l'eau sur la trémie conduisant à la surverse de la Digue - Relogement d'une centaine de personnes pendant 1 an
Cyclone Katrina et rupture des digues du Mississipi à La Nouvelle-Orléans	1500	2005	- Nombreuses victimes derrière des brèches malgré la décision d'évacuer
Tempête Xynthia et surverse des digues par la mer	50	2010	- Pas de brèche mais une surverse d'un mètre sur La digue de la Faute-sur-Mer ; formation d'un renard hydraulique lors du retour de l'eau à la mer - Certaines brèches liées à des canalisations
Crues de la Vistule en Pologne et rupture des digues sur un très long linéaire		2010	- 2 crues centennales consécutives (1 mois D'intervalle) - Phénomène déjà observé sur la Loire (trois pics de crue) en 1856 - Nombreuses brèches liées à la présence de terriers d'animaux fouisseurs
Crue de l'Agly et rupture de la digue		2013	- Forte diminution de la capacité hydraulique du lit mineur en raison de la présence abondante de végétation : débit de surverse bien inférieur à celui estimé théoriquement - Brèche sur environ 100 m de large, a priori déclenchée par la surverse - Fosse de 4 m de profondeur en aval de la brèche

6.3 Bilan et prise en compte de l'accidentologie

Les principales remarques sur l'accidentologie externe sont les suivantes.

- Les accidents sur les digues sont principalement des ruptures liées à :
 - Des ouvrages anciens,
 - Un sous dimensionnement de l'ouvrage,
 - L'apparition de surverse sur les digues,
 - La formation de brèche par érosion interne,

- Les principales conséquences de ruptures de digues sont l'inondation des zones situées en aval.

Le projet d'aménagement de protection contre les inondations de la Mosson à Juvignac prend en compte ce retour d'expérience dans la mesure où :

- Les ouvrages seront neufs et construits dans les Règles de l'Art,

- Un bureau d'études agréé digues et barrages est chargé de leur conception,

- Les matériaux mis en œuvre et la géométrie des ouvrages ont été étudiés et définis par un Cabinet de géotechnique,

- La probabilité de surverse a été réduite au maximum par la prise en compte d'une revanche de 0.35 m.

7. Diagnostic approfondi des éléments constitutifs du système d'endiguement et tenue des ouvrages

7.1 Définition des tronçons homogènes

7.1.1 Présentation des tronçons

Le secteur du Projet, situé en rive droite. L'ensemble du secteur d'étude a été divisé en 5 sous-tronçons homogènes. Dans le cadre de l'analyse géotechnique, un sixième tronçon a été analysé, il correspond à la liaison entre le tronçon 1bis et le tronçon 2.

Tableau 23 : Récapitulatif des aménagements

Tronçon	Linéaire (m)	Type ouvrage	Largeur en crête (m)	Hauteur (m)	Pente des talus
T1	64.5	Digue en remblais compactés	1.5	Hmax ≈ 2.0	2H/1V côté ZP 2/H1V côté Mosson
T1 bis	25	Digue en remblais compactés confortée par des enrochements liaisonnés côté rivière et un mur gabion côté zone protégée	3.5	Hmax ≈ 2.0	Gabions côté ZP Enrochement liaisonnés 1H/1V côté Mosson
Raccord T1bis et T2	≈ 5 m	Digue en remblais compactés confortée par des enrochements liaisonnés côté rivière et un mur gabion côté zone protégée	3.5	Hmax ≈ 3.0	Gabions côté ZP Enrochement liaisonnés 3H/2V côté Mosson
T2	68	Digue en remblais compactés avec gabions côté ZP	3.5	Hmax ≈ 3.0	Gabions côté ZP 2H/1V côté Mosson
T3	189.3	Digue en remblais compactés	3.5	Hmax ≈ 3.0	2H/1V côtés ZP et côté Mosson
T3 bis	Déversoir : 50	Digue en remblais compactés Crête et coursier côté ZP confortés par des gabions	3.5	Hmax ≈ 3.0	2H/1V côtés ZP (enrochement liaisonné) et côté Mosson

L'étude de gestion des eaux pluviales du secteur actuellement en cours de réalisation (bureau d'étude GAXIEU pour le compte de 3M) permettra de définir précisément les caractéristiques des ouvrages à mettre en place. **Les diamètres seront ajustés au stade PRO.**

Ces différents tronçons homogènes sont présentés plus en détail au chapitre 5.2 Ouvrages à construire ou à modifier.

Figure 127 : Présentation générale du projet (Source : AVP – ANTEA GROUP – Décembre 2020)



7.1.2 Présentation du bassin de stockage

Le bassin est positionné sur l'aval du secteur d'étude, au niveau de la parcelle communale BI251.

Figure 128 : Bassin à l'arrière de la digue de la Mosson à Juvignac



Au droit du bassin, la topographie est d'environ 29,6 à 30 m NGF. Le fil d'eau amont de l'émissaire sous la RN 109 est positionné à 28,8 m NGF environ.

Au regard de ces éléments, le bassin présentera les caractéristiques suivantes :

- Fond : 28,85 m NGF
- Niveau de berge : 29,8 m NGF (léger nivellement du terrain autour du bassin à prévoir)
- Profondeur : 0,95 m
- Surface en fond de bassin : 3200 m² en fond
- Volume estimatif : 3300 m³
- Pentes de talus : 2H / 1V.

Le fossé pluvial viendra se raccorder en fond de bassin.

Le bassin se vidangera via une canalisation Ø500 positionnée en fond de bassin qui rejoindra l'émissaire sous la RN109. Le raccordement exact a été positionné dans l'objectif d'assurer un écoulement gravitaire. Sur la partie finale, la canalisation de sortie se transformera en caniveau en raison du faible recouvrement.

L'évacuation des eaux de la fosse de dissipation sera assurée soit par infiltration / évapotranspiration étant donnée la faible profondeur de ce dernier et la perméabilité des terrains en place.

7.2 Diagnostic géotechnique

7.2.1 Contexte géologique

Le secteur du Projet, situé en rive droite de la Mosson, met en évidence un contexte géologique globalement hétérogène (cf. carte géologique de Montpellier et sa légende ci-après - feuille de Montpellier à 1/50 000, BRGM) :

- En rive droite, on se situe au sein des alluvions récentes du quaternaire (Fz), à la composition fort variable, supposées plutôt limoneuses ici, mais on note la présence peu à l'Ouest d'un lambeau de terrasse d'alluvions anciennes (Fx-y) a priori plus grossières (galets siliceux),
- En rive droite, le substratum Miocène serait situé directement sous les alluvions, sous forme de marnes argileuses (m1), à bancs calcaires et coquilliers (m2a),
- En rive gauche, il y a intercalation de niveaux du Pléistocène, recouvrant le Miocène présentant des faciès en plus grand nombre.

Figure 129 : Extrait de la carte géologique



7.2.2 Programme d'investigations

7.2.2.1 Mission G2 AVP

Montpellier Méditerranée Métropole a mandaté, en Mai 2019, FONDASOL, agence de Montpellier pour la réalisation de la première phase (AVP) de la mission G2 (réalisée en Avril 2020) au sens de la norme NFP 94-500 (Missions Géotechniques Types).

Les sondages ont été réalisés entre Mai 2019 et Juillet 2019.

Le rapport correspondant est joint en Annexe n° 5.

Pour répondre aux objectifs de l'étude, il a été effectué :

7.2.2.1.1 Nouveau bassin

- 6 sondages de reconnaissance à la pelle mécanique descendus à 3.0 m de profondeur, notés PM1, PM2, PM3, PM4, PM5 et PM6,
- Une série d'analyses en laboratoire comprenant :
 - 8 teneurs en eau,
 - 6 limites d'Atterberg,
 - 2 valeurs de bleu,
 - 8 analyses granulométriques,
 - 3 essais Proctor + IPI,
 - 2 essais triaxiaux UU,
 - 3 essais de cisaillement à la boîte CD,
- 4 essais de perméabilité Matsuo au droit des fouilles PM1, PM2, PM5 et PM6.

7.2.2.1.2 Remblai existant à déconstruire

- 2 sondages carottés de 116 mm de diamètre, descendus à 2.0 m de profondeur, notés SC1 et SC3, Nota : Le SC2 n'a pas été effectué (aucun accès).
- 2 essais de perméabilité Nasberg au droit des sondages SC1 et SC3,
- Une série d'analyses en laboratoire comprenant :
 - 4 teneurs en eau,
 - 2 limites d'Atterberg,
 - 2 valeurs de bleu,
 - 4 analyses granulométriques,
 - 1 essai de cisaillement CD à la boîte,

7.2.2.1.3 Tronçon 3 & 3 bis

- 3 sondages pressiométriques en 64 mm de diamètre, descendus à 10 m de profondeur, avec la réalisation de 9 essais pressiométriques par sondage, notés SP3 à SP5,
- 2 sondages carottés de 116 mm de diamètre, descendus à 8.0 m de profondeur, notés SC6 et SC7,
- 2 équipements piézométriques en 45/50 mm descendus à 8 m de profondeur au droit des 2 carottages SC6 et SC7,
- 5 essais de perméabilité Lefranc/Nasberg au droit des sondages SC6 et SC7.
- Une série d'analyses en laboratoire comprenant :
 - 6 teneurs en eau,
 - 3 limites d'Atterberg,
 - 3 valeurs de bleu,

- 6 analyses granulométriques,
- 4 essais de cisaillement CD à la boîte

7.2.2.1.4 Tronçon 1, 1 bis & 2

- 2 sondages pressiométriques en 64 mm de diamètre, descendus à 10 m de profondeur, avec la réalisation de 9 essais pressiométriques par sondage, notés SP1 et SP2,
- 2 sondages carottés de 116 mm de diamètre, descendus à 8.0 m de profondeur, notés SC4 et SC5,
- 2 équipements piézométriques en 45/50 mm descendus à 8 m de profondeur au droit des 2 carottages SC4 et SC5,
- 6 essais de perméabilité Lefranc/Nasberg au droit des sondages SC4 et SC5.
- Une série d'analyses en laboratoire comprenant :
 - 6 teneurs en eau,
 - 4 limites d'Atterberg,
 - 2 valeurs de bleu,
 - 6 analyses granulométriques,
 - 4 essais de cisaillement CD à la boîte.

Les sondages ont été implantés conformément au plan joint page suivante.

Les profondeurs mentionnées sur les coupes sont mesurées à partir du niveau du terrain naturel en tête des sondages au moment de leur réalisation (avril/mai 2019).

Les investigations ont été réalisées par la société 2GH, au moyen d'une foreuse hydraulique GEO 205 et d'une pelle hydraulique.

Figure 130 : Plan d'implantation des sondages (Source : FONDASOL – 2019)



Les investigations ont été réalisées par la société 2GH, au moyen d'une foreuse hydraulique GEO 205 et d'une pelle hydraulique.

Les rapports d'investigations sont joints en Annexe n° 4.

7.2.2.2 Mission G2 PRO

Montpellier Méditerranée Métropole a mandaté, en 2021, FONDASOL, agence de Montpellier pour la réalisation de la phase (PRO) de la mission au sens de la norme NFP 94-500 (Missions Géotechniques Types).

Les sondages ont été réalisés entre Avril 2021 et Mai 2021.

Le rapport correspondant est joint en Annexe n° 5.

Pour répondre aux objectifs de l'étude, il a été effectué :

- 4 sondages de reconnaissance à la pelle mécanique descendus à 1.0 m de profondeur, notés F1 à F4, réalisées au niveau du futur bassin,
- 4 essais de perméabilité Matsuo au droit des fouilles F1, F2, F3 et F4.
- Une série d'analyses en laboratoire comprenant :
 - 4 teneurs en eau,
 - 4 limites d'Atterberg,
 - 4 analyses granulométrique,
 - 4 essais Proctor + IPI,
 - 4 essais triaxiaux CU+u,
 - 4 essais de perméabilités en laboratoire à l'œdomètre,
 - 2 essais triaxiaux CU+u (avec 1.5 et 3% de bentonite)
 - 2 essais de perméabilités en laboratoire à l'œdomètre (avec 1.5 et 3% de bentonite),

Lors de cette phase PRO, les sondages ont été réalisés avec une pelle hydraulique. La localisation de ces sondages est disponible ci-dessous.

Figure 131 : Localisation des sondages géotechniques en phase PRO

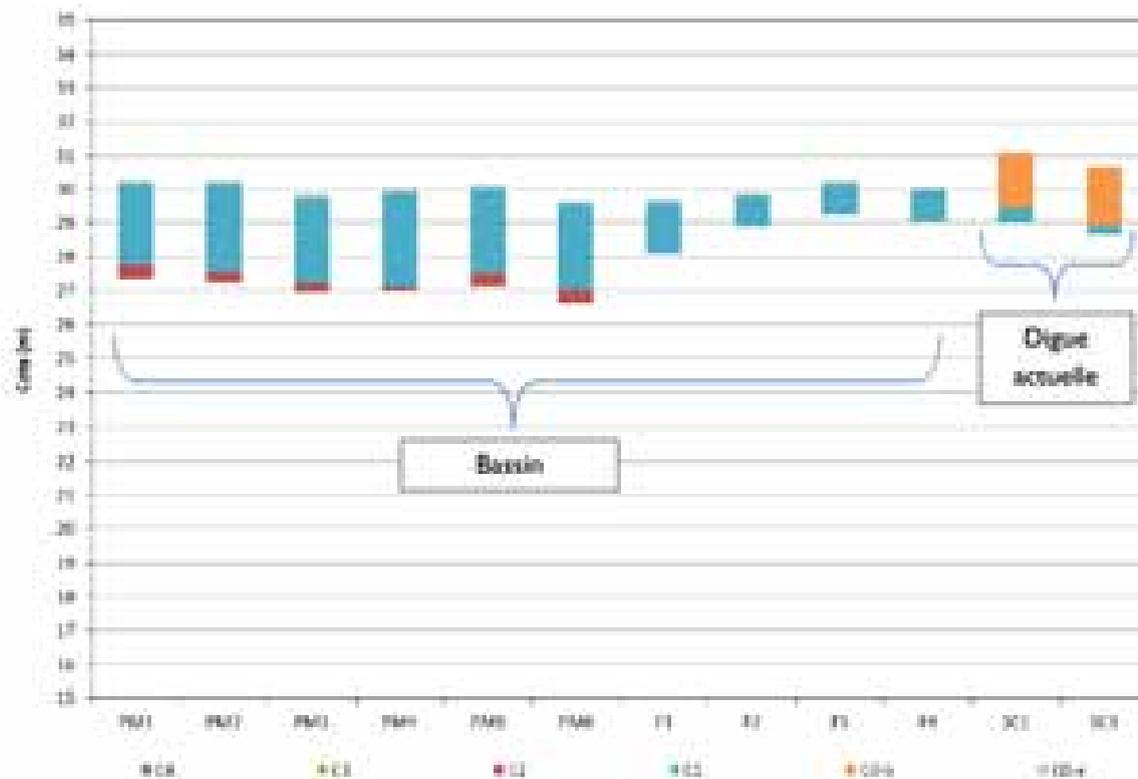
Le nombre d'essais réalisés en phase G2 AVp et en phase PRO semble cohérent avec le projet de digue sur Juvignac. La densité de sondages est représentative de chaque secteur de digue, de plus les différents types de sondages sont cohérents avec les besoins géotechniques sur le secteur d'étude.

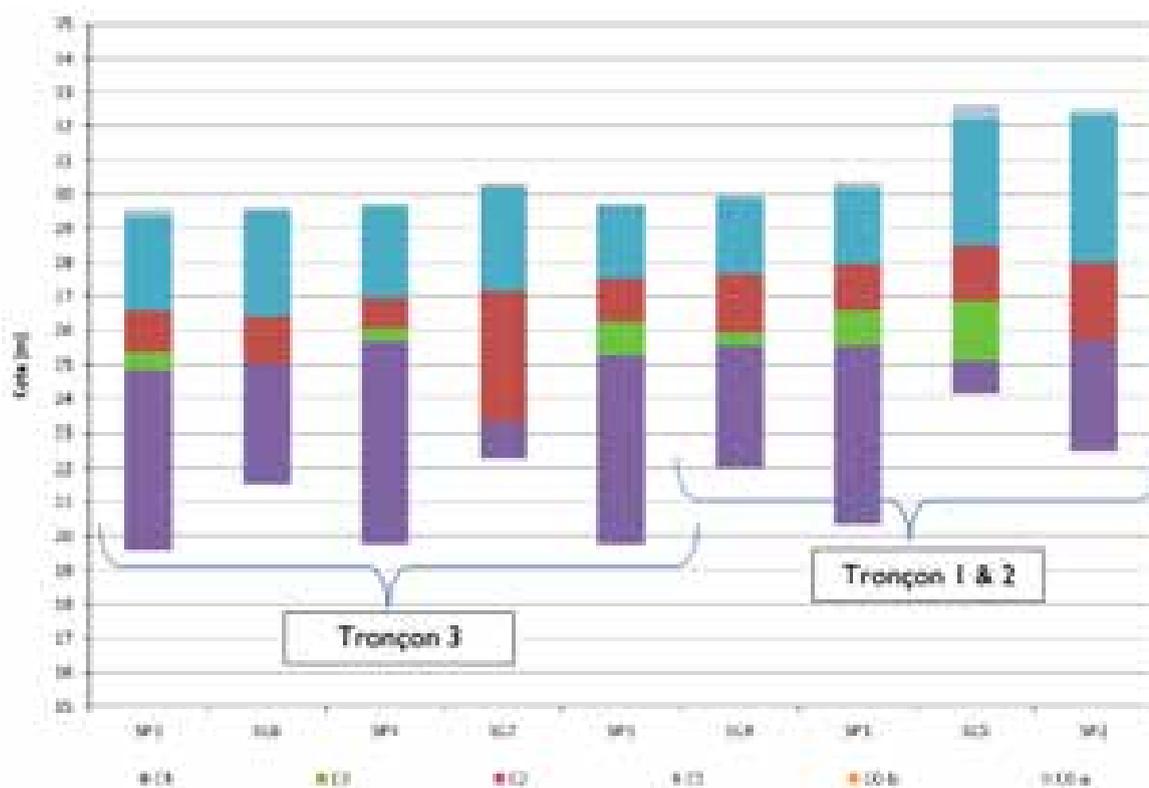
7.2.3 Description géologique

Les sondages ont mis en évidence les terrains suivants :

- De la **terre végétale** rencontrée au droit des sondages PM1 à PM6, F1 à F4, SP1 à SP5 et SC4 à SC7 : couche C0-a,
- Des **remblais limono-graveleux** rencontrés au droit des sondages SC1 et SC3 : couche C0-b,
- Des **limons +/- argileux marron** rencontrés au droit des sondages PM1 à PM6, F1 à F4, SP1 à SP5 et SC1, SC3 à SC7 : couche C1,
- Des **sables argileux à graveleux à graves argileuses marron**, rencontrés au droit des sondages SP1 à SP5, SC4 à SC7, PM1 à PM6 – couche C2
- Des **argiles limoneuses localement sableuses beiges**, rencontrées au droit des sondages SP1, SP3 à SP5 et SC4 et SC5 : couche C3,
- Des **argiles finement sableuses et marneuses gris à gris-bleu**, rencontrées jusqu'à la base des sondages SP1 à SP5 et jusqu'à la base des sondages SC4 à SC6 : couche C4.

Figure 132 : Synthèse graphique des sondages – Extrait G2PRO





7.2.3.1 Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques mesurées au moyen d'essais pressiométriques sont :

- **Faibles à moyennes** dans les limons +/- argileux marron (couche C1), avec :
 - module pressiométrique : $1,4 < E_M < 10$ MPa
 - pression limite nette : $0,09 < p_1 - p_0 < 0,74$ MPa

- **moyennes à bonnes** dans les sables argileux à graveleux à graves argileuses marron (couche C2), avec :
 - Module pressiométrique : $5,8 < E_M < 44$ MPa
 - Pression limite nette : $0,55 < p_1 - p_0 < 3,39$ MPa

- **Moyennes à bonnes** dans les argiles limoneuses localement sableuses beiges (couche C3), avec :
 - Module pressiométrique : $4,8 < E_M < 13,5$ MPa
 - Pression limite nette : $0,58 < p_1 - p_0 < 1,52$ MPa

- **Bonnes à très bonnes** dans argiles finement sableuses et marneuses gris à gris-bleu (couche C4), avec :
 - Module pressiométrique : $17,8 < E_M < 500$ MPa
 - Pression limite nette : $1,77 < p_1 - p_0 < +4,8$ MPa

7.2.3.2 Essais mécaniques

Au stade G2 Pro, il a été effectué 12 essais de cisaillement CD, 6 essais Triaxial CU+u et 2 essais Triaxial UU.

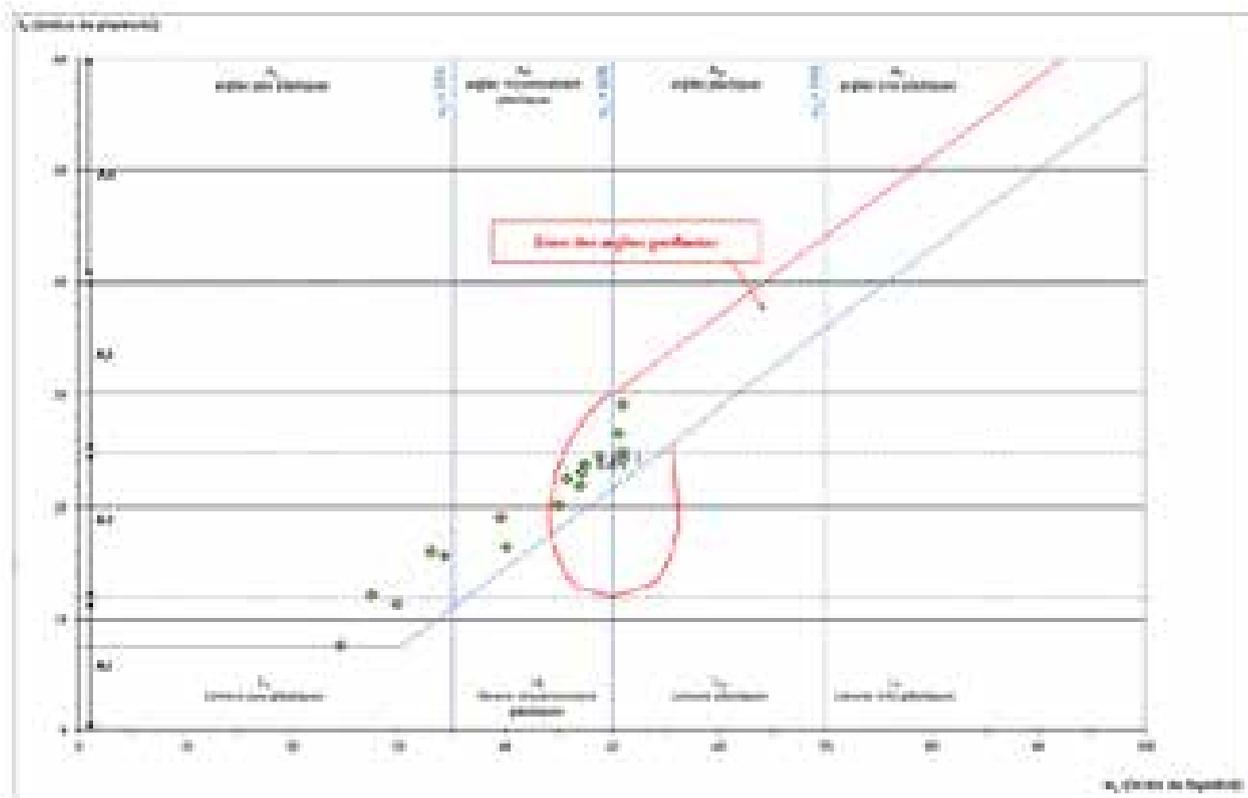
Il vient les résultats suivants :

couche	Nom	valeurs des points C _d et C _u (g)								mm	mm	mm	w _L	w _p	
		w _L (%)	w _p (%)	11	14	16	20	4	10						18
C1	limon vif argileux (AI-AE)	w _L (%)	11	14	14	21	4	10	18	24	4	17	11,40	6,40	6,10
		w _p (%)	26	24	26	20	20	17	17	20	26	20	21,94	1,41	20,13
C1 composé à 95 % argileux	limon vif argileux (AI-AE)	w _L (%)	25	21	20	14	-	-	-	-	11	20	14,94	5,54	11,67
		w _p (%)	39	29	27	28	-	-	-	-	27	34	29,86	2,63	27,73
C1 composé à 95 % argileux + 1,0% de bentonite	limon vif argileux (AI-AE)	w _L (%)	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		w _p (%)	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C1 composé à 95 % argileux + 0,5% de bentonite	limon vif argileux (AI-AE)	w _L (%)	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		w _p (%)	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3	sable argileux (CI-EI)	w _L (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		w _p (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3	Argile limoneuse (AI)	w _L (%)	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		w _p (%)	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C4	Argile massive (AI-AE)	w _L (%)	5	120	40	-	-	-	-	-	5	120	13,07	12,79	13,79
		w _p (%)	30	40	20	-	-	-	-	-	30	40	26,26	12,50	13,03

7.2.3.3 Sensibilité au retrait gonflement des argiles

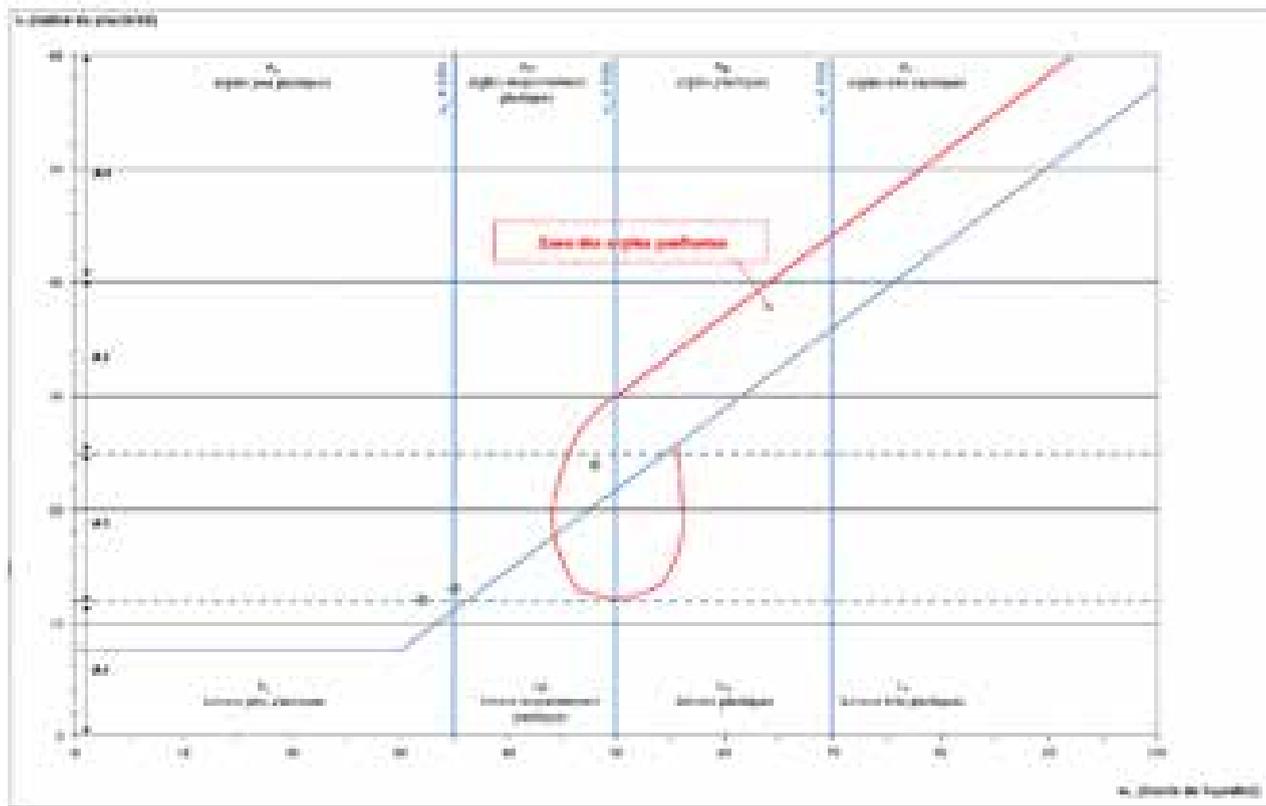
Les sols de la couche C1 se situent principalement dans le domaine des argiles de plasticité moyenne et dans les argiles très plastiques, et en partie dans le domaine des sols gonflants (domaine déterminé par le retour d'expérience des géotechniciens) :

Figure 133 : Analyse de l'indice de plasticité et de liquidité pour les sols de la couche C1



Les sols de la couche C2 sont peu sensibles compte tenu de leur granulométrie.

Les sols C4 se situent principalement dans le domaine des argiles peu à moyennement plastiques, et en partie dans le domaine des sols gonflants (domaine déterminé par le retour d'expérience des géotechniciens).

Figure 134 : Figure 133 : Analyse de l'indice de plasticité et de liquidité pour les sols de la couche C4


Les sols de la couche C4 et de la couche C1 sont donc à considérer avec une sensibilité moyenne à élevée vis-à-vis du retrait gonflement.

Les couches de sols présentent ainsi une sensibilité au retrait gonflement des argiles. Il sera nécessaire de vérifier l'absence de risque de retrait gonflement sur le site d'étude. En cas de risque avéré, les ouvrages devront être dimensionnés en prenant en compte cet aléa.

Dans l'éventualité où le site présente bien un risque d'aléa retrait gonflement des argiles, les terrains situés à proximité des gabions pourraient déstabiliser la structure de soutènement en gabion. Il serait alors nécessaire de descendre les fondations des gabions à une profondeur permettant d'atteindre des matériaux non sensibles aux modifications météorologiques.

7.2.3.4 Niveaux d'eau

Lors de la réalisation des sondages à la pelle (mai 2019 et fin avril 2021) aucune arrivée d'eau n'a été constatée jusqu'à la base (3.0 m pour les plus profonds).

En fin de forage, des niveaux d'eaux ont été relevés au droit des sondages SP1 à SP5 à des profondeurs variant entre 3.4 et 4.9 m. Il s'agit probablement de niveau en relation avec la nappe superficielle du secteur

4 piézomètres ont été installés au droit du site. On trouvera ci-dessous les relevés des piézomètres :

Tableau 24 : Relevés des piézomètres

Date de relevé	SC4 - PZ		SC5-PZ		SC6-PZ		SC7-PZ	
	Prof. m/TN	Cote (mNGF)						
20/06/19	3.85	26.15	6.10	26.5	3.8	26.0	4.4	25.9
18/07/19	3.95	26.05	5.65	26.95	3.85	25.95	4.4	25.9
22/08/19	3.97	26.03	6.13	26.47	3.93	25.87	4.45	25.85
11/10/19	4.02	25.98	6.09	26.51	4.22	25.58	4.46	25.84

7.2.3.5 Essais en laboratoire

Des analyses en laboratoire ont été effectuées sur des échantillons prélevés lors des sondages. Les résultats sont disponible en page suivante.

On constate que :

- Les sols de la couche C0-b sont de classe C2B3 et C2B4
- Les sols de la couche C1 sont de la classe A1 (limons peu plastiques, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués), A2 (sables fins argileux, limons, argiles peu plastiques) et A3 (argiles et argiles marneuses, limons très plastiques)
- Les sols de la couche C2 sont de la classe A1 (limons peu plastiques, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués), B5 (sable et graves très silteux) et C1B5 (Ces matériaux se comportent comme la fraction 0/50 mm, soit B5 dans le cas présent)
- Les sols de la couche C3 sont de la classe A2 (sables fins argileux, limons, argiles peu plastiques)
- Les sols de la couche C4 sont de la classe A1 (limons peu plastiques, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués) et A2 (sables fins argileux, limons, argiles peu plastiques)

Tableau 25 : Résultats des essais au laboratoire G2PRO

Secteur	RÉCAPITULATIF D'ESSAIS DE LABORATOIRE																				Classification													
	Forage	Prof. moyenne (m)	Nature	COUCHE	W _n %	W _L %	W _p %	I _p %	Y ₈₅ (%)	D _{max} (mm)	Passant à						Proctor-IPF		Cisaillement CD			Triaxial UU		Triaxial CU+u		Oedo h (mm)								
											30 mm 0 / D %	2 mm 0 / D %	80 µm 0 / D %	63 µm 0 / D %	2 mm 0 / 50 %	80 µm 0 / 50 %	W _{opt} %	P _{opt} g/cm ³	σ' (kPa)	τ' (kPa)		σ _u (kPa)	τ _u (kPa)	σ' (kPa)	τ' (kPa)		σ' (kPa)	τ' (kPa)						
Bassin	PM1	0.50	argile limoneuse	C1	19.4	46	23	23		7	100.0	99.5	92.8	91.5	99.5	92.8															A2m			
	PM1	1.80	argile limono sableuse	C1	21.4	49	24	24		7	100.0	99.3	55.4	54.3	99.3	55.4															A2h			
	PM1 + PM2	1.35	argile limono sableuse	C1													18.8	1.60																
	PM2	1.25	argile sableuse	C1	21.1	51	24	27		7	100.0	99.5	64.5	62.9	99.5	64.5															A3m			
	PM3	0.75	argile limoneuse	C1	24.5	47	24	24		7	100.0	99.8	89.7	88.1	99.8	89.7																A2h		
	PM3	1.50	argile sableuse	C1	19.4	45	25	20		3	100.0	99.3	80.1	78.5	99.3	80.1			28	12	5.8	78.7									A2s			
	PM3 + PM5	1.85	argile limono sableuse	C1													22.2	1.60																
	PM4	2.95	argile sableuse	C1	13.1				3.58	6	100.0	99.1	80.4	78.5	99.1	80.4																A2s		
	PM4 + PM 6	2.85	argile limono sableuse	C1													16.7	1.74																
	PM5	1.85	argile limoneuse	C1	20.4	47	24	23		3	100.0	98.9	81.1	79.0	98.9	81.1																	A2m	
	PM6	0.5	argile limoneuse	C1															26	14														
	PM6	2.80	argile limono sableuse	C1	16.6				3.01	12	100.0	95.6	62.2	60.3	95.6	62.2			26	14	2.5	95											A2m	
	F1	0.70	limon argileux	C1	14.7	31	18	16		14	100.0	98.3	74.8	75.5	98.3	74.9	14.8	1.84															A2m	
	F2	0.70	limon argileux	C1	21.2	51	22	29		4	100.0	100.0	97.0	97.0	100.0	97.0	21.4	1.61															A3m	
	F3	0.70	limon argileux	C1	20.5	51	26	25		13	100.0	99.6	97.6	97.5	99.6	97.6	20.8	1.65															A2m	
	F4	0.70	limon argileux	C1	20.1	47	25	22		18	100.0	99.6	95.7	95.6	99.6	95.7	20.2	1.61															A2m	
	F1	0.70	Sol naturel reconstitué à 95% p-dopn	C1																					33	15					6.00E-07			
	F2	0.70	Sol naturel reconstitué à 95% p-dopn	C1																					29	11					2.80E-07			
F3	0.70	Sol naturel reconstitué à 95% p-dopn	C1																					27	20					5.70E-08				
F4	0.70	Sol naturel reconstitué à 95% p-dopn	C1																					28	14					3.90E-07				
F2	0.70	Sol traité à 1.5% de bentonite reconstitué à 95% p-dopn	C1																												9.70E-08			
F4	0.70	Sol traité à 3% de bentonite reconstitué à 95% p-dopn	C1																													1.60E-09		
Digue endiguée	SC1	1.48	grave	C06	10.6				0.57	70	56.5	10.0	5.0	4.7	19.7	9.9																	C184	
	SC1	1.74	argile limono sableuse	C1	14.7	30	17	11		7	100.0	98.3	66.9	61.0	98.3	66.9			26	27													A1	
	SC3	1.19	grave	C06	6.0				0.14	48	48.4	8.3	3.6	3.4	13.3	5.3																		C183
	SC3	1.89	limon argile sableuse	C1	16.9	27	13	12		18	100.0	91.7	45.5	42.3	91.7	45.5																		A1
Tranchée T1 & T2	SC4	1.31	argile sableuse	C1	14.3	24	17	8		7	100.0	99.3	54.3	49.3	99.3	54.3			30	4													A1	
	SC4	2.99	grave limoneuse	C2	7.9				0.98	55	95.8	31.0	17.9	17.1	32.4	18.7																		C185
	SC4	5.78	argile	C4	21.3	33	20	13		3	100.0	100.0	90.6	85.0	100.0	90.6			33	5													A1	
	SC5	3.55	argile sableuse	C1	21.1	40	20	19		3	100.0	99.6	72.1	69.3	99.6	72.1			27	19														A2h
	SC5	5.10	grave argile sableuse	C2	13.3				1.17	45	100.0	48.1	27.1	26.1	48.1	27.1																		B5
Tranchée T3	SC6	6.25	argile	C3	23.3				3.11	12	100.0	99.0	92.6	90.8	99.0	92.6			30	10													A2	
	SC6	2.26	argile sableuse	C1	19.5	24	19	16		3	100.0	100.0	75.3	71.2	100.0	75.3			27	16													A2ch	
	SC6	3.36	grave limono sableuse	C2	11.8				1.07	35	100.0	42.3	17.9	17.0	42.3	17.9																		B5
	SC6	6.49	argile sableuse	C4	14.5	35	23	13		12	100.0	99.5	81.3	75.1	99.5	81.2			45	110													A1	
	SC7	0.87	argile sableuse	C1	18.9	40	24	16		3	100.0	99.9	69.0	66.3	99.9	69.0			26	14														A2s
	SC7	4.82	sable argileux	C2	20.5				1.80	7	100.0	99.7	46.5	39.8	99.7	46.5																	A1	
SC7	7.24	argile sableuse	C4	25.6	48	24	24		7	100.0	98.9	78.1	76.9	98.9	78.1			20	49														A2h	

7.2.3.6 Caractéristiques de perméabilité

7.2.3.7 Essais in situ

8 essais de perméabilité Matsuo ont été réalisés au droit des fouilles F1 à F4, PM1, PM2, PM5 et PM6 et 13 essais Lefranc ont été réalisés au droit des sondages carottés SC1, SC3 à SC7.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 26 : Perméabilité – Source : Investigations FONDASOL

Secteur	Sondage	Prof. Essai (m)	Lithologie	couche	Perméabilité (m/s)
Mouvements terrain	PM1	1,3	Limons argileux marron à granules calcaires	C1	$1,8 \cdot 10^{-4}$
	PM2	1,0	Sable argileux brun-jaune brun-rouge	C2	$2,3 \cdot 10^{-4}$
	PM3	1,0	Sable argileux brun-jaune à débris coquilles	C3	$2,2 \cdot 10^{-4}$
	PM4	1,3	Limons argileux à granules calcaires	C1	$1,6 \cdot 10^{-4}$
	F1	1,0	Limons argileux	C1	$2,9 \cdot 10^{-4}$
	F2	1,0	Limons argileux	C1	$8,9 \cdot 10^{-4}$
	F3	1,0	Limons argileux	C1	$1,3 \cdot 10^{-4}$
	F4	1,0	Limons argileux	C1	$8,4 \cdot 10^{-4}$
Digues existantes	SC1	0,55-1,8	Graves fines à grossières et matrice argilo-limoneuse	C3-b	$2,4 \cdot 10^{-4}$
	SC3	0,4-1,8	Graves fines à grossières et matrice sable-limoneuse	C3-b	$4,1 \cdot 10^{-4}$
Trousques 1 & 2	SC1	1,0-2,0	Limons très fins peu argileux	C1	$1,8 \cdot 10^{-4}$
	SC4	3,0-4,0	Graves légèrement sableuses et limoneuses	C2	$4,3 \cdot 10^{-4}$
	SC4	4,0-7,0	Limons argileux légèrement siliceux	C4	$4,2 \cdot 10^{-4}$
	SC3	1,0-2,0	Limons argileux brun	C1	$3,9 \cdot 10^{-4}$
	SC3	3,0-4,0	Limons argileux brun	C1	$1,3 \cdot 10^{-4}$
	SC3	5,0-6,0	Limons argileux gravelo-sableux	C3	$1,2 \cdot 10^{-4}$
Trousques 3	SC4	1,0-3,0	Argile marron limoneuse	C1	$3,8 \cdot 10^{-4}$
	SC4	5,8-7,0	Argile sableuse grise	C4	$2,6 \cdot 10^{-4}$
	SC7	1,0-2,0	limons argileux marron	C1	$2,7 \cdot 10^{-4}$
	SC7	3,0-4,0	Sable et graves limono-argileux	C2	$2,1 \cdot 10^{-4}$
	SC7	5,0-6,0	Sable fin et graves sableuses	C3	$1,7 \cdot 10^{-4}$

Le rapport G2AVP indique :

Les valeurs de perméabilité peuvent varier dans de larges limites en fonction de la granulométrie et de la compacité des sols.

De plus, ces valeurs peuvent chuter dans le temps sous l'effet du colmatage compte-tenu de la présence d'argile.

Dans le tableau précédent, ont été mis en italique les matériaux ayant fait l'objet de tests de perméabilité, et dont les tranches de profondeurs se rapprochent le plus de celles correspondant aux matériaux potentiellement réutilisables. On notera toutefois qu'à part la digue existante, a priori de perméabilité trop élevée, mais cohérente avec ses graves de constitution, les tranches d'essai de perméabilité concernent des profondeurs supérieures à 1 m. Or les matériaux autres que la digue existante à déconstruire, c'est-à-dire ceux du bassin et de la zone entre l'ancienne et la nouvelle digue, concerneront la tranche 0/1 m. En dehors de la terre végétale à enlever, il restera donc probablement des matériaux de type plutôt A1, donc de perméabilité potentiellement un peu plus élevée que celles testées.

En termes de perméabilité, on retiendra que :

- Les perméabilités mesurées in situ sont globalement relativement hétérogènes, notamment concernant :
 - La digue existante avec quatre puissances de dix d'écart sur les deux valeurs mesurées, celle paraissant la plus représentative ($2,65 \cdot 10^{-4}$ m/s) étant élevée,
 - L'horizon supérieur (tranche 0/3 m du bassin et du tronçon T3) avec des perméabilités allant de 10^{-5} m/s (les 4 essais dans la zone du bassin donnent sensiblement le même résultat) à 10^{-8} - 10^{-7} m/s pour la zone contiguë de la digue nouvelle.

- Certaines valeurs de perméabilité paraissent élevées pour des matériaux de type A1, A2.
 - Du point de vue de leur perméabilité, la réutilisation des matériaux extraits du bassin, de la digue existante et éventuellement d'un surcreusement de la zone entre la nouvelle et l'ancienne digue demandera confirmation et pourra être partielle. Des sujétions de mise en œuvre sont probables, telles que : criblage préalable des graves (élimination des gros éléments), et traitement à la bentonite (graves criblées et matériaux fins), apports extérieurs ;
 - Concernant ces apports extérieurs disponibles, les éléments fournis par 3M (site de Saporta) témoignent également d'une perméabilité un peu élevée.

La problématique perméabilité apparaît donc globalement la même pour les matériaux du site potentiellement réutilisables et les matériaux d'apport extérieur.

Le rapport G2 PRO indique que les perméabilités sont :

- Dans la couche C0-b : hétérogènes, avec des valeurs comprises entre $2.6 \cdot 10^{-4}$ et $4.1 \cdot 10^{-8}$ m/s (2 valeurs),
- Dans la couche C1 : moyennes à très faibles, avec des valeurs comprises entre $1.8 \cdot 10^{-5}$ et $3.8 \cdot 10^{-8}$ m/s (10 valeurs),
- Dans la couche C2 : faibles, avec des valeurs comprises entre $2.3 \cdot 10^{-5}$ et $1.7 \cdot 10^{-6}$ m/s (5 valeurs),

- Dans la couche C3 : moyenne, avec une valeur de $1.2 \cdot 10^{-4}$ m/s (1 valeur, qui doit donc être prise avec précaution et qui n'est pas représentative de la nature des matériaux constatés lors de carottage).
- Dans la couche C4 : faibles à très faibles, avec des valeurs comprises entre $3.6 \cdot 10^{-6}$ et $9.2 \cdot 10^{-9}$ m/s (2 valeurs),

Les valeurs de perméabilité peuvent varier dans de larges limites en fonction de la granulométrie et de la compacité des sols.

7.2.3.8 Essais en laboratoire

Le projet envisage la réutilisation des matériaux issus des terrassements du bassin pour constituer une partie de la digue.

Il a été réalisé 6 essais de perméabilité à l'œdomètre sur des sols de la couche C1, prélevés vers 0.7 m de profondeur au droit du futur bassin et compactés à 95% de l'OPN (correspondant à un objectif de compactage q4), dont 2 sur sol traité à la bentonite.

Il vient les résultats suivants :

Figure 135 : Perméabilité avec des sols traités à la bentonite (Source : FONDASOL G2 PRO)

	Perméabilité (m/s)		
	Sol non traité	Sol traité 1.5 % de bentonite	Sol traité 3 % de bentonite
F1	$6.0 \cdot 10^{-7}$	-	-
F2	$2.8 \cdot 10^{-7}$	-	-
F3	$5.7 \cdot 10^{-8}$	$9.7 \cdot 10^{-8}$	-
F4	$2.9 \cdot 10^{-7}$	-	$1.6 \cdot 10^{-8}$

Pour conclure, afin d'obtenir une perméabilité en laboratoire de l'ordre de 10^{-9} m/s, il conviendra de prévoir un traitement à la bentonite, d'au moins 3%.

En complément des essais de perméabilité à l'œdomètre réalisés sur le secteur d'étude, les essais proctor permettent d'observer une forte variabilité des teneurs en eau. Cette variabilité de teneur en eau peut impacter la densité objectif du matériau. Il sera nécessaire de porter une attention particulière à la variabilité de la teneur en eau pour les matériaux réutilisés pour obtenir la densité objectif.

7.3 Etude de la stabilité des ouvrages

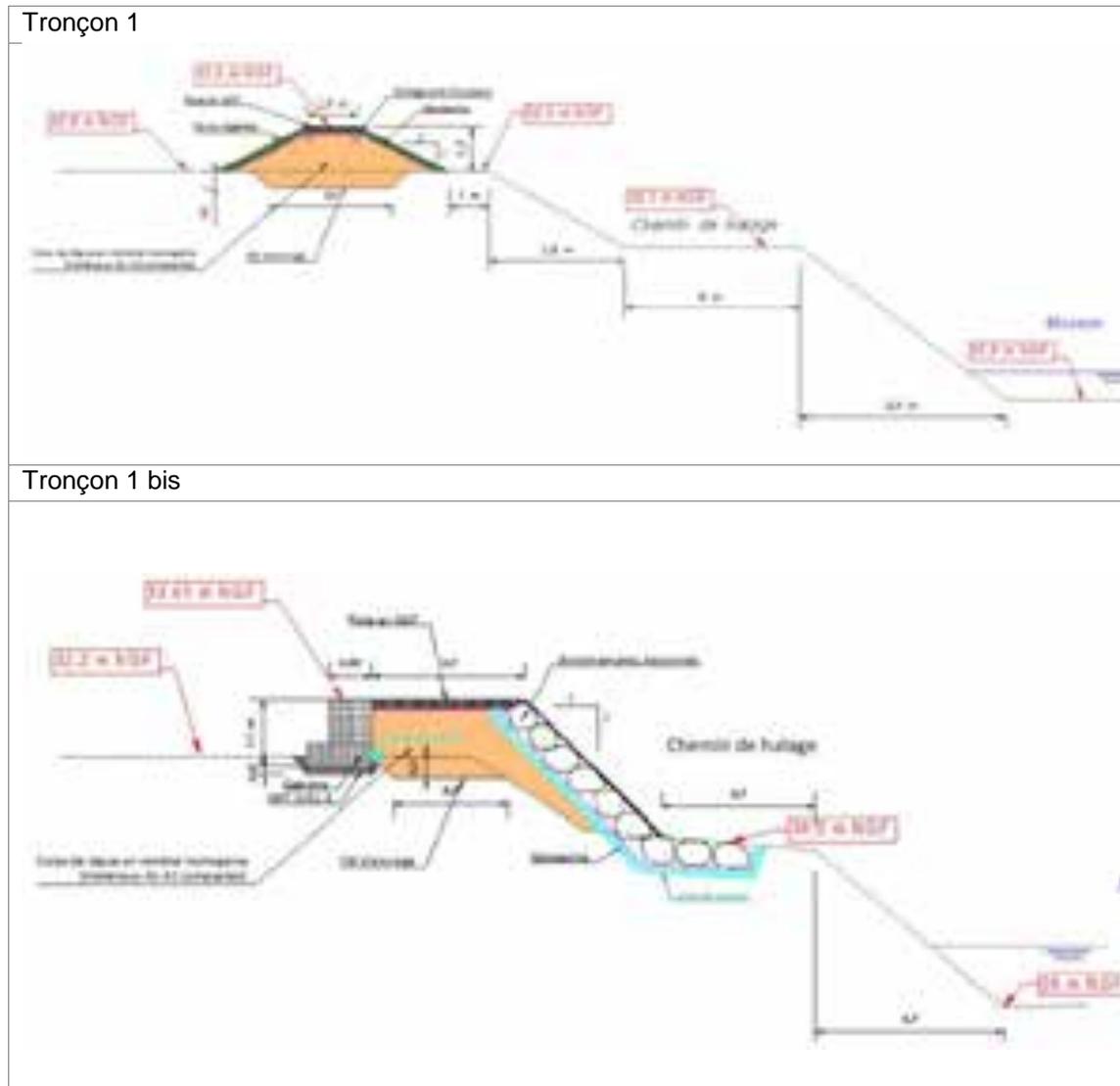
7.3.1 Remarques préliminaires

Au sens du guide CFBR « Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblais » et du guide ERINOH, pour la justification de la stabilité des barrages en remblais, les états-limites à considérer dans cette étude sont :

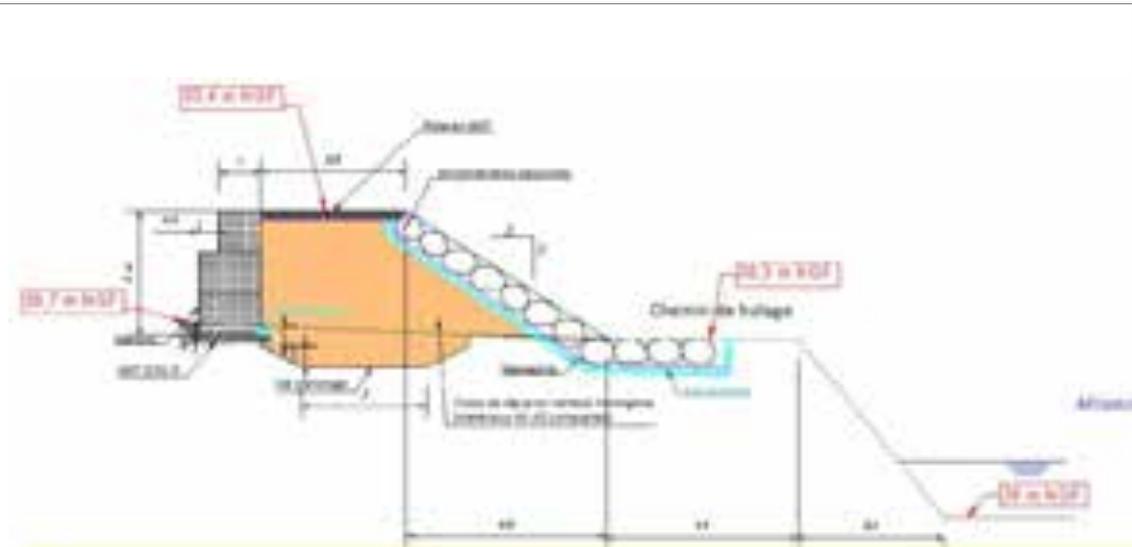
- Etat limite ultime de stabilité d'ensemble – stabilité du talus amont et aval,
- Etat limite de soulèvement hydraulique du pied aval,
- Etat limite de défaut de capacité portante/tassements,
- L'état limite ultime de résistance à l'érosion interne en situation normale d'exploitation pour vérifier 4 phénomènes :
 - Erosion interne de conduit,
 - Erosion régressive,
 - Erosion de contact,
 - Suffusion.
- L'état limite ultime de résistance à l'érosion externe.

7.3.2 Profils en travers des tronçons retenus

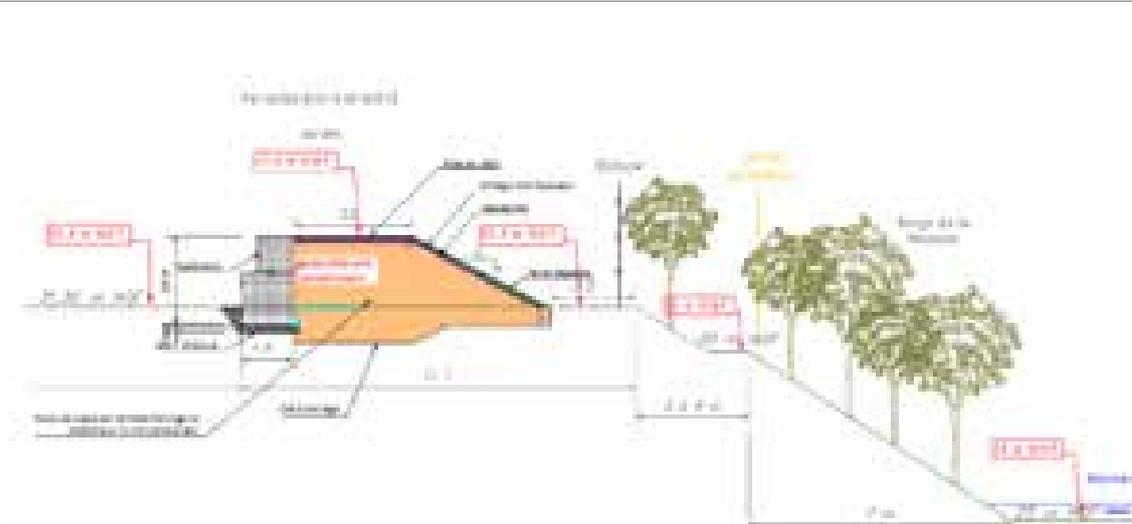
Les différents tronçons retenus dans le cadre de l'étude de stabilité des ouvrages sont disponibles ci-dessous :



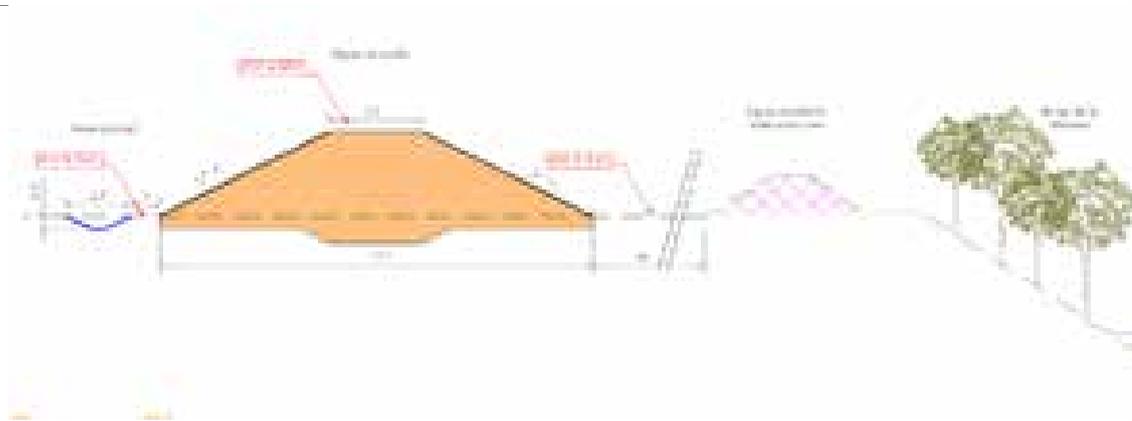
Raccord tronçon 1 et tronçon 2 : calcul géotechnique non réalisé avec ce profil en travers au stade AVP



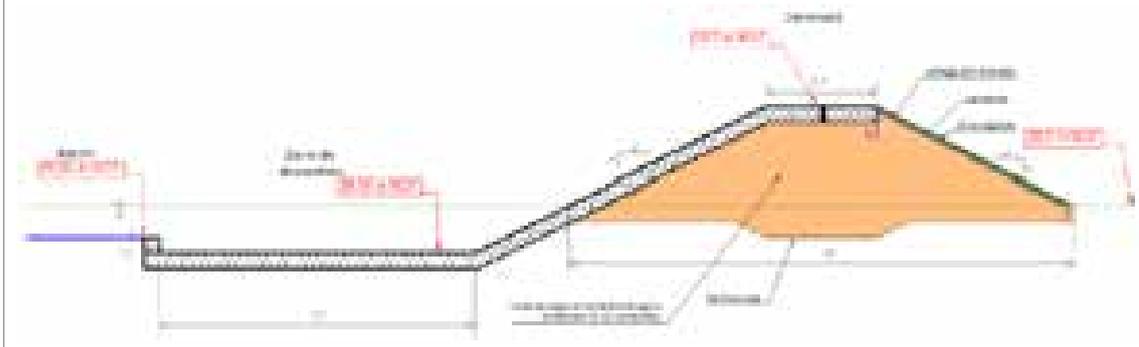
Tronçon 2



Tronçon 3



Tronçon 3 bis



EGIS indique qu'aucun cahier des profils n'est disponible dans le G2 AVP et dans le G2 PRO, il n'est donc pas possible de comparer les profils en travers entre chaque tronçon. Pour rappel, les calculs de stabilité doivent être réalisés sur le profil en travers présentant la coupe type la plus défavorable sur chaque tronçon.

7.3.3 Modèle géotechnique de calcul

7.3.3.1 Terrains en place

Sur la base des sondages réalisés dans le cadre de l'étude G2 AVP, le géotechnicien a retenu pour les sols en place, le modèle géotechnique suivant :

Tableau 27 : Modèle géotechnique de calcul

		Cote base (cote) (NGF)					
couche	Nature	T1 - intermédiaire	T1 - cote	Raccord T1-T2	Tronçon T2	T2 - cote	T2 Déblais
C1	Limon + argiles	27,5	27,1	27,5	27,1	26,5	26,5
C2	Sable argileux	24,5	24,1	24,5	24,1	23,5	23,5
C3	Argile limoneuse	18	18	18	18	14,4	14,4
C4	Argile limoneuse	+20,5	+20,5	+20,5	+20,5	+18	+18

couche	Nature	E_s (MPa)	μ^* (%)	μ^* (%)	α	σ (MPa)	σ' (MPa)	φ (°)	perméabilité	
C1	Limon + argiles	8	0,8	0,1	10	10	10	26	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$
C2	Sable argileux	14	0,6	0	10	10	1	26	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$
C3	Argile limoneuse	5	0,8	0,1	10	10	10	26	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$
C4	Argile limoneuse	10	1,0	0,4	10	10	10	26	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$

7.3.3.2 Matériaux constitutifs de la digue

Les nouvelles digues seront en partie construites avec des matériaux d'apport et des matériaux du site (déblais issus des terrassements du bassin).

Dans tous les cas, l'objectif défini par ANTEA en termes de perméabilité pour la digue est de 10-7 m/s (avec 10-9 m/s en essai en laboratoire). Pour les matériaux du site, cet objectif nécessite un traitement à la bentonite avec un ajout d'eau minimum 3 % d'après les tests effectués.

Les profils projetés présentent des murs en gabions et des enrochements bétonnés, avec drain en pieds.

Pour ces matériaux, nous avons retenu les valeurs suivantes :

Figure 136 : Paramètres du modèle géotechnique retenu pour les matériaux constitutifs de la digue

couche	Nature	γ (kN/m ³)	σ' (MPa)	μ^* (%)	perméabilité	
					k_v (m/s)	k_h (m/s)
Matériaux d'apport	Mur de la digue	19	6	27	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$
	(matériau bassin craté T1)	19	6	27	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$
	Mur de la digue	19	6	27	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$
	(matériau bassin T2)	19	6	27	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$
	Gabions	16	5	35	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$
	Enrochements bétonnés	22	25	45	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$

Le modèle géomécanique présenté par Fondasol indique une perméabilité très élevée pour les enrochements bétonnés. Cette hypothèse est sécuritaire car elle permet de ne pas tenir compte d'un rôle d'étanchéité devant le remblai, néanmoins à la décrue, il pourrait y avoir une instabilité sur le talus si le drainage n'est pas réalisé dans les règles de l'art.

Dans tous les cas, les caractéristiques des matériaux devront être validées dans le cadre de l'étude G3. Dans le cadre de l'étude G3, on prévoira la réalisation d'essai de perméabilité en laboratoire complémentaire afin de confirmer et de préciser le dosage de bentonite.

7.3.4 Vérification au poinçonnement et estimation des tassements

Pour les vérifications au poinçonnement et les estimations de tassement, il a été considéré :

Tableau 28 : Vérification au poinçonnement et estimation des tassements - Hypothèses de calcul

Données géométriques et surcharge		T1 amont	T1 intermédiaire	Raccord T1 & T2	T2	T3 déversoir	T3 courant
Cote de la digue	Z_0 (m NGF)	33.6	33.45	33.4	33.4	32.7	31.2
Cote de TN	Z_{TN} (m NGF)	=32.3	=31.2	=30.3	=31.3	=29.5	=29.8
Hauteur de remblai	H _r (m)	=1.3	=1.3	=3.1	=2.1	=3.2	=3.4
Hypothèses de chargement							
Densité du remblai	γ (kN/m ³)	19	19	19	19	19	19
Surcharge du remblai	q _r (kPa)	=25	=25	=60	=40	=60	=65
Surcharge d'exploitation	q' (kPa)	0	10	10	10	10	10
Surcharge de référence	q _{ref} (kPa)	25	35	70	50	70	75

Figure 137 : Vérification à long terme du poinçonnement

Vérification à long terme		T1 amont	T1 intermédiaire	Raccord T1 & T2	T2	T3 déversoir	T3 courant
Facteur de portance	k _p (-)	0.8					
Pression limite nette équivalente	pl _e ' (kPa)	300					
Facteur de sécurité	F (-)	9.6	6.8	3.4	4.8	3.5	3.2
Vérification critère	F > 1.5	oui	oui	oui	oui	oui	oui

Figure 138 : Vérification à court terme du poinçonnement

Vérification à court terme (soit sous en conditions non drainées)		T1 amont	T1 intermédiaire	Raccord T1 & T2	T2	T3 déversoir	T3 courant
Cohésion non drainée	c _u (kPa)	54					
Coefficient de portance	M _c (-)	≥ 5.15	≥ 5.15	≥ 5.15	≥ 5.15	≥ 5.15	≥ 5.15
Facteur de sécurité	F (-)	≥ 11.1	≥ 7.9	≥ 3.9	≥ 5.5	≥ 3.9	≥ 3.7
Vérification critère	F > 1.5	oui	oui	oui	oui	oui	oui

Les facteurs de sécurité au poinçonnement sont largement supérieurs au critère de sécurité.

EGIS note que FONDASOL préconise un coefficient de sécurité égal à 1.5 pour la vérification au poinçonnement. Le choix de ce coefficient de sécurité pourrait être justifié dans le rapport G2 PRO.

Les résultats de calcul de tassement sont les suivants :

Tableau 29 : Calcul du tassement estimé par la méthode pressiométrique

Profil	T1 amont	T1 intermédiaire	Raccord T1 & T2	T2	T3 déversoir	T3 courant
Surcharge qref (kPa)	25	35	70	50	70	75
Tassement au centre (cm)	≈1.3	≈2.2	≈3.4	≈2.8	≈3.2	≈3.6

La majorité de ces tassements se produira durant le chantier.

Pour identifier au mieux les risques de tassement, qui se produiront sur le secteur du projet de digue, il serait judicieux d'indiquer dans le rapport G2 PRO l'amplitude et les délais de tassement via une exploitation des courbes de consolidation des essais à l'œdomètre afin de sécuriser l'approche.

7.3.5 Fonctionnement hydraulique du bassin

Un bureau d'étude Hydraulique devra étudier le fonctionnement hydraulique du bassin. Les perméabilités mesurées au droit du bassin sont comprises entre 1.0 et 2.3 10⁻⁵ m/s.

Toutefois, en cas d'infiltration, il sera nécessaire de prendre en considération un coefficient de sécurité afin de tenir compte des phénomènes de colmatage dû à la présence de fines.

7.3.6 Piste de circulation

Pour les pistes de circulation en tête des digues, on prévoira une couche de matériau sain, non évolutif et insensible à l'eau (passant à 80 µm ≤ 12% et VBs ≤ 0.1), de granulométrie adaptée, soit 0/20 ou 0/31.5, mis en œuvre sur 0.30 m d'épaisseur minimum par couche unitaire et soigneusement compactée, séparée du support par un géotextile anticontaminant.

7.3.7 Talus des digues

La digue au niveau des tronçons T3 (coté Mosson et coté zone protégée), T3 déversoir (coté zone protégée), T2 (coté Mosson) et T1 (coté Mosson et zone protégée) est constituée d'un ouvrage en remblais taluté avec des pentes à 2H/1V.

Prévoir une végétalisation dense des talus ou la mise en place de fascinage (mise en place de coco) pour limiter l'érosion. Prévoir la mise en place de grillage anti-fouisseur.

Sur le tronçon T1 intermédiaire, les blocs d'enrochement proposés dans la coupe type possèdent une pente égale à 1H/1V. Cette pente est relativement élevée et présente un point d'instabilité potentielle.

Comme expliqué au chapitre présentant le modèle géotechnique retenu, une mauvaise réalisation du drainage pourrait être problématique. En effet, en cas de dysfonctionnement du drainage, les blocs pourraient être plus étanche que dans le modèle géomécanique proposé et des sous-pressions pourraient avoir lieu sous la carapace.

Avant démarrage, l'entreprise proposera une procédure pour validation.

Le grillage anti fousseur devra être mis en place sur l'ensemble des tranches. La coupe type du tronçon 3 ne présente pas de grillage anti fousseur, cette dernière devra être reprise en ajoutant le grillage anti fousseur qui est un élément essentiel pour assurer l'absence de terriers sur la digue.

Les blocs d'enrochement devront être dimensionnés pour résister à l'érosion externe. Le rapport final PRO devra expliciter le dimensionnement des blocs d'enrochement (présence de béton ou non, taille, nombre de couches et épaisseur de carapace).

Concernant la mise en place de blocs d'enrochement avec une pente 1H/1V sur le tronçon T1 intermédiaire, il sera nécessaire de préciser les modalités de réalisation à la vue de la difficulté d'accessibilité au site.

Concernant le risque d'instabilité avec une perméabilité plus faible des enrochements, FONDASOL indique que la prise en compte d'une perméabilité faible (1.10^{-9} m/s) n'entraîne pas d'instabilité.

7.3.8 Murs en Gabions

Il est prévu des murs en gabions coté zone protégée au niveau des tronçons T2, raccords T1-T2 et T1 intermédiaire.

Les gabions devront être descendus au minimum à 0.50 m de profondeur sous le niveau du terrain fini.

Prévoir la mise en œuvre d'un lit de pose en gros béton. Prévoir une réception du fond de fouille par essais au pénétromètre ($q_d \approx 1.8$ à 2 MPa).

Bien vérifier les fonds de fouilles et purger toute poche de sol douteux (poche de limon ou de sable très mous, remblais, sol comportant des éléments végétaux ...) au niveau d'assise retenu. Tout sol douteux détecté à l'ouverture des fouilles sera purgé, remplacé par du gros béton coulé pleine fouille.

Prévoir la mise en œuvre d'un géotextile entre les gabions et le corps de digue.

Les matériaux retenus et leur mise en œuvre (remplissage des cages, cages, épingles...) devront être conformes à la norme NFP 94-325.

La stabilité interne des murs devra être vérifiée lors des études d'exécution, en fonction des matériaux mis en œuvre et des conditions de réalisation.

7.3.9 Vérification de la stabilité du raccordement entre le mur de la parcelle 162 et le tronçon T1

Compte tenu du projet et de la nature des horizons mis en évidence par les sondages, il est possible d'envisager pour la réalisation du mur de soutènement des fondations superficielles de type semelle filante. Il pourra s'agir d'un ouvrage réalisé sur place, ou préfabriqué, en L.

Compte tenu de la sensibilité moyenne vis-à-vis du risque de gonflement des argiles, les fondations seront descendues au minimum à 0.8 m de profondeur sous le niveau aval du projet dans la couche C1 en place et non remaniées, avec un ancrage minimal de 0.30 m.

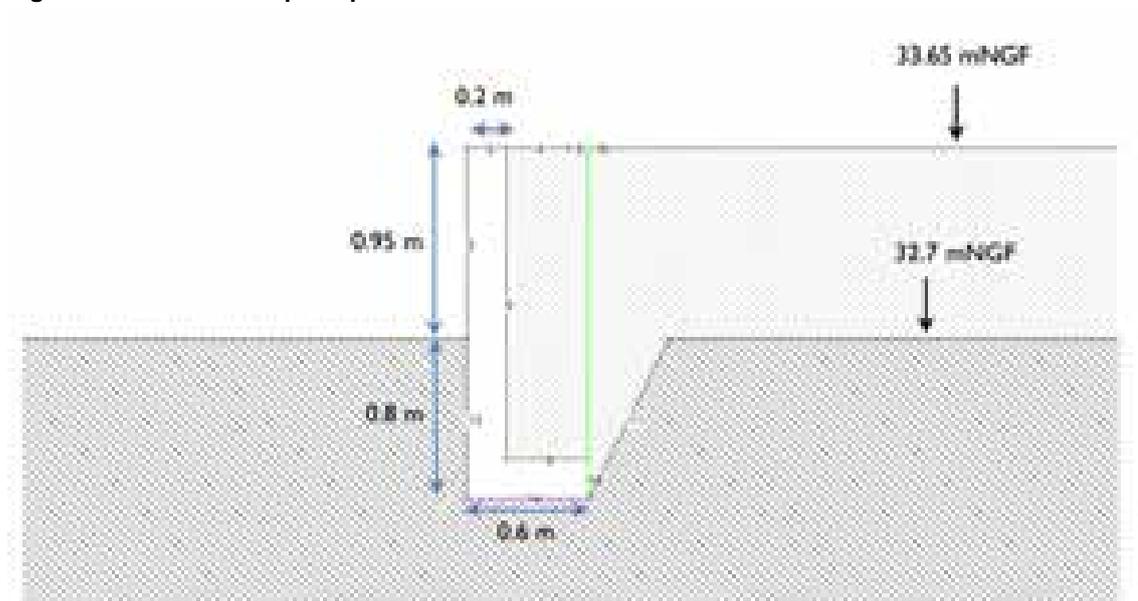
Dans ces conditions, la profondeur de mise hors gel de 0,50 m pour les sols d'assise par rapport au niveau final du terrain sera respectée.

Les fondations devront être coulées en pleine fouille.

En cas de surépaisseur de remblais, un approfondissement sera nécessaire avec la mise en place d'un gros béton pour asseoir les fondations dans la couche C1. Il faudra provisionner des quantités de béton de rattrapage permettant de prendre en compte cet aléa.

Le calcul de la stabilité du mur raccordant la parcelle 162 au tronçon T1 a été effectué avec le logiciel de calcul GEOMUR 2016.

Figure 139 : Schéma de principe du futur mur de raccordement



Les résultats des calculs géotechniques pour la stabilité externe et pour la stabilité d'ensemble sont disponibles ci-dessous :

Figure 140 : Vérification de la stabilité externe en situation statique

ELU : Etat limite Ultime			ELS : Etat limite de service	
Glissement	Renversement	Poinçonnement	Renversement	Poinçonnement
$H_d \leq R_{h,d} + R_{p,d}$	$E < 7/15 \times B$	$V_d \leq R_{v,d} + R_0$	$E < 1/4 \times B$	$V_d \leq R_{v,d} + R_0$
5.7 < 14	0.1 < 0.28	37.7 < 63	0.08 < 0.15	27.9 < 40.5

Figure 141 : Vérification de la stabilité externe en situation de séisme allégeant et en situation de séisme pesant

	Pesant	Allégeant
Capacité portante		

	-0.0741 < 0	-0.137 < 0
Glissement	Ved ≤ Frd + Epd 8.6 < 11.8	Ved ≤ Frd + Epd 8.0 < 11.3

Figure 142 : Vérification de la stabilité d'ensemble sur le mur

Facteur de stabilité d'ensemble calculé	2.04
Facteur de sécurité visé	1
Stabilité d'ensemble	Oui

Avec ces dimensions, la sécurité vis-à-vis de la stabilité externe est assurée en statique et en sismique pour le glissement, le renversement et le poinçonnement (avec et sans surcharge). La stabilité d'ensemble est également vérifiée sur l'ouvrage.

7.3.10 Sujétions d'exécution

Fondasol dans sa mission G2 PRO donne les recommandations suivantes :

Les terrassements se feront à l'aide de moyens classiques, en prenant garde à ne pas déstabiliser les existants.

Les fouilles seront bétonnées à l'avancement et en pleine fouille, en cas de mur préfabriqué, prévoir un béton de propreté.

On prévoira des joints de dilatation régulièrement répartis.

Bien vérifier les fonds de fouilles et purger toute poche de sol douteux (poche de limon ou de sable très mous, remblais, sol comportant des éléments végétaux ...) au niveau d'assise retenu. Tout sol douteux détecté à l'ouverture des fouilles sera purgé, remplacé par du gros béton coulé pleine fouille.

Pour des fondations à niveaux différents, on respectera la règle des redans (Eurocodes 7 et 8)

En cas de murs de soutènement préfabriqués, prévoir la mise en œuvre d'un béton ordinaire avec un réglage au mortier sec, tout en respectant une profondeur d'assise de 0.80m (arase inférieure de la fondation) par rapport au niveau du terrain fini.

Prévoir un remblaiement soigné en arrière du mur.

7.3.11 Vérification de la stabilité des digues

La stabilité d'ensemble a été vérifiée en période hors crue via TALREN et en période de crue via PLAXIS. Les résultats des calculs géotechniques réalisés en phase G2 PRO sont disponibles ci-dessous. Un calcul de la stabilité au séisme a également été réalisée en situation normale d'exploitation.

Le tronçon T1 amont n'a pas été modélisé avec une surcharge de 10 kPa. Le reste des tronçons a bien été modélisé avec une surcharge en tête de talus égale à 10 kPa.

Les modélisations ont été réalisées pour les conditions suivantes :

- Situation normale d'exploitation
- Régime transitoire pic de crue (6h)
- Régime transitoire décrue
- En situation normale d'exploitation avec un glissement de berge
- Régime permanent
- Séisme (pesant et allégeant)

	T1 Amont		T1 intermédiaire		Raccord T1 – T2		Tronçon 2		Tronçon 3		T3 déversoir	
	Digue (coefficient de sécurité recherché)	Berge (coefficient de sécurité recherché)	Digue (coefficient de sécurité recherché)	Berge (coefficient de sécurité recherché)	Digue (coefficient de sécurité recherché)	Berge (coefficient de sécurité recherché)	Digue (coefficient de sécurité recherché)	Berge (coefficient de sécurité recherché)	Digue (coefficient de sécurité recherché)	Berge (coefficient de sécurité recherché)	Digue (coefficient de sécurité recherché)	Berge (coefficient de sécurité recherché)
Situation normale d'exploitation (1 CFBR 1.5 unitaire)	Côté ZP : 3.12 (> 1) Côté Mosson : 1.59 (> 1)	1.16 (> 1)	Côté ZP : 1.65 (> 1) 2.64 (> 1.5 unitaire) Côté Mosson : non calculé	0.96 (> 1) 1.43 (> 1.5 unitaire)	Côté ZP : 1.29 (> 1) 1.99 (> 1.5 unitaire) Côté Mosson : 1.13 (> 1) 1.70 (> 1.5 unitaire)	0.87 (> 1) 1.29 (> 1.5 unitaire)	Côté ZP : 1.34 (> 1) Côté Mosson : 1.21 (> 1)	1.10 (> 1)	Côté ZP : 1.31 (> 1) Côté Mosson : 1.27 (> 1)	Tronçon éloigné de la berge	Côté ZP : 1.22 (> 1) Côté Mosson : 1.30 (> 1)	Tronçon éloigné de la berge
Régime transitoire pic de crue (6h) (1 CFBR 1.32 unitaire)	Côté ZP : 3.55 (> 1)	3.66 (> 1.32)	Côté ZP : 2.00 (> 1) 2.63 (> 1.32 unitaire)	3.10 (> 1.32)	Côté ZP : 1.51 (> 1) 1.99 (> 1.5 unitaire)		Côté ZP : 3.06 (> 1)		Côté ZP : 1.52 (> 1)	Tronçon éloigné de la berge 3.42 (> 1.32)	Côté ZP : 2.88 (> 1.32)	
Régime transitoire décroue (1 CFBR 1.32 unitaire)	Côté Mosson : 1.8 (> 1)	1.48 (> 1.32)	Côté Mosson : non calculé	1.22 (> 1.32)	Côté Mosson : 1.01 (> 1) 1.33 (> 1.32)	1.11 (> 1.32)	Côté Mosson : 1.27 (> 1)	1.58 (> 1.32)	Côté Mosson : 1.48 (> 1)	Tronçon éloigné de la berge 1.33 (> 1.32)	Côté ZP : 2.67 (> 1) Côté Mosson : 1.51 (> 1)	Tronçon éloigné de la berge
En situation normale d'exploitation avec un glissement de berge (1 CFBR 1.5 unitaire)			Côté Mosson : 1.17 (> 1.5 unitaire)		Côté Mosson : 0.98 (> 1) 1.47 (> 1.5 unitaire)							
Régime permanent (1 CFBR 1.32 unitaire)	Côté ZP : 3.55 (> 1)	2.52 (> 1.32)	Côté ZP : 1.80 (> 1)		Côté ZP : 1.3 (> 1) 1.72 (> 1.32 unitaire)		Côté ZP : 1.60 (> 1.32)		Côté ZP : 1.56 (> 1.32)		Côté ZP : 1.48 (> 1.32)	
Séisme (1)	Côté ZP : 4.56 (> 1) Côté Mosson : 1.96 (> 1)		Côté ZP : 2.26 (> 1) Côté Mosson : 1.21 (> 1)		Côté ZP : 1.73 (> 1) Côté Mosson : 1.38 (> 1)	1.12 (> 1)	Côté ZP : 1.80 (> 1) Côté Mosson : 1.52 (> 1)	Côté Mosson : 1.39 (> 1)	Côté ZP : 1.69 (> 1) Côté Mosson : 1.63 (> 1)		Côté ZP : 1.58 (> 1) Côté Mosson : 1.68 (> 1)	
Risque d'emportement de fines	Pas de risques		Pas de risques		Pas de risques		Pas de risques		Pas de risques		Pas de risques	

D'après les éléments disponibles ci-dessus, les coefficients de sécurité (retenus par FONDASOL, à savoir, 1 avec les coefficients de sécurité CFBR et 1.5 avec des coefficients unitaires sans prise en compte des coefficients CFBR) ne sont pas respectés pour les tronçons T1 intermédiaire et raccordement T1-T2.

Le rapport G2 PRO indique une absence de validation des critères de sécurité du CFBR concernant la stabilité au glissement du talus de la berge. A la suite de ce glissement de talus de berge, d'après les calculs de stabilité ci-dessus, la digue est jugée instable en situation normale d'exploitation. 3M prévoit la réalisation de travaux d'urgence sur le secteur d'étude si des glissements sur la berge venaient à avoir lieu sur les deux tronçons concernés. Cependant, à la vue de la difficulté d'accès au site (risberme non circulaire, présence de soutènement côté terre et crête de digue fragilisée), il serait judicieux, lors de la phase PRO d'indiquer les conditions d'exécution de ces travaux d'urgence.

Les coefficients de sécurité CFBR n'étant pas respectés sur la stabilité de la berge, les consignes de gestion devront préciser ce point de vigilance sur la berge pour les VTA et en inspection post crue.

La stabilité est également vérifiée en situation sismique pour les murs gabions des tronçons T1 intermédiaire, raccord T1 – T2 et T2. Les résultats sont disponibles ci-dessous pour la stabilité externe et la stabilité d'ensemble.

Figure 143 : Vérification de la stabilité externe en situation statique pour les murs gabions des tronçons concernés

	ELU : Etat limite Ultime			ELS : Etat limite de service	
	Glissement	Renversement	Poinçonnement	Renversement	Poinçonnement
T1 intermédiaire	$Hd \leq Rh,d + Rp,d$ 6.3 < 14.7	$E < 7/15 \times B$ 0.086 < 0.467	$Vd \leq Rv,d + R0$ 39.7 < 106.3	$E < 1/4 \times B$ 0.065 < 0.25	$Vd \leq Rv,d + R0$ 29.4 < 64.2
Raccord T1 – T2	$Hd \leq Rh,d + Rp,d$ 29.3 < 55.1	$E < 7/15 \times B$ 0.168 < 0.933	$Vd \leq Rv,d + R0$ 147.8 < 200.3	$E < 1/4 \times B$ 0.127 < 0.5	$Vd \leq Rv,d + R0$ 109.5 < 129
T2	$Hd \leq Rh,d + Rp,d$ 17.9 < 29.5	$E < 7/15 \times B$ 0.098 < 0.7	$Vd \leq Rv,d + R0$ 78.9 < 150.8	$E < 1/4 \times B$ 0.066 < 0.375	$Vd \leq Rv,d + R0$ 58.5 < 97.1

Figure 144 : Vérification de la stabilité externe en situation de séisme allégeant et en situation de séisme pesant pour les murs gabions des tronçons concernés

		Pesant	Allégeant
T1 intermédiaire	Capacité portante	 $-0.74 < 0$	 $-0.75 < 0$
	Glissement	$Ved \leq Frd + Epd$ $9.5 < 12.4$	$Ved \leq Frd + Epd$ $8.9 < 11.9$
Raccord T1 – T2	Capacité portante	 $-0.59 < 0$	 $-0.64 < 0$
	Glissement	$Ved \leq Frd + Epd$ $41.1 < 46.5$	$Ved \leq Frd + Epd$ $37.9 < 44.7$
T2	Capacité portante	 $-0.718 < 0$	 $-0.739 < 0$
	Glissement	$Ved \leq Frd + Epd$ $22.6 < 24.7$	$Ved \leq Frd + Epd$ $21.4 < 23.8$

Tableau 30 : Vérification de la stabilité d'ensemble

	T1 intermédiaire	Raccord T1 – T2	T2
Facteur de stabilité d'ensemble calculé	1.65	1.29	1.31
Facteur de sécurité visé	1	1	1
Stabilité d'ensemble	Oui	Oui	Oui

La vérification de la stabilité interne des murs gabions sera à vérifier dans le cadre de la mission G3.

7.3.12 Vérification de la stabilité à l'érosion interne

Les calculs réalisés sur Plaxis confirment l'absence de risque d'emportement de fines lié au gradient hydraulique sur l'ensemble des tronçons. Les résultats des différents calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 31 : Localisation et valeurs des gradients maximum calculés en G2 PRO

Localisation	T1	T1 inter	Raccord T1 – T2	T2	T3	T3 déver
Talus amont de la digue						0.24
Talus berge Mosson	0.7	0.73	0.71	1.15	0.78	
Gradient critique	0.68	0.49	0.43	0.7	0.6	
Conclusion Fondasol	Atteint très localement (1 ou 2 noeuds de calcul) : Pas de risque	Phénomène très localisé de courte durée + phénomène d'infiltration gravitaire sous les enrochements : Pas de risque	Phénomène très localisé de courte durée : Pas de risque	Atteint très localement (1 ou 2 noeuds de calcul) : Pas de risque	Phénomène très localisé de courte durée : Pas de risque	Pas de risque d'emportement de fine (FONDASOL) : Pas de risque

7.3.13 Vérification de la stabilité des ouvrages au droit des ouvrages traversants

Des techniques de pose des ouvrages hydrauliques traversants permettant de garantir la stabilité des ouvrages au droit des ouvrages traversants seront intégrées au stade PROJET.

Pour les ouvrages traversant, le berceau béton coulé en pleine fouille peut éventuellement être complété d'hors profils dans le terrain encaissant qui auront pour effet d'approfondir le béton et donc d'augmenter le cheminement hydraulique des éventuelles infiltrations à l'interface entre le béton et les limons du sol.

Il vaut mieux éviter les brides anti-renard en partie supérieure des canalisations car elles conduisent parfois à des défauts de compactage au voisinage de la structure béton, ce qui est l'inverse de l'objectif recherché.

7.3.14 Déversoir

La coupe du déversoir semble équipée d'une longrine en crête, il serait nécessaire de faire une description de cette longrine dans le texte associé au déversoir. Il est important de réaliser cet élément (souvent en béton armé) pour assurer l'étanchéité de l'épaisseur du matelas et pour matérialiser l'arase déversante au Z retenu.

Cette longrine doit être ancrée dans les remblais de la partie supérieure de la digue pour également couper les écoulements à l'interface entre le pied du matelas et l'arase des limons étanches.

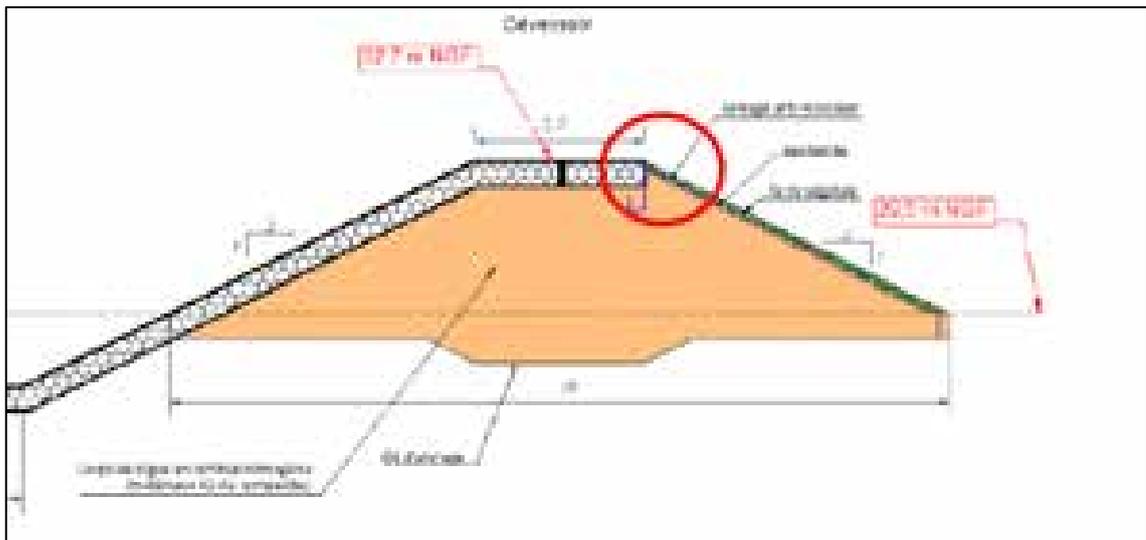
Le PRO devra prévoir l'ancrage du géotextile et des matelas dans la longrine. De plus, la réflexion sur l'habillage éventuel du matelas de gabions en terre végétale doit être anticipée ou définitivement écartée, pour éviter de diminuer la capacité du déversoir si de la terre est ajoutée ultérieurement.

Le déversoir est surversant pour les évènements modélisés suivants :

- Crue 500 ans : hauteur déversante de pour une cote côté rivière égale à 32.85 m NGF et une cote côté zone protégée égale à 31.15 m NGF
- Crue exceptionnelle, le déversoir est noyé, la hauteur déversante est égale à 35 centimètres pour une cote côté rivière égale à 33.05 m NGF et une cote côté zone protégée égale à 32.8

Le déversoir étant en matelas de gabion, il pourrait être judicieux de mettre en place un retour de 2 mètres qui descendrait en direction du talus côté rivière. Cette protection supplémentaire permettrait de diminuer le risque d'érosion externe sur un secteur où les vitesses seront importantes du fait de la surverse.

Figure 145 : Retour sur 2 mètres du matelas gabion côté rivière



EGIS considère qu'en phase PRO définitive, l'ensemble des composants du déversoir seront sécurisés, à savoir : ancrages, géotextile, matelas sur la longrine et l'ancrage de la longrine dans les remblais.

7.4 Etude des défaillances structurelles du système d'endiguement

Le scénario 3 étudié dans le chapitre 8 est représentatif d'une défaillance structurelle du système d'endiguement.

Pour que ce scénario reflète une situation de terrain réaliste et porteuse d'enseignements pour les services en charge des secours aux personnes, le niveau d'aléa retenu doit être tel qu'il génère un risque de rupture d'au moins un ouvrage supérieur à 50%.

- Le premier paragraphe (7.3.1) décrit l'ensemble de la méthodologie utilisée pour l'identification et la caractérisation des risques en termes de probabilité d'occurrence, d'intensité et de cinétique des effets, et de gravité des conséquences,
- Le paragraphe qui suit (7.3.2) présente les résultats de l'analyse de risques, pour chacune des digues faisant l'objet de l'étude de dangers et selon les différentes étapes décrites dans la méthodologie.

7.4.1 Description et principes de la méthodologie utilisée

7.4.1.1 Principe général

L'étude de dangers s'appuie sur une **analyse des risques** dont l'objectif est d'évaluer la probabilité, l'intensité et la cinétique, la gravité, et enfin la criticité des différents scénarios conduisant à l'événement redouté dans le cas d'une digue de protection contre les inondations : **la pénétration d'eau dans la zone protégée**.

Il s'agit pour cela d'estimer la probabilité d'apparition des scénarios retenus puis de préciser les conséquences de l'inondation générée par ceux-ci. Le résultat de la démarche d'analyse de risques consiste en un positionnement des différents scénarios d'inondation dus à une défaillance de l'ouvrage dans une matrice de criticité exprimant le croisement entre leur probabilité d'occurrence et la gravité de leurs conséquences.

La connaissance de ces différents scénarios permet alors de proposer des mesures préventives visant à réduire ou à supprimer la probabilité d'occurrence des scénarios, et/ou d'en diminuer la gravité, ce qui constitue la finalité de l'étude de dangers (chapitre 9).

La méthodologie générale de conduite de l'analyse des risques est basée sur la succession des étapes suivantes, qui sont décrites plus en détail dans les paragraphes qui suivent :

- **La détermination des scénarios d'inondation** par la méthode de l'arbre de défaillance. Chaque scénario associe, pour une localisation donnée sur l'ouvrage :
 - **Un événement initiateur intrinsèque (EII)** correspondant à un facteur de risque propre à l'ouvrage, résultant de sa conception, de sa réalisation, ou de son état,
 - **Un événement initiateur extérieur (EIE)** correspondant à un facteur de risque extérieur à l'ouvrage, soit ici une crue d'occurrence donnée, caractérisée par un niveau hydraulique maximum et un limnigramme de crue,
 - **Un événement redouté central (ERC)** correspondant à une défaillance de l'ouvrage résultant de la conjonction d'un ou plusieurs EII et EIE, et conduisant à l'événement redouté : pénétration d'eau dans la zone protégée.

- **L'évaluation préliminaire des scénarios d'inondation** visant à évaluer pour chaque scénario les conséquences sur les biens et les personnes de la survenue de l'événement redouté (pénétration d'eau dans la zone protégée).
- **L'évaluation détaillée de l'intensité et de la cinétique** du ou des scénarios d'accidents jugés les plus critiques à l'issue de l'APR. Cette dernière étape est basée sur la réalisation de modélisations hydrauliques des scénarios les plus retenus.

Figure 146 : Synoptique de la méthode d'analyse des risques mise en œuvre



7.4.1.2 Détermination des scénarios d'inondation

7.4.1.2.1 Description de la méthode des nœuds papillon

La méthode des "nœuds papillons" est utilisée dans le cadre de la présente étude de dangers pour identifier et présenter les causes et sous-causes possibles conduisant à un scénario d'inondation de la zone protégée suite à la défaillance de la digue.

Il s'agit d'un concept classiquement utilisé pour représenter les différentes étapes de la gestion des risques. Cette méthode se traduit par une double arborescence qui encadre l'Évènement Redouté Central (ERC) (cf. figure ci-dessous) :

- L'Évènement Redouté Central (ERC) correspond toujours, dans le cas de digue de protection, à la pénétration d'eau dans la zone protégée.

- Sur la partie gauche du nœud papillon (partie amont), sont identifiées les causes, appelées évènements initiateurs.

On distingue d'une part, les évènements initiateurs intrinsèques (EII), qui correspondent à la défaillance de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments constitutifs du fait de facteurs de risques propres à l'ouvrage, liés à sa conception, son dimensionnement, ou son état d'entretien et de conservation (cf. paragraphe ci-après), et d'autre part, les évènements initiateurs extérieurs (EIE), qui, dans le cas de digues de protection contre les inondations, correspondent à la survenue d'une crue, engendrant l'atteinte d'un niveau d'eau donné le long de la digue.

Les causes, seules ou associées entre elles, mènent à un même ERC. Chacune des combinaisons entre les différentes causes désigne un scénario d'accident spécifique.

- Sur la partie droite du nœud papillon (partie aval), sont identifiées les conséquences découlant de l'ERC. Dans le cas d'une digue de protection, les conséquences de l'ERC sont l'inondation de personnes et de biens.

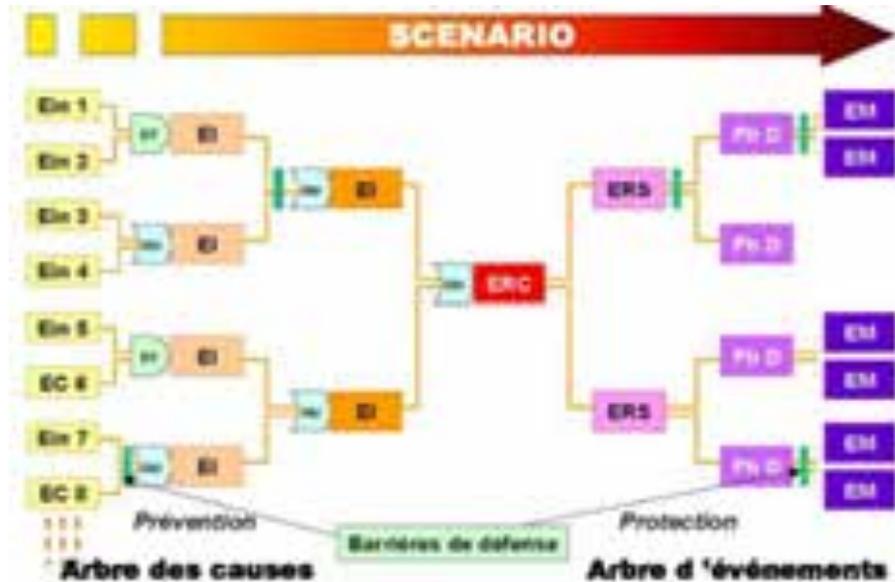
- Des barrières de défense peuvent être introduites dans l'arbre :

- Il s'agit de Mesures de Maitrise des Risques (MMR) sur l'ouvrage si ces barrières visent à limiter l'occurrence de l'évènement redouté,
- Il s'agit de mesures de prévention / protection / atténuation lorsque ces barrières visent à éviter ou limiter l'étendue des conséquences.

Les barrières de défense correspondent à des mesures techniques, physiques, humaines, organisationnelles, etc. permettant d'assurer une fonction de sécurité. La fiabilité des barrières doit être évaluée et justifiée.

Nota : on distingue ici le terme de "Scénario d'inondation" correspondant à l'apparition de l'Évènement Redouté Central, du terme "scénario de défaillance", correspondant à une défaillance sur l'ouvrage (EII), mais ne conduisant à un scénario d'inondation que s'il est associé à l'évènement initiateur extérieur (EIE) adéquat.

Figure 147 : Exemple type de nœud papillon



En amont de l'ERC, les différentes causes sont représentées par des blocs et reliées entre elles par des portes logiques "ET" et "OU" en fonction de leurs interactions :

- Les portes "ET" relient les évènements devant se produire simultanément pour provoquer l'évènement consécutif.
- Les portes "OU" relient les évènements pouvant se produire indépendamment et ayant la même conséquence.

Le paragraphe ci-après précise l'incidence des portes "ET" et "OU" sur l'estimation des probabilités de rupture.

7.4.1.2.2 Déroulement de la méthode du nœud papillon

L'analyse des risques par la méthode du nœud papillon se déroule de la manière suivante :

- **Analyse par arbre des défaillances** : Evaluation de la probabilité d'occurrence
En premier lieu, il s'agit d'identifier, dans une démarche déductive, les causes de l'évènement redouté central.
Puis, l'analyse se poursuit par l'estimation des probabilités d'occurrence des événements initiateurs préalablement identifiés également appelés mécanismes de rupture.
- **Arbre des événements** : Evaluation de la gravité
Par le biais d'une modélisation 2D, les conséquences de l'évènement redouté sont quantifiées. L'objectif est d'estimer les dommages sur les enjeux identifiés en fonction de l'aléa de l'évènement redouté. Trois critères sont pris en compte : l'intensité et la cinétique du phénomène puis l'importance des enjeux impactés (par le biais de la population impactée).
Les scénarios de défaillance modélisés sont choisis selon le couple mode de rupture/localisation.

7.4.1.3 Mise en œuvre de la méthode du nœud papillon

7.4.1.3.1 Réalisation d'un arbre des défaillances

La réalisation d'un arbre des défaillances remplit deux objectifs :

- Déterminer à partir d'un événement redouté (défini a priori), les enchaînements ou combinaison d'évènements pouvant conduire à cet événement redouté, soit une liste des scénarios de défaillance (méthode déductive),

Un scénario de défaillance est décrit dans le « Guide de lecture des études de dangers des barrages » [27] d'Éric Brandon (BETCGB) et al, comme « la combinaison unique d'états des composants du système ou de son environnement, définissant une suite de circonstances pertinentes pour la phase d'estimation des risques, pouvant conduire à un ou plusieurs phénomènes dangereux. De manière générale, pour un ouvrage hydraulique, on peut dire également qu'un scénario de défaillance peut être la combinaison d'un mode de rupture et d'une circonstance ».

Ainsi, les caractéristiques intrinsèques des matériaux constitutifs, les caractéristiques dimensionnelles et les conditions d'utilisation ou de sollicitation des composants sont des facteurs déterminants, tout comme l'est le système organisationnel et humain qui exploite les ouvrages. Une situation à risque naît dès que l'un de ces facteurs sort de ses limites de fonctionnement ou des conditions nominales d'utilisation.

Cette approche par sous-ensembles élémentaires, permet d'établir un inventaire exhaustif des situations à potentiel de défaillance internes aux ouvrages et à leur exploitation ; il est nécessairement complété par un inventaire exhaustif des risques externes tels que : les aléas naturels et les agresseurs externes.

- Estimer les probabilités d'occurrence des événements initiateurs préalablement identifiés conduisant à l'évènement redouté.

L'inventaire exhaustif des situations à potentiel de défaillance des ouvrages constitue la liste des évènements initiateurs de risques ou de situations à risques, dont le niveau d'occurrence sera évalué à dire d'experts et côté selon une grille type.

L'analyse par arbre des défaillances permet ainsi de disposer de critères (critères de probabilité) pour déterminer les priorités pour la prévention d'accidents potentiels.

7.4.1.3.2 Analyse par arbre des évènements

L'analyse par arbre d'évènements remplit deux objectifs :

- Déterminer à partir d'un scénario de défaillance, les évènements qui en découlent, soit établir un inventaire des conséquences (méthode déductive).

À partir d'un événement initiateur ou d'une défaillance d'origine, l'analyse par arbre d'évènements permet d'estimer la dérive du système en envisageant aussi le fonctionnement ou la défaillance des dispositifs de détection, d'alarme, de prévention, de protection ou d'intervention... Ces dispositifs peuvent concerner aussi bien des moyens automatiques qu'humains (intervention des opérateurs) ou organisationnels (application de procédures),

■ Evaluer la gravité des séquences accidentelles :

L'évaluation de la gravité des conséquences suite à une défaillance est approchée par le biais d'une modélisation 2D des scénarios accidentels.

La gravité des scénarios accidentels sera qualifiée au regard :

- De l'intensité de l'inondation évaluée par sa hauteur et sa vitesse d'écoulement,
- De la cinétique du phénomène évalué par la vitesse de propagation de l'inondation,
- De l'importance des enjeux en ce qui concerne la population impactée.

7.4.1.4 Définition des critères utilisés

7.4.1.4.1 Caractérisation des scénarios de défaillance, critère : probabilité d'occurrence

La défaillance d'ouvrages d'endiguement est directement liée :

- Aux conditions de crue,
- A la performance des composants de l'ouvrage et des organisations qui y contribuent.
- Ainsi, les scénarios de défaillance dépendent directement de ces deux éléments, qu'il convient d'évaluer en termes d'occurrence.

Si la probabilité d'occurrence d'une crue peut être relativement bien quantifiée, le risque d'une défaillance des digues selon les différents modes identifiés ne peut être approché que de façon qualitative (« à dire d'expert »). Toutefois, il a paru intéressant de tenter d'associer une probabilité arbitraire aux différentes situations rencontrées, de façon à pouvoir comparer les différents scénarios.

7.4.1.4.2 Probabilité d'occurrence des crues

De manière générale, les crues se caractérisent par leur probabilité d'occurrence. Ainsi, une crue centennale par exemple se définit statistiquement comme une crue ayant une probabilité d'apparition une année de 1/100 en termes de débit.

Une probabilité de 1 % par an signifie que l'événement a une chance de se produire sur une année et deux chances sur trois de se produire sur 100 ans continus « PPR risques d'inondation – guide méthodologique – (page 51) » [48].

Cependant, il ne faut pas oublier que même si cet événement s'est produit une année, il aura une probabilité de 1 % de se reproduire l'année suivante.

En d'autres termes, la désignation centennale ou décennale caractérise une fréquence d'apparition de la crue chaque année, mais ne renseigne pas sur la durée qui sépare deux événements.

Pour l'étude des scénarios de défaillance, nous utiliserons les probabilités d'occurrence des crues suivantes :

- Crue centennale (T=100 ans), soit une probabilité de 1/100 ou 0,01 ou 10^{-2}

- Crue de période de retour 375 ans, soit une probabilité de 1/375 ou $2.67 \cdot 10^{-3}$
- Crue cinq-centennale (T = 500 ans), soit une probabilité de 1/500 ou $2 \cdot 10^{-3}$
- Crue millénaire (T=1 000 ans), soit une probabilité de 1/1 000 ou 10^{-3}

7.4.1.4.3 Probabilité d'occurrence des risques de défaillance

D'autre part, il s'agit de définir la probabilité d'occurrence des risques de défaillance pouvant affecter les ouvrages d'endiguement (surverse, rupture...).

Cette probabilité d'occurrence des scénarios de défaillance est approchée de façons analytique et probabiliste.

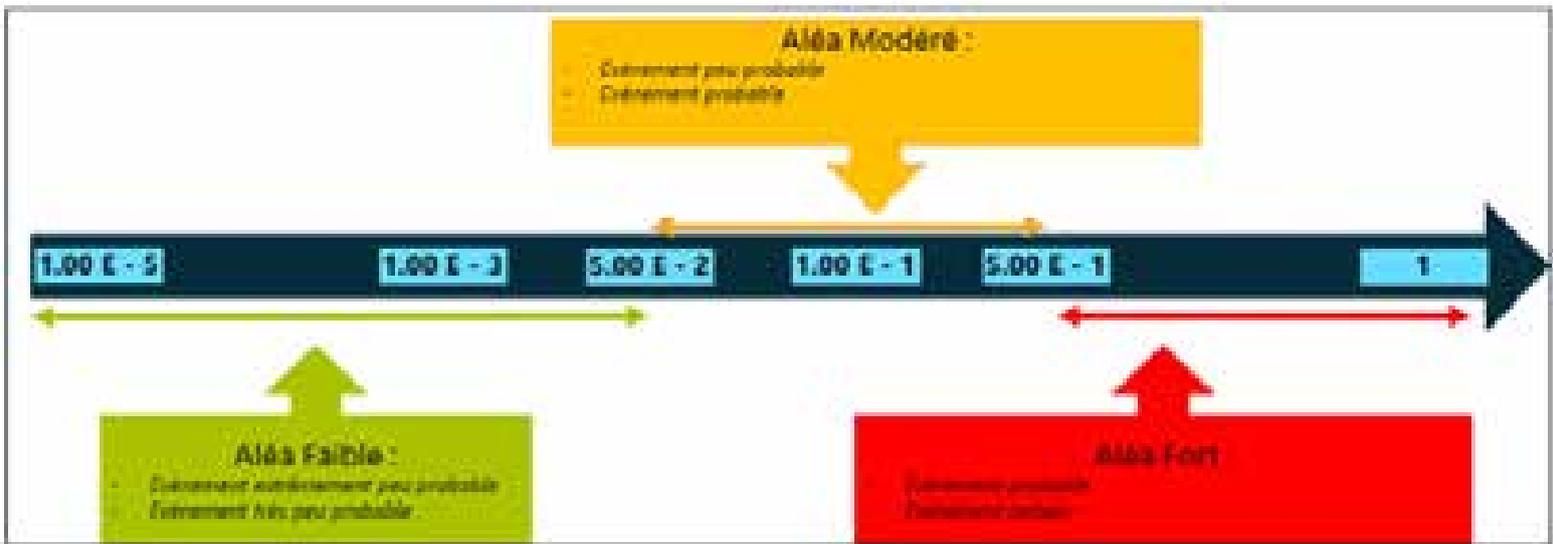
De façon analytique par avis d'expert, en tenant compte des informations disponibles sur l'ouvrage et du retour d'expérience sur des événements similaires ayant affectés d'autres ouvrages (bibliographie).

La grille utilisée pour caractériser la probabilité des défaillances est tirée de l'arrêté ministériel du 29 septembre 2005 relatif à l'évaluation et à la prise en compte de la probabilité d'occurrence, de la cinétique, de l'intensité des effets et de la gravité des conséquences des accidents potentiels dans les études de danger des installations classées soumises à autorisation :

Tableau 32 : Définition des évènements

E	D	C	B	A
Évènement extrêmement peu probable	Évènement très peu probable	Évènement peu probable	Évènement probable	Évènement certain
N'est pas impossible au vu des connaissances actuelles, mais non rencontré au niveau mondial sur un très grand nombre d'années d'observations	S'est déjà produit sur ce type d'ouvrage mais a fait l'objet de mesures correctives réduisant significativement sa probabilité	Un évènement similaire déjà rencontré sur ce type d'ouvrage au niveau mondial sans que les éventuelles corrections intervenues depuis apportent une réduction significative de sa probabilité	S'est produit et/ou peut se produire pendant la durée de vie de l'ouvrage	S'est produit sur l'ouvrage considéré et/ou peut se produire à plusieurs reprises pendant la durée de vie de l'ouvrage malgré d'éventuelles mesures correctives

Une probabilité arbitraire a été affectée à chacune de ces classes. Les valeurs sont fixées de façon à rester cohérente avec la notion probabiliste de « période de retour » pour les crues.

Tableau 33 : Probabilités de défaillance


7.4.1.4.4 Identification des modes de défaillance envisageables

Cette étape passe par l'Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets (AMDE) du système d'endiguement. Celle-ci permet de passer de l'analyse fonctionnelle de chacun des profils en travers types de digue à la détermination des scénarios de défaillance qui lui sont attachés. Il s'agit pour cela d'identifier les potentialités de défaillance d'un ou de plusieurs composants géotechniques qui conduirait le système d'endiguement à ne plus satisfaire ses fonctions hydrauliques (identifiées lors de l'analyse fonctionnelle hydraulique). Cette étape correspond à l'identification des Evènement Initiateurs Intrinsèques (EII).

Les interactions possibles entre les différents composants géotechniques doivent être étudiées afin, théoriquement, d'aboutir à l'identification exhaustive de tous les scénarios de défaillance possibles.

Les modes de défaillance ont été qualifiés par leur mécanisme initial. Ils mettent en évidence le plus souvent plusieurs mécanismes de détérioration.

7.4.1.4.5 Identification et caractérisation des potentiels de danger

La fonction principale d'une digue de protection contre les inondations est de contenir les eaux d'une rivière afin d'empêcher la submersion d'une partie du lit majeur occupé par des enjeux particuliers.

Les potentiels de dangers relatifs au système d'endiguement de Juvignac résultent principalement de l'irruption accidentelle d'eau dans la zone protégée. Les situations d'entrée d'eau, par ordre de gravité décroissante, sont les suivantes :

- Ouverture d'une brèche, partielle ou totale, sur un tronçon de digue,
- Surverse sans brèche sur un tronçon de digue,
- Dysfonctionnement des clapets anti-retour des canalisations traversant les digues.

D'autres phénomènes, qui ne sont pas directement liés aux digues, peuvent être responsables d'inondations dans la zone protégée :

- Inondation de la zone protégée par d'autres cours d'eau ou par ruissellement pluvial,
- Remontée de nappe dans la zone protégée.

Ouverture d'une brèche partielle ou totale sur un tronçon de digue

La libération d'eau dans la zone protégée, en cas de brèche dans le système d'endiguement, sera d'autant plus violente que le niveau d'eau devant la digue sera haut par rapport au niveau des terrains côté zone protégée. La hauteur d'une digue est définie par la dénivellation entre la crête de la digue et le niveau du terrain naturel côté zone protégée à proximité.

L'ouverture d'une brèche sur un tronçon de digue constitue une situation potentiellement dangereuse, car elle conduirait à une inondation d'une intensité forte en arrière immédiat de la digue en cas de brèche.

La libération de l'eau serait brutale, les vitesses des écoulements libérés seraient importantes, ce qui induirait une mobilisation des matériaux du corps de digue, de la fondation de l'ouvrage et du terrain naturel côté zone protégée, entraînant la création d'une fosse d'érosion.

La partie de la zone protégée située en arrière immédiat de la digue est, de fait, considérée comme une zone de dangers extrêmes du fait de la dissipation d'énergie de la brèche.

En arrière de brèches historiques connues sur d'autres cours d'eau en France (la Loire notamment), on constate la présence de fosses d'érosion d'une étendue et d'une profondeur telle que la résistance d'un bâtiment, même solide, est improbable.

Surverse sans brèche au-dessus de la crête d'un tronçon de digue

Les surverses sans brèche représentent un danger relativement faible au regard de la situation précédemment décrite dans laquelle une brèche apparaît. En effet, l'écoulement se trouve limité à la lame d'eau dépassant la crête de l'ouvrage et s'apparente à un « simple » débordement de cours d'eau vers la zone protégée.

Cependant, il est courant qu'une telle situation évolue rapidement vers la création d'une brèche totale ou partielle du fait de l'action érosive des écoulements sur l'ouvrage et son pied côté zone protégée, a fortiori si l'ouvrage n'est pas conçu pour être résistant à la surverse (cas des digues en terre, notamment). Dans ce cas, le scénario deviendrait celui de la brèche, décrit ci-avant.

Entrée d'eau par les canalisations traversant la digue

Les digues constituant le système d'endiguement sont traversées par plusieurs ouvrages, notamment pour ressuyer les terrains situés à l'arrière des digues. Les ouvrages traversant les digues du système d'endiguement sont tous munis de clapets anti-retour, mais ceux-ci pourraient ne pas fonctionner correctement.

Ces ouvrages mobiles seront fréquemment contrôlés. Par ailleurs, les ouvrages de rétablissement de fossés pluviaux sont majoritairement équipés de grilles anti-embâcles côté amont (zone protégée), permettant de limiter fortement le risque d'obstruction des clapets. La probabilité d'entrée d'eau via les ouvrages traversants est donc très faible.

Par ailleurs, les débits en cause en cas de non fermeture partielle ou totale des clapets anti-retour ou vannes martelières restent faibles et limités à la capacité de la canalisation. Ce phénomène peut avoir des conséquences localement notables mais qui restent limitées notamment vis-à-vis des autres potentiels de danger.

Inondation par d'autres cours d'eau ou par le ruissellement pluvial

La présence du système d'endiguement limite voire empêche l'évacuation des apports d'eau issus de la zone protégée.

Toutefois, en cas de crue importante, pouvant être ou non concomitante avec une crue de la Mosson, des inondations de la zone protégée peuvent être observées, notamment si le réseau pluvial ne peut trouver d'exutoire dans la Mosson (niveau d'eau trop haut dans la Mosson pour assurer la vidange du réseau).

Ce phénomène reste toutefois relativement limité au regard des caractéristiques et des temps de réponse des bassins versant en jeu.

Inondation par remontée de nappe

Le secteur d'étude est théoriquement concerné par le risque de remontée de nappe (Cf. Chapitre 4.3), même si aucune information historique ne vient confirmer cette sensibilité.

Ce type d'inondation est difficilement quantifiable. Il s'agit toutefois de phénomènes relativement lents, et dont les conséquences sont a priori limitées aux parties basses des zones protégées.

Les hauteurs d'eau et vitesses d'écoulement attendues restent limitées. On peut noter que l'on observe souvent un décalage temporel entre le pic de la crue fluviale et la remontée de nappe.

7.4.1.5 Les différents mécanismes de rupture des digues en remblai

Les modes de défaillance représentant un risque pour la stabilité d'une digue en remblai sont les suivants :

- Rupture par surverse,
- Rupture par érosion externe :
 - Défaut du parement (érosion de surface du parement amont),
 - Affouillement du pied de protection,
- Rupture par érosion interne
 - Suffusion,
 - Erosion de contact,
 - Erosion de conduit,
 - Erosion régressive,
- Rupture par glissement d'ensemble :
 - Côté terre,
 - Côté rivière

■ Dysfonctionnement d'un ouvrage hydraulique.

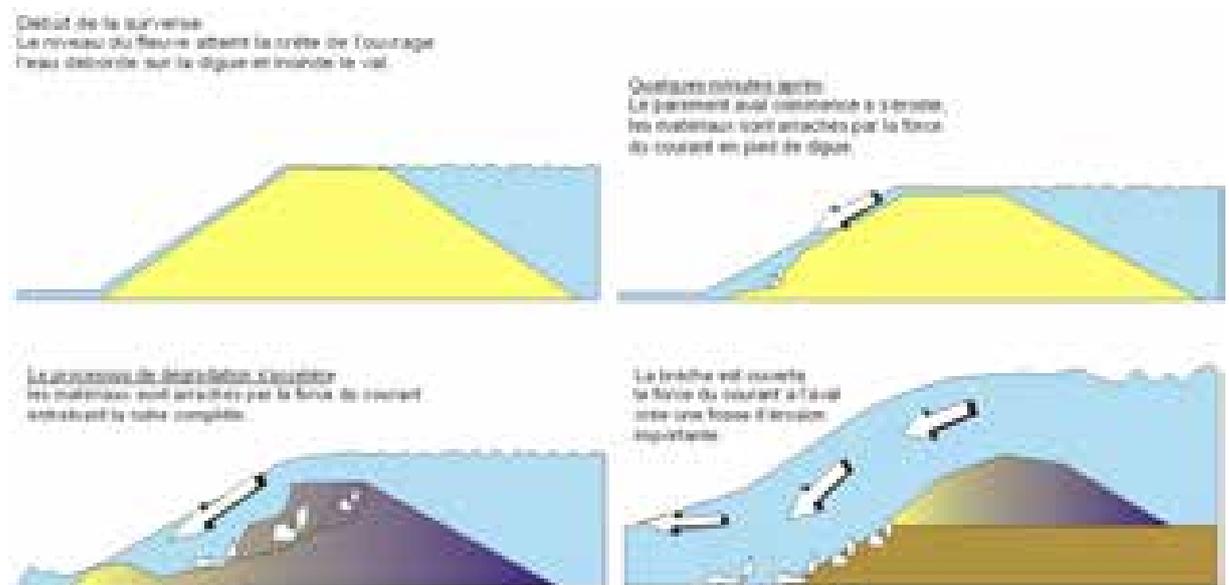
Rupture par surverse

■ **Description du phénomène**

La surverse ou le débordement des eaux du cours d'eau par-dessus une digue en limon même enherbée, provoque rapidement une érosion régressive sur le talus aval de digue ou talus côté terre et conduit généralement à la formation d'une brèche et à une rupture de digue.

La surverse se produit en premier lieu au droit de points bas ponctuels de la crête de digue. Ci-après l'illustration de ce phénomène.

Figure 148 : Mécanisme de rupture de digue par surverse

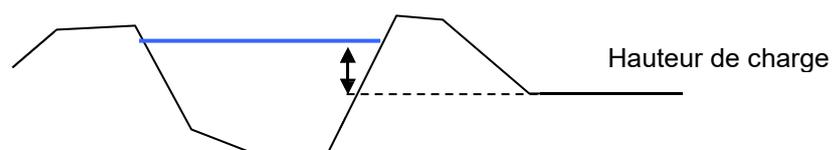


■ **Facteurs de sensibilité**

Les facteurs de sensibilité associés à cette défaillance sont :

- L'importance de la crue : hauteur de charge,

La hauteur de charge est la différence entre la charge en lit mineur (niveau d'eau) et le niveau du terrain naturel (voir croquis ci-dessous). C'est un paramètre fondamental dans l'appréciation de l'aléa inondation par rupture de digue.



La hauteur de charge est le facteur déclencheur du phénomène de rupture par surverse.

- Le profil en long de la crête : un profil en long irrégulier de la crête de digue avec présence de points bas qui concentrent localement les débits de surverse,
- Les caractéristiques géotechniques : c'est-à-dire le caractère localement plus ou moins sableux des matériaux constitutifs des remblais ainsi que leur hétérogénéité dans la compacité,
- La nature de revêtement côté pleine,
- La nature du revêtement de la crête.

Rupture par érosion externe

■ Description du phénomène

En crue, le pied de berge se dégrade sous l'effet de la vitesse importante de l'eau (1). Des glissements de masse se produisent alors dans les matériaux saturés. Les crues successives aggravent le phénomène jusqu'à ce que le talus devienne abrupt et instable entraînant des glissements par pans (2).

Figure 149 : Mécanisme de rupture de digue par érosion externe

(1)



(2)



Les berges de cours d'eau peuvent être soumises au risque d'érosion par les écoulements. En effet, différents éléments peuvent conduire à l'apparition de vitesses d'écoulement localement importantes, la contrainte de cisaillement engendrée par l'écoulement sur les berges et les digues est importante. Par ailleurs, tout élément saillant se voit appliquer une force allant dans le sens de l'écoulement lié à cette vitesse.

■ Facteurs de sensibilité

Les facteurs de sensibilité associés à cette défaillance sont :

- **La morphologie de la rivière**, la modification naturelle du tracé du cours d'eau : les cours d'eau sont dynamiques, leur lit bouge au cours du temps, ce qui peut inciser de façon très importante les digues sans que le cours d'eau puisse être maîtrisé,
- La durée et l'importance de la crue : hauteur de charge,
- **La vitesse moyenne de l'eau le long du talus** : les digues en bordure immédiate du lit mineur ou situées en zones de rétrécissement du lit mineur sont particulièrement exposées,
- **Les perturbations hydrauliques locales** : dues à des racines d'arbres, piliers de ponts ou constructions sur le parement côté fleuve des digues ou des variations prononcées du cours d'eau. Les perturbations hydrauliques peuvent entraîner des courants et tourbillons avec des vitesses locales plus élevées que la vitesse moyenne sur le linéaire de digue considéré,
- La nature et l'état de la fondation de la digue côté rivière,
- La nature et l'état de la protection de pied de digue côté rivière,
- La nature et l'état de la protection du talus de la digue côté rivière.

De manière générale, l'érosion externe ne se développe que si deux conditions nécessaires sont réunies : l'arrachement des particules et leur transport.

Rupture par érosion interne

■ Description du phénomène

L'érosion interne pouvant conduire à la création d'une brèche résulte des écoulements internes dans le corps de digue ou dans des terrains de fondation pouvant conduire à l'apparition de « renards » en cas de gradient hydraulique important et entraînant les matériaux fins de la digue vers l'extérieur.

Les hétérogénéités de perméabilité dans le corps des digues et des fondations peuvent favoriser des circulations hydrauliques internes.

Selon la charge hydraulique et la nature des matériaux, avec la saturation du corps de digue, le gradient hydraulique peut augmenter fortement et provoquer des écoulements internes. Des infiltrations apparaissent en pied de digue côté terre. L'entraînement des matériaux du corps de digue accentue le phénomène.

L'état de l'art a permis d'établir 4 types de phénomènes d'érosion interne définis comme suit :

- **La suffusion** est entraînée par la migration progressive des particules fines (puis de taille de plus en plus importante) composant le remblai qui, par cet appauvrissement est susceptible de voir sa perméabilité augmenter. Le phénomène peut ainsi s'aggraver jusqu'à arrachements de particules nécessaires à la tenue de l'ouvrage,

- **L'érosion de contact** qui s'initie à l'interface entre un sol fin avec sol grossier. Les particules du sol fin sont alors susceptibles d'être emportées par l'écoulement se produisant à l'interface.
L'appauvrissement en particules fines peut mener à l'ouverture d'un conduit de cheminement hydraulique préférentiel entraînant la rupture de l'ouvrage,
- **L'érosion de conduit** est initiée par la présence de conduits pouvant avoir été réalisés au préalable par des animaux fouisseurs ou la putréfaction de systèmes racinaires. La mise en charge de ces conduits fait d'eux des cheminements préférentiels pour les écoulements internes qui sous l'effet de la vitesse entraîne l'élargissement du conduit par arrachement des particules de sol,
- **L'érosion régressive** est initiée par la convergence de l'ensemble des écoulements internes vers un seul et même point de sortie. Cette convergence entraîne une élévation localisée des vitesses d'écoulement pouvant entraîner l'arrachement de particules en pied aval de digue. De proche en proche, ce phénomène peut conduire à la rupture globale de l'ouvrage. Dans certains cas, ce phénomène est par ailleurs initié par boulangerie, c'est-à-dire que la résurgence de l'écoulement a lieu verticalement en pied de digue pouvant ainsi soulever les sols situés sur la zone.

Ci-après l'illustration de ce phénomène :

Figure 150 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne

Mécanisme du remard hydraulique (ou érosion interne régressive) :

Avec l'augmentation du niveau d'eau amont (H), le remblai se sature progressivement. Le gradient hydraulique (H/L) augmente.



Quelques minutes après :

Le long des lignes de courant préférentiel, un écoulement se crée, générant une petite fuite à l'aval de l'ouvrage.



La fuite est établie :

et des matériaux peu cohésifs du remblai sont entraînés par l'écoulement au débouché de la fuite. Progressivement, le chemin hydraulique se raccourcit, le gradient hydraulique (H/L) augmente et accentue le phénomène.



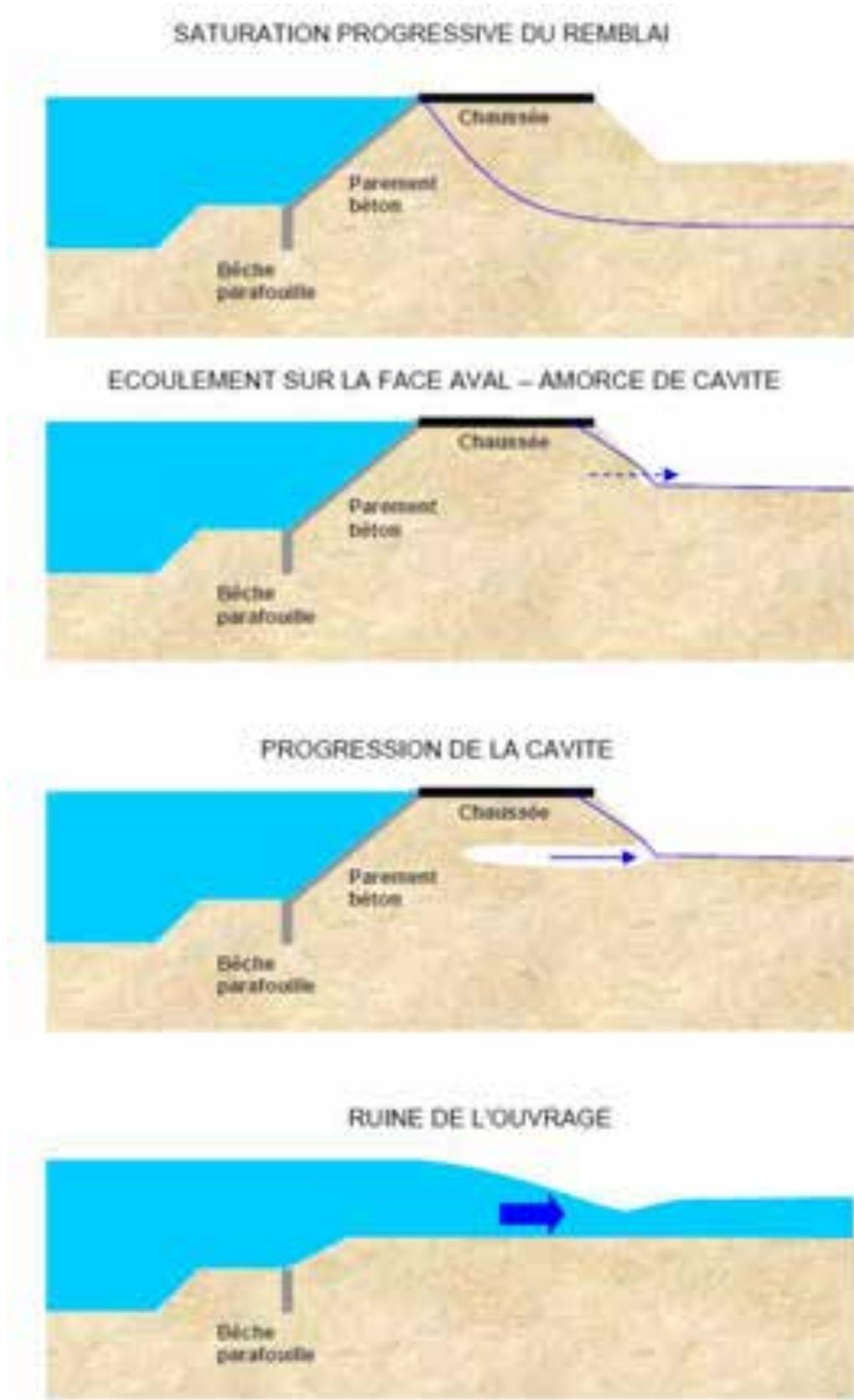
La fuite s'accroît :

les matériaux entraînés par l'eau de fuite laissent un vide, développant une cavité qui se propage vers l'amont et s'élargit à l'aval. La galerie ainsi formée peut traverser entièrement l'ouvrage et conduire à sa ruine en une ou plusieurs crues successives.



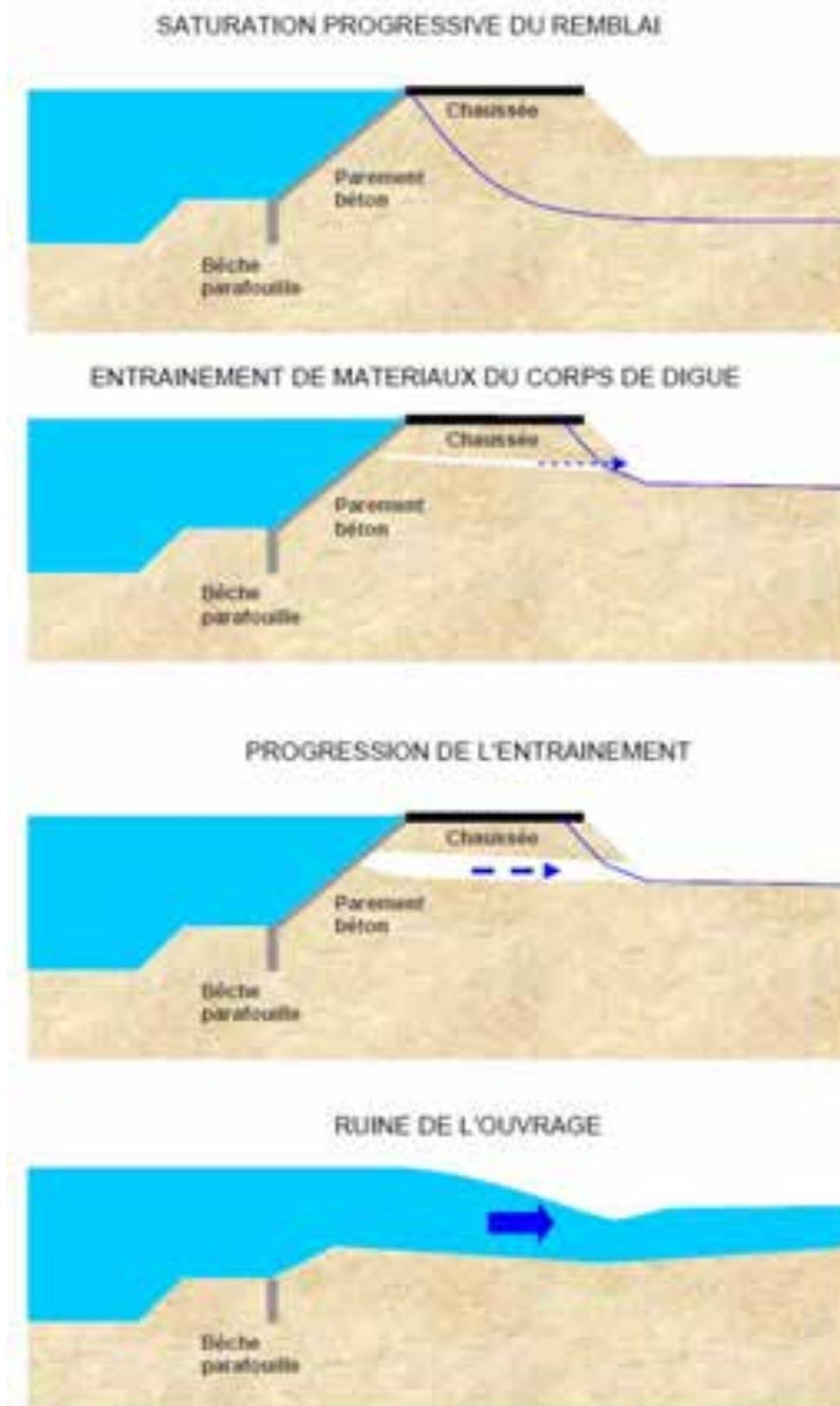
■ Erosion interne – renard ou érosion régressive

Figure 151 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Renard ou érosion régressive



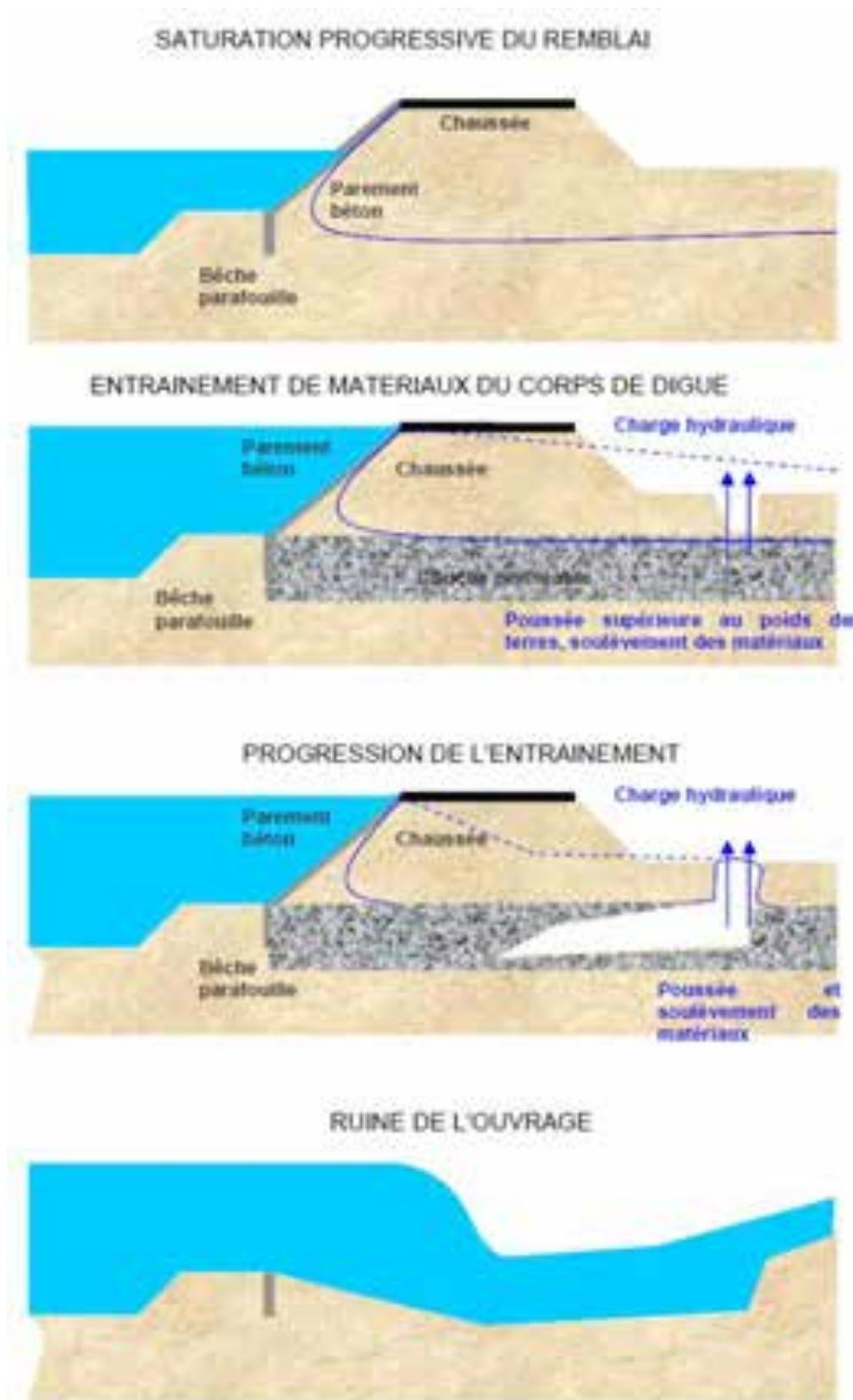
■ Erosion interne – entraînement dans l'ouvrage

Figure 152 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Entraînement dans l'ouvrage



■ Erosion interne – Boullance

Figure 153 : Mécanisme de rupture de digue par érosion interne – Boullance



■ Facteurs de sensibilité

Les facteurs de sensibilité associés à cette défaillance sont :

- L'importance de la crue : hauteur de charge,
- Les caractéristiques géotechniques (dont nature des matériaux constitutifs) : le phénomène est favorisé par l'hétérogénéité dans les couches de matériaux constitutifs du remblai ou de la fondation,
- La présence de zones de circulations préférentielles dans le corps de digue : création possible d'un gradient hydraulique critique provoquant l'érosion interne des sols (entraînement des particules). Le gradient hydraulique critique est le seuil limite à partir duquel les forces d'écoulement dans la digue deviennent suffisantes pour détacher et entraîner des particules fines du sol,
- La présence d'ouvrages traversants : mauvaise étanchéité à la jonction entre remblais et ouvrages transversaux (ex : canalisations et galeries traversant l'ouvrage de part en part, le corps de la levée ou sa fondation),
- Excavations ou galeries dans la levée réduisant la longueur du chemin hydraulique entre amont et aval de la digue (ex : terriers d'animaux fouisseurs, conduits racinaires d'arbres morts, ...).

On distingue dans la cinétique de l'érosion interne conduisant à la rupture de l'ouvrage :

- La phase d'initialisation à déroulement lent, mais pas forcément détectable en l'absence de surveillance en crue,
- La phase conduisant à la rupture se caractérisant par une cinétique rapide (évolution du renard jusqu'à effondrement de la digue).

Rupture par glissement d'ensemble

■ Description du phénomène

La rupture d'ensemble d'une digue, sous la charge hydraulique peut se produire, lorsque plusieurs facteurs sont réunis, notamment :

- Profil de digue étroit avec pente des talus importante,
- Piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et la présence de couches hétérogènes,
- Faible compacité du corps de digue.

Ces trois facteurs peuvent provoquer une instabilité d'ensemble de l'ouvrage et sa rupture possible.

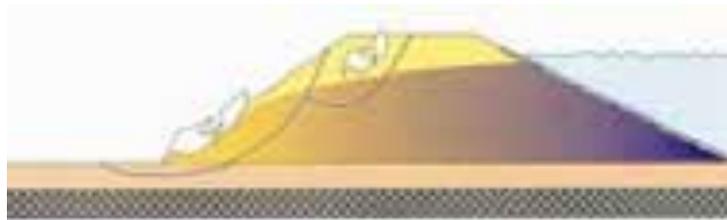
Ci-après l'illustration de ce phénomène :

- La saturation du remblai et la raideur du talus provoquent des ruptures de masse par glissement de talus coté zone protégée,
- La saturation du remblai amoindrit les caractéristiques mécaniques du massif et peut provoquer une rupture de masse par glissement circulaire lors d'une décrue rapide.

■ Côté terre

La saturation du remblai et la raideur du talus provoquent des ruptures de masse par glissement du talus ou basculement de murs de soutènement.

Figure 154 : Mécanisme de rupture de digue par glissement côté terre

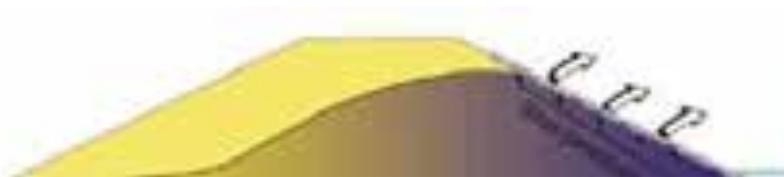


■ Côté rivière

Un deuxième cas de figure peut se produire au moment de la décrue lorsque la digue, suite à un mauvais drainage, reste saturée alors que le niveau du cours d'eau s'est abaissé. Ce mode de défaillance ne provoque pas nécessairement une inondation brutale de la zone protégée.

Ces instabilités sont dues aux sous-pressions qui se développent pendant la période des hautes eaux et se traduisent par la rupture du talus côté rivière ou de son revêtement de protection lors d'une décrue rapide.

Figure 155 : Mécanisme de rupture de digue par glissement côté rivière



Pour les ouvrages en maçonnerie, la rupture sous charge est due au profil étroit des digues (surtout pour ceux en béton armé, les plus récents). Elle est nécessairement brutale et peut résulter d'une erreur de conception (ex : insuffisance du dimensionnement) ou d'un défaut d'exécution (ex : malfaçon dans le ferrailage). La difficulté que présente ce mécanisme est que les témoins de son activité ne s'avèrent pas forcément détectables lors de l'inspection visuelle.

■ Facteurs de sensibilité

Les facteurs de sensibilité associés à cette défaillance sont :

- Le profil de la digue en remblai : un profil de digue étroit avec des pentes de talus fortes (fruits inférieurs à 3H/2V) favorisent ce phénomène,
- La piézométrie : le phénomène est favorisé par une piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et à la présence de couches hétérogènes,
- Les caractéristiques géométriques (dont nature des matériaux constitutifs) : facteur discriminant : une faible compacité ou présence d'une sous-couche argileuse au niveau de la fondation qui peut jouer le rôle de « couche savon ».

Dysfonctionnement d'un ouvrage hydraulique

Deux types de défaillance sont attendus pour un ouvrage traversant :

- Défaillance du système de fermeture (clapet ou vanne) engendrant un refoulement à travers l'ouvrage,
- Rupture de la digue par érosion régressive interne le long de l'ouvrage.

7.4.1.5.1 Autres potentiels de danger

Malveillance

La probabilité d'occurrence d'actes de grande malveillance du type terrorisme, sera supposée négligeable. On ne considèrera que les actes de malveillance concernant les équipements et le génie civil.

Le risque de détérioration des installations sera considéré comme négligeable.

Ce scénario ne sera pas étudié.

Destruction par évènement sismique

La vérification du critère « Liquéfaction du sol de fondation sous sollicitation sismique » est listé dans les recommandations du CFBR pour les barrages et digues en remblai (2015). Ces recommandations du CFBR renvoie directement à un autre rapport dit « MEDDE 2014 ». (Ce rapport est disponible aussi sur le site internet du CFBR).

Le paragraphe 7.5 du rapport « MEDDE 2014 » qui traite des vérifications sismiques à réaliser dans le cadre de la conception d'une digue précise :

« La vérification de la sécurité structurale des digues concerne en priorité la liquéfaction, sachant que ces ouvrages sont établis sur des fondations alluviales souvent sableuses et où la nappe phréatique maintient le plus souvent des conditions de saturation des matériaux.

De ce point de vue, une attention particulière doit être portée aux systèmes de protection où la rivière est "perchée" au-dessus de la plaine. »

Tableau 34 : Exigence de vérification de l'absence de risque potentiel de liquéfaction - Dignes

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	non imposé	non imposé	non imposé	non imposé
2	non imposé	non imposé	non imposé	OUI
3	non imposé	non imposé	OUI	OUI
4	non imposé	OUI	OUI	OUI
5	OUI	OUI	OUI	OUI

Il importe de signaler que cette exigence réglementaire de vérification est un minima qui ne dédouane pas les maîtres d'ouvrage de leur responsabilité d'assumer les risques économiques d'une rupture par liquéfaction. Si le risque économique n'est pas tolérable pour le maître d'ouvrage, il lui incombe alors de le réduire.

La commune de Juvignac est classée en zone de sismicité faible (niveau 2), la vérification de ce critère de stabilité n'est pas exigée.

Ce scénario ne sera pas étudié.

7.4.2 Détermination des scénarios d'inondation et évaluation préliminaire des risques

7.4.2.1 Scénario de défaillance 1 : Rupture par surverse des digues en terre

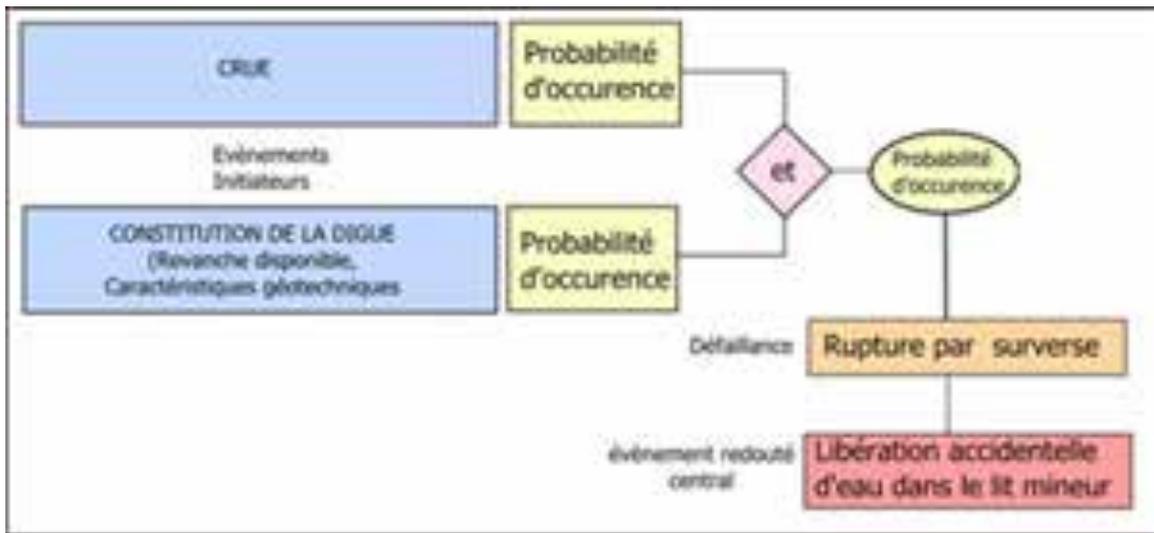
Généralement, les digues en terre ne supportent pas les surverses. Toutefois, la rupture n'est pas absolument certaine, surtout quand la crête est large.

Sur la base des analyses précédentes, les causes potentielles (événements initiateurs endogènes ou exogènes aux ouvrages) sont les suivantes :

- La hauteur de charge devant l'ouvrage et donc l'importance de la crue,
- La surverse sur la crête de l'ouvrage soit la revanche disponible,
- La résistance de la structure de l'ouvrage soit les caractéristiques géotechniques et la nature du revêtement côté plaine (constitution de l'ouvrage).

L'arbre des défaillances pour le scénario de rupture par surverse est le suivant :

Figure 156 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par surverse



- Cotation des événements initiateurs pour le scénario de rupture par surverse :

Le paramètre de la surverse est évalué selon la revanche disponible.

Les critères de cotation du scénario de rupture par surverse dans le cas des digues sont déterminés à dire d'expert en fonction de la revanche disponible avec les seuils présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 35 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par surverse

Cas des digues		
Risque de surverse		
R : Revanche	Aléa	Probabilité
$R \leq 0$	Fort	1
$0 < R < 0.35$	Modéré	1.00 E -01
$0.35 \leq R$	Faible	1.0 E -03

7.4.2.1.1 Etude de probabilité de rupture par secteur

Les secteurs suivants sont protégés vis-à-vis des phénomènes de surverse :

- Tronçon 2 : mur en gabions côté ZP,
- Déversoir du tronçon 3 : crête et coursier côté ZP confortés en gabions.

Aucune des autres digues aménagées dans le cadre des travaux n'est protégée vis-à-vis des phénomènes de surverse.

Les ouvrages en remblai terreux ou argileux sont considérés comme instables vis-à-vis des contraintes importantes générées par un écoulement en surverse.

Cependant :

- La pente des talus à 3H/2V limite les vitesses d'écoulement sur le talus aval en cas de surverse,

7.4.2.1.2 Définition de la probabilité d'occurrence de la surverse

Tableau 36 : Cotation du scénario de défaillance rupture par surverse

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
T1	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻¹
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		1
T1bis	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻¹
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		1
T2	Mur en gabions côté ZP : secteur protégé vis-à-vis du risque de rupture par surverse			
T3 digue	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻¹
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		1
T3 déversoir	Déversoir : crête et coursier côté ZP confortés en gabions : secteur protégé vis-à-vis du risque de rupture par surverse			

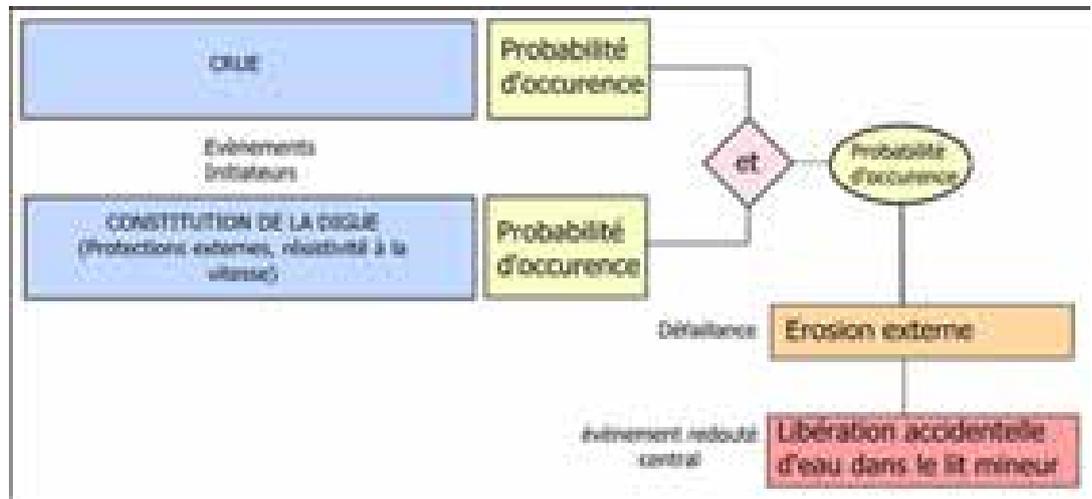
7.4.2.2 Scénario de défaillance 2 : Rupture par érosion externe

Sur la base des analyses précédentes, les causes potentielles (événements initiateurs endogènes ou exogènes aux ouvrages) sont les suivants :

- La hauteur de charge et la vitesse moyenne de l'eau le long du talus : importance de la crue,
- La nature et l'état de protection du talus de la digue côté rivière : constitution de la digue,
- La nature et l'état de protection du pied de talus de la digue côté rivière,
- La morphologie de la rivière, la modification naturelle du tracé du cours d'eau : traitée surtout en prévention,
- Les perturbations hydrauliques locales : traitées surtout en prévention.

L'arbre des défaillances pour le scénario de rupture par érosion externe est le suivant :

Figure 157 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par érosion externe



Le risque d'érosion combine le risque lié à l'érosion fluviale sur le talus côté Mosson et le risque lié à l'affouillement de pied de berges de la Mosson.

7.4.2.2.1 Aléa lié à l'érosion fluviale sur le talus côté Mosson

La grille retenue pour la caractérisation de l'aléa est la suivante :

Tableau 37 : Grille d'aléa érosion externe à partir des vitesses d'écoulement

Protection de talus	Vitesse limite de résistance : V_{limite}
Talus enherbé	2,5 m/s
Enrochements	3,5 m/s
Béton/perré	6 m/s
Aléa	
Faible	Si $V < V_{limite}$
Modéré	Si $V_{limite} < V < 2 \times V_{limite}$
Fort	Si $V > 2 \times V_{limite}$

7.4.2.2.2 Aléa lié à l'affouillement de pied de berges de la Mosson

L'affouillement peut avoir plusieurs origines :

- Affouillement à proximité de singularité de l'écoulement (rétrécissement, culée ou pile de pont, exutoire saillant, etc...),
- Affouillement lié à la courbure de l'écoulement dans les extradoss.

Sur le secteur d'étude, le lit de la Mosson est rectiligne.

Tableau 38 : Grille d'aléa – affouillement de pied de berges de la Mosson

Affouillement de pied	Intrados ou rectiligne	Extrados
Lit vif contre la protection	Modéré	Fort
Risberme non stabilisée	Faible	Modéré
Risberme stabilisée (*)	Faible	Faible

(*) sous réserve de la continuité et du bon état de la risberme

7.4.2.2.3 Aléa résultant

Pour un tronçon rectiligne de cours d'eau :

Tableau 39 : Aléa érosion externe résultant

Vitesse dans le cours d'eau	Lit vif contre protection	Risberme non stabilisée	Risberme stabilisée (*)
$V < V_{\text{limite}}$	Faible	Faible	Faible
$V_{\text{limite}} < V < 2 \times V_{\text{limite}}$	Modéré	Modéré	Modéré
$V > 2 \times V_{\text{limite}}$	Fort	Fort	Fort

(*) sous réserve de la continuité et du bon état de la risberme

Tableau 40 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par érosion externe

Cas des digues	
Risque de rupture par érosion externe	
Aléa	PROBABILITE
Fort	1
Modéré	1.0 E -01
Faible	1.0 E -03

7.4.2.2.4 Etude de la probabilité de rupture par secteur

Au stade AVP, seul le tronçon de digue situé au droit de la parcelle BM189 est conforté côté Mosson par des enrochements liés. Les autres tronçons ne possèdent pas de protection de talus en enrochements liés, toutefois, les vitesses d'écoulement restent inférieures à 2.50 m/s.

7.4.2.2.5 Définition de la probabilité de rupture par secteur

Tableau 41 : Cotation du scénario de défaillance rupture par érosion externe

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Vitesse d'écoulement (m/s)	Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
T1	Q ₁₀₀	10 ⁻²	1.61 à 1.78		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³	1.77 à 1.94		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³	1.68 à 1.84		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³	1.67 à 1.84		10 ⁻³
T1bis	Q ₁₀₀	10 ⁻²	1.78 à 1.85		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³	1.94 à 1.99		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³	1.84 à 1.89		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³	1.84 à 1.89		10 ⁻³
T2	Q ₁₀₀	10 ⁻²	1.85 à 2.25		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³	1.99 à 2.43		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³	1.89 à 2.31		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³	1.89 à 2.31		10 ⁻³
T3 digue	Q ₁₀₀	10 ⁻²	1.58 à 2.25		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³	1.71 à 2.43		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³	1.73 à 2.31		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³	1.86 à 2.31		10 ⁻³
T3 déversoir	Q ₁₀₀	10 ⁻²	1.49		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³	1.77		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³	1.80		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³	1.92		10 ⁻³

L'absence de risque vis-à-vis de l'érosion externe sera confirmée en phase PROJET.

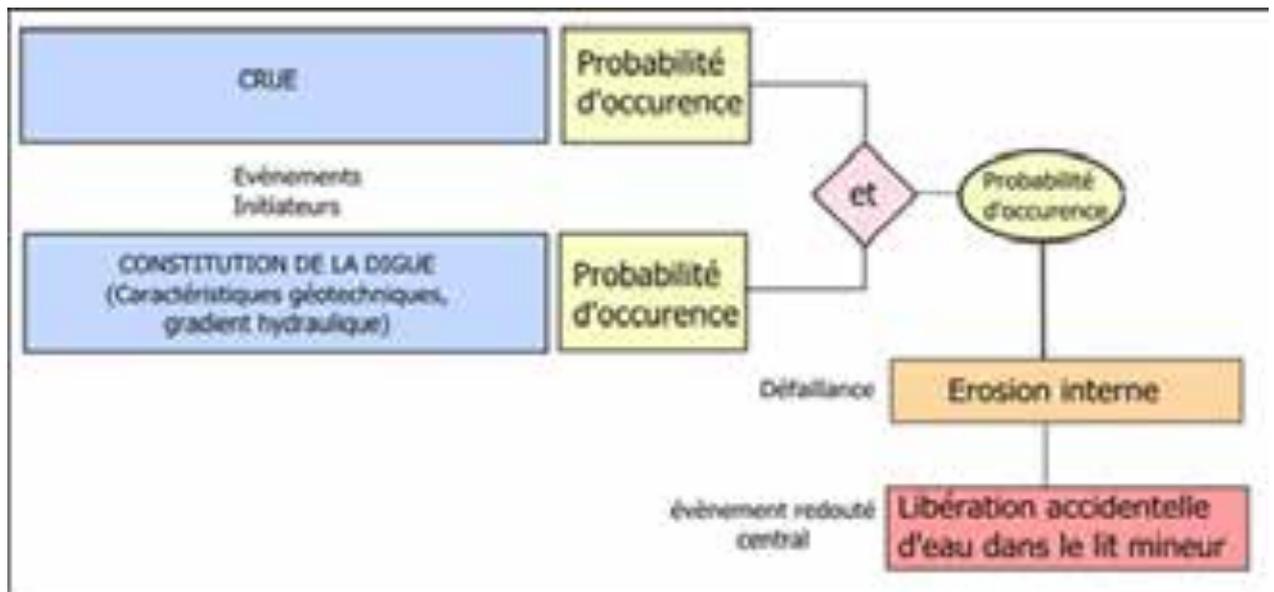
7.4.2.3 Scénario de défaillance 3 : Rupture par érosion interne

Sur la base des analyses précédentes, les causes potentielles (événements initiateurs endogènes ou exogènes aux ouvrages) sont les suivantes :

- La hauteur de charge devant les ouvrages et donc l'importance de la crue,
- Les caractéristiques géotechniques et la présence de zones de circulations préférentielles dans le corps de la digue (gradient critique) : constitution de la digue,
- La présence d'ouvrages traversants : traitée en prévention,
- Excavations ou galeries dans la levée : traitées en prévention.

L'arbre de défaillance pour le scénario de rupture par érosion interne est le suivant :

Figure 158 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par érosion interne



■ Cotation des évènements initiateurs pour le scénario de rupture par érosion interne :

De manière générale, l'évaluation de l'aléa érosion interne est basée sur un critère hydraulique : le gradient hydraulique critique. Il s'agit du seuil limite à partir duquel les forces d'écoulement dans la digue deviennent suffisantes pour détacher et entraîner des particules fines du sol conduisant à la formation d'un renard hydraulique (régressif) ou au début d'un processus de suffusion.

L'étude géotechnique G2 AVP montre que, pour la crue considérée, relativement rapide, et la géométrie de la digue, même avec une perméabilité de 10^{-4} m/s l'eau est loin de saturer la digue jusqu'au côté terre, même partiellement. De ce point de vue, les calculs G2 AVP en l'état indiquent a priori qu'il n'y a pas de risque d'érosion interne ou de saturation côté terre, générant un risque de glissement à la vidange rapide.

Globalement, les gradients calculés peuvent être localement importants, sans atteindre le gradient critique (1).

On considérera que jusqu'au niveau de danger, l'aléa érosion interne est faible.

Les critères de cotation du scénario de rupture par érosion interne sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 42 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par érosion interne

Cas des digues	
Risque de rupture par érosion interne	
Aléa	PROBABILITE
Fort	1
Modéré	1.00E-01
Faible	1.00E-03

7.4.2.3.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur

Globalement, les gradients calculés peuvent être localement importants, sans atteindre le gradient critique (1).

Tableau 43 : Localisation et valeurs des gradients maximum calculés en G2 AVP

Cas de calcul	T3 déversoir	T3 courant	T2	T1 – T1bis
Décru	Talus digue côté rivière 0.83	Talus digue côté rivière 0.77	Talus côté rivière 0.75	Talus digue côté rivière 0.08
Décru	Pied de talus digue côté rivière 0.74	Pied de talus digue côté rivière 0.8	Pied de talus digue côté rivière 0.4	
Décru		Talus Mosson 0.3	Talus Mosson 0.4	Talus Mosson 0.11

7.4.2.3.2 Définition de la probabilité de rupture par secteur

Tableau 44 : Cotation du scénario de défaillance rupture par érosion interne

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
T1	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻¹
T1bis	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻¹
T2	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻¹
T3 digue	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻¹
T3 déversoir	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻¹

7.4.2.4 Scénario de défaillance 4 : Rupture par glissement d'ensemble

L'aléa glissement de talus est un mécanisme de rupture entraîné par une instabilité d'ensemble de l'ouvrage. Il est caractérisé par un glissement généralisé du talus amont ou aval.

Dans le cas d'un glissement du talus amont, le phénomène est observé lors de la décrue, phase durant laquelle la diminution de la charge sur l'ouvrage entraîne une décompression et un lessivage des matériaux constitutifs des talus.

Dans le cas d'un glissement du talus aval, la piézométrie importante dans le remblai lors de la mise en charge maximale de l'ouvrage peut entraîner un glissement d'ensemble des talus à forte pente, ce qui peut engendrer une brèche au plus fort de la crue.

Sur la base des analyses précédentes, les causes potentielles (événements initiateurs endogènes ou exogènes aux ouvrages) sont les suivantes :

- La hauteur de charge devant les ouvrages et donc l'importance de la crue,
- Les caractéristiques géotechniques (nature des matériaux constitutifs) : constitution de la digue,
- Le profil de la digue en remblai : constitution de la digue,

L'arbre de défaillance pour le scénario de rupture par glissement d'ensemble est le suivant :

Figure 159 : Arbre de défaillance – scénario de rupture par glissement d'ensemble

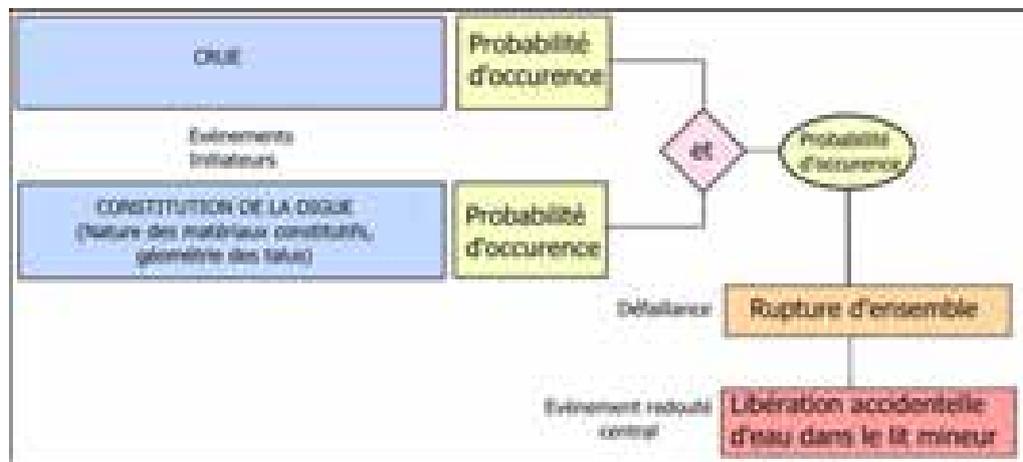


Tableau 45 : Probabilité d'occurrence du scénario de défaillance rupture par glissement d'ensemble

Cas des digues	
Risque de rupture par glissement d'ensemble	
Aléa	PROBABILITE
Fort	1
Modéré	1.00E-01
Faible	1.00E-03

7.4.2.4.1 Etude de la probabilité de rupture par secteur

Pour le niveau correspondant à la crête de digue, au stade de l'AVP, les calculs de stabilité ne sont pas favorables sur tous les tronçons. Quelques rares cas de coefficients de sécurité proches ou inférieurs à l'objectif. Il s'agit respectivement :

- De la décrue côté rivière pour les tronçons T2 et T1,
- Du côté terre en crue régime permanent pour le tronçon T3 déversoir,

Les calculs de stabilité seront repris au stade PROJET et l'ensemble des techniques de dimensionnement des ouvrages de protection permettra de satisfaire les calculs de stabilité au grand glissement et au glissement de talus sur l'ensemble des tronçons.

L'étude de probabilité de rupture par secteur réalisée ci-dessous a été réalisée en prenant en considération les futurs calculs de stabilité qui seront effectués au stade PROJET et qui permettront de valider la stabilité de l'ensemble des tronçons.

7.4.2.4.2 Etude de la probabilité de rupture par secteur

Tableau 46 : Cotation du scénario de défaillance rupture par glissement d'ensemble

Tronçon	Gammes de crue et occurrence		Aléa retenu	Probabilité d'occurrence associée
T1	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻³
T1bis	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻³
T2	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻³
T3 digue	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻³
T3 déversoir	Q ₁₀₀	10 ⁻²		10 ⁻³
	Q ₃₇₅	2.67 10 ⁻³		10 ⁻³
	Q ₅₀₀	2 10 ⁻³		10 ⁻³
	2014 + 50 cm	10 ⁻³		10 ⁻³

7.4.2.5 Synthèse des scénarios de défaillance

Tableau 47 : Synthèse des scénarios de défaillance

Tronçon	Rupture par surverse	Rupture par érosion externe	Rupture par érosion interne	Rupture par glissement
T1	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ , 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻¹ en Q ₅₀₀ 1 pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻¹ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm
T1bis	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ , 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻¹ en Q ₅₀₀ 1 pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀

Tronçon	Rupture par surverse	Rupture par érosion externe	Rupture par érosion interne	Rupture par glissement
		10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻¹ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm
T2	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻¹ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm
T3 digue	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ , 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻¹ en Q ₅₀₀ 1 pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻¹ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm
T3 déversoir	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻¹ pour 2014 + 50 cm	10 ⁻³ en Q ₁₀₀ 10 ⁻³ en Q ₃₇₅ 10 ⁻³ en Q ₅₀₀ 10 ⁻³ pour 2014 + 50 cm

1 pour 2014 + 50 cm : Probabilité supérieure à 50%

A l'issue de cette analyse, nous retiendrons trois scénarios de défaillance structurelle du système d'endiguement de Juvignac :

- Scénario 3.1 sur le tronçon T1 : rupture progressive de la digue sur une largeur de 20 m, pour une crue de la Mosson de 520 m³/s,
- Scénario 3.2 sur le tronçon T2 : rupture progressive de la digue sur une largeur de 20 m, pour une crue de la Mosson de 520 m³/s,
- Scénario 3.3 sur le tronçon T3 : rupture progressive de la digue sur une largeur de 20 m, pour une crue de la Mosson de 520 m³/s.

7.4.3 Synthèse sur la performance du système d'endiguement

7.4.3.1 Niveaux de sûreté et de danger

L'analyse de risques a permis d'évaluer la probabilité de défaillance des digues du système d'endiguement suivant différents mécanismes. Elle a démontré la résistance mécanique des digues jusqu'au niveau de protection (probabilité de rupture inférieure à 5 %) pour les différents mécanismes de rupture. La probabilité de rupture de chaque tronçon homogène est disponible dans le Tableau 47 : Synthèse des scénarios de défaillance ci-dessus.

Les hauteurs d'eau qui définissent les niveaux de protection, de sûreté et de danger sont calculés en 2 points différents, à savoir :

- sur la digue au droit du déversoir de sécurité ;
- au niveau de la station de mesures projetés (amont RN109).

Du fait de la différence de section d'écoulement entre ce point de la digue et le passage sous le pont de la RN109, les hauteurs d'eau calculées en ces 2 points n'évoluent pas de la même manière et diffèrent en valeurs.

La correspondance entre ces niveaux servira au gestionnaire pour organiser sa surveillance du système d'endiguement en période de crue.

Figure 160 : Localisation des lieux de référence pour les cotes d'eau



Les tableaux ci-dessous synthétisent les niveaux de sûreté (associé à une probabilité maximale de défaillance de 5 %) et de danger (associé à une probabilité maximale de défaillance de 50 %).

Tableau 48 : Niveaux de sûreté des digues du système d'endiguement

Niveau de sûreté	Période de retour de la crue	Débit correspondant (m ³ /s)	Cote d'eau sur la digue au droit du déversoir (m NGF)	Cote d'eau à la station de mesure en amont du pont de la RN109 (m NGF)
Tronçon 1	375 ans	460	32.70	32.09
Tronçon 1 bis	375 ans	460	32.70	32.09
Tronçon 2	500 ans	485	32.90	32.3
Tronçon 3	375 ans	460	32.70	32.09
Tronçon 3 bis	500 ans	485	32.90	32.3

Tableau 49 : Niveaux de danger des digues du système d'endiguement

Niveau de danger	Période de retour de la crue	Débit correspondant (m ³ /s)	Cote d'eau sur la digue au droit du déversoir (m NGF)	Cote d'eau à la station de mesure en amont du pont de la RN109 (m NGF)
Tronçon 1	2014 + 0.50 m	520	33.09	32.35
Tronçon 1 bis	2014 + 0.50 m	520	33.09	32.35
Tronçon 2	Pas de risque de rupture > 50%			
Tronçon 3	2014 + 0.50 m	520	33.09	32.35
Tronçon 3 bis	Pas de risque de rupture > 50%			

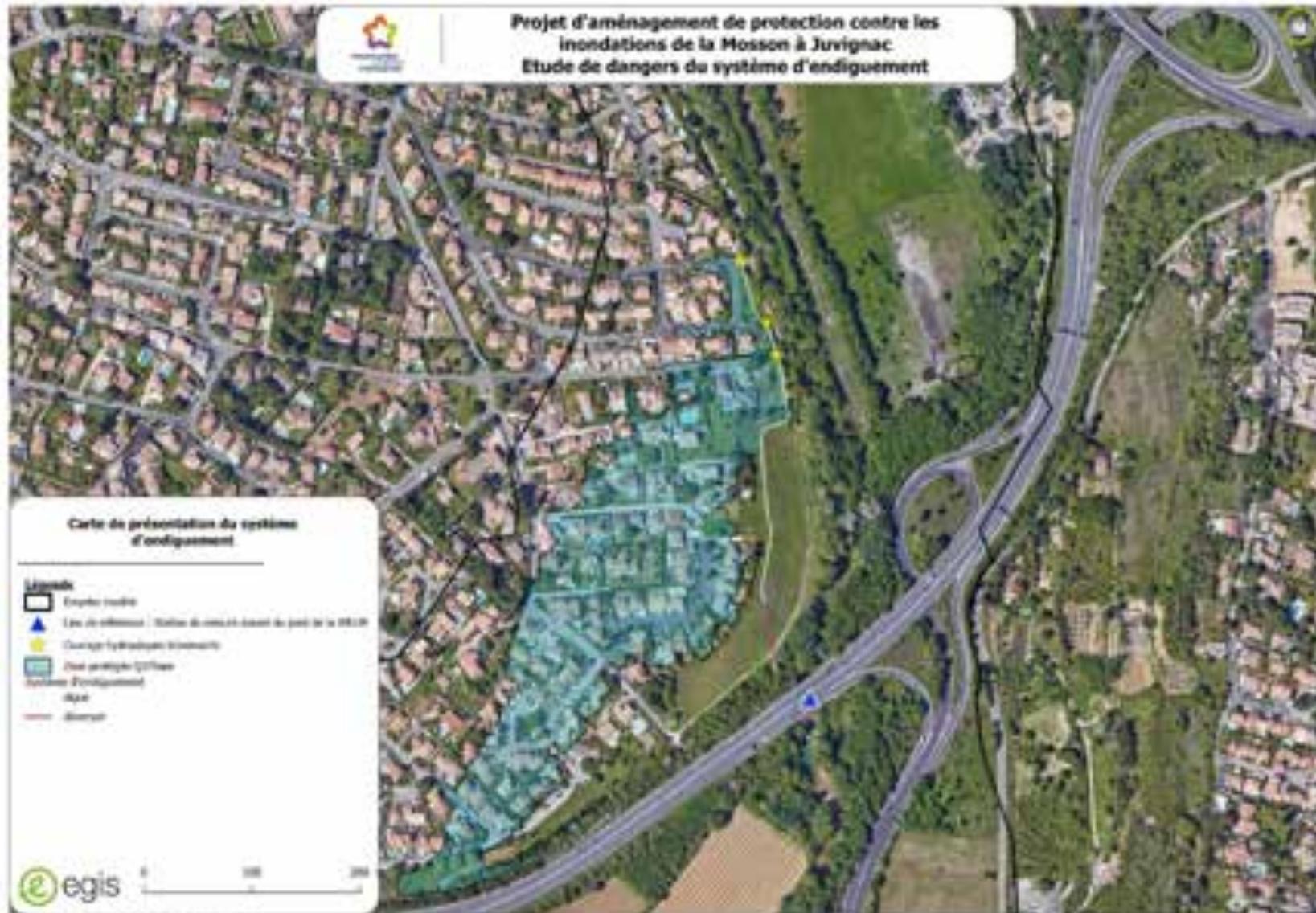
7.4.3.2 Niveau de protection du système d'endiguement

Le niveau de protection retenu pour le système d'endiguement de Juvignac correspond à la cote du déversoir (2014 + 0.15 m), soit :

Tableau 50 : Niveau de protection des ouvrages

Système de protection	Niveau de protection	Débit correspondant (m ³ /s)	Cote d'eau sur la digue au droit du déversoir (m NGF)	Cote d'eau à la station de mesure en amont du pont de la RN109 (m NGF)
Juvignac	375 ans	460	32.70	32.09

Figure 161 : Synthèse du niveau de protection du système d'endiguement – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF



7.4.3.3 Rappel de la réglementation

Les dispositions du R214-119-3 s'appliquant à ce projet de système d'endiguement, il convient de confirmer que ce dernier possède une stabilité pour une crue de la Mosson d'une période de retour 50 ans.

Le diagnostic approfondi ci-dessus confirme la stabilité de l'ouvrage pour la crue 375 ans, ainsi pour 50 ans, la stabilité de l'ouvrage est confirmée.

7.5 Analyse des moyens mis en œuvre pour assurer l'entretien, la surveillance et les réparations courantes des ouvrages

7.5.1 Organisation du gestionnaire

Le gestionnaire du système d'endiguement de Juvignac est Montpellier Méditerranée Métropole.

Le service en charge de la gestion des ouvrages est le Service Risques Pluvial et Inondation au sein de la Direction de l'Eau et de l'Assainissement.

Le gestionnaire assure notamment :

- La tenue du dossier d'ouvrage,
- L'inspection des digues à une fréquence régulière,
- L'entretien régulier de la végétation selon les saisons et les besoins,
- La réalisation de visites post-crués,
- La réalisation des Visites Techniques Approfondies.

7.5.2 Dossier d'ouvrage

Un dossier d'ouvrage est tenu par MMM. Il répertorie les plans à jour des ouvrages, les compte-rendus des Visites Techniques Approfondies ainsi que les rapports de surveillance post-crue.

7.5.3 Consignes d'entretien et de surveillance du système d'endiguement

Les consignes écrites ont été rédigées et sont appliquées par MMM sur les digues qu'il gère.

Elles sont consultables en Annexe n° 10.

Ce document fixe les instructions de surveillance de chaque ouvrage en toutes circonstances. Il permet ainsi de répondre aux exigences réglementaires en matière de suivi et d'entretien des ouvrages classés pour la sécurité hydraulique.

La surveillance des ouvrages permet de détecter et de réparer les désordres afin d'assurer le fonctionnement correct de ces derniers.

7.5.3.1 Surveillance périodique hors crue

Le décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 impose au propriétaire et à l'exploitant d'une digue, l'entretien régulier et la surveillance de son ouvrage.

Cette surveillance, réalisée par le gestionnaire des ouvrages, est réalisée avec une fréquence :

- Trimestrielle pour assurer l'entretien courant des ouvrages et programmer les opérations de débroussaillage,

- Annuelle : cette visite consiste en une inspection méthodique réalisée par un agent ayant une bonne connaissance de l'ouvrage. Cette visite permet le cas échéant de définir les réparations inhérentes aux éventuelles dégradations.

Il est à noter que les ouvrages hydrauliques annexes sont vérifiés de manière régulière par les services de la Direction de l'Action Territoriale de MMM et la Ville de Juvignac afin de prévenir la formation de dépôts ou d'embâcles et garantir leur fonctionnement (vérification mensuelle des organes mobiles).

L'ensemble du linéaire des digues est parcouru lors des visites périodiques. Les consignes précisent, pour chacune des digues et tronçon par tronçon, les ouvrages et points spécifiques à vérifier.

Des fiches de visites sont réalisées pour chacun des ouvrages. Un modèle est fourni en annexe des consignes.

7.5.3.2 Surveillance post-crue

Les épisodes de crues sont considérés dès lors que le débit de la Mosson atteint 50 m³/s, ou que la pluviométrie locale atteint 100 mm.

Après le passage des crues, les services du gestionnaire, la Direction de l'Action Territoriale et de la ville de Juvignac effectueront une visite d'inspection. Le cas échéant, le gestionnaire programmera au plus vite des travaux de réparation et de remise au gabarit hydraulique.

Un bilan régulier de l'état des ouvrages par la Métropole permettra de suivre leurs évolutions et de les modifier en cas de besoin.

7.5.3.3 Surveillance en crue

Les contraintes de surveillance sont l'accessibilité pendant un épisode pluvieux et la surveillance visuelle de nuit.

L'objectif principal est de ne pas aggraver les conséquences de la crue derrière les digues par rapport à une crue sans la présence des ouvrages.

Les objectifs de surveillance sont de parer à toute éventualité pendant l'épisode de crue et de recueillir en temps réel des informations permettant une analyse et une synthèse rendant compte de l'état des digues.

Le gestionnaire dispose d'un abonnement aux services Prédicit lui permettant d'être alerté de l'arrivée d'un épisode pouvant occasionner des inondations sur les bassins-versants à risques du territoire.

La Mosson est suivie par le Service de Prévision des Crues du Territoire Méditerranée Ouest au niveau de la station de la Lauze à Saint-Jean de Védas.

Le gestionnaire dispose d'une cellule d'astreinte hydro-météorologique qui assure le suivi en temps réel de pluviomètres sur le territoire de la commune de Montpellier. Un lien direct est établi avec les prévisions MétéoFrance.

Prédicit services	www.wiki-predict.com	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire
-------------------	--	---

SPC	http://www.vigicrues.gouv.fr/	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire
Météofrance	www.meteo.fr/extranets	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire

Ce suivi est assuré par la Métropole :

Période	Contact	Téléphone
Heures ouvrables Lundi au vendredi 8h30 – 17h00	Service Risques Pluvial Inondations Nicolas ZUMBIEHL chef de service RPI Vivien NGUYEN VAN, Ingénieur GEMAPI Pierre GAZAN, Technicien en charge des Ouvrages de Protection contre les inondations Secrétariat Florence FUCHS-JESSLEN directrice	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire
Hors heures ouvrables Du 15 mai au 31 décembre	Astreinte Hydro-météorologique	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire

Des rapports de surveillance sont alors rédigés et retranscrivent le déroulement de l'évènement de crue ainsi que les éventuels désordres et travaux nécessaires.

7.5.3.4 Adéquation des moyens du gestionnaire pour assurer l'entretien, la surveillance et les réparations courantes des ouvrages

L'organisation mise en place par le gestionnaire apparait adaptée aux ouvrages à surveiller au regard des éléments suivants :

- La surveillance des ouvrages en période normale est assurée par le service Risques Pluvial et Inondations de 3M. Ce service rassemble **14 agents**. Son rôle est notamment d'assurer la compétence de Gestion des Milieux Aquatiques et du Risque Inondations dévolue à la Métropole.

Ce service est dédié à la problématique inondation et est mesuré d'assurer la surveillance, l'entretien et le suivi des travaux éventuellement nécessaires sur les ouvrages. Les moyens actuels devront être maintenus,

- En période de crue :
 - La surveillance des ouvrages est assurée par le service Risques Pluvial et Inondations de 3M (astreintes prévues – 2 personnes minimum), avec le concours des agents de la ville de Juvignac.

3M dispose d'un abonnement Prédicit permettant d'être alerté d'un épisode pouvant occasionner des inondations sur le bassin versant de la Mosson.

3M dispose d'une cellule d'astreinte hydro-météorologique qui assure le suivi en temps réel de pluviomètres sur le territoire de la commune de Montpellier. Un lien direct est établi avec les prévisions MétéoFrance.

De plus, la Mosson est suivie par le Service de Préviation des Crues du Territoire Méditerranée Ouest au niveau de la station de la Lauze à Saint-Jean de Védas.

Les moyens mis à disposition sont cohérents avec le linéaire d'ouvrages à surveiller.

- 3M dispose de marchés de travaux et de maîtrise d'œuvre agréée pour la réalisation de travaux d'urgence sur les ouvrages (accord-cadre notifié en mars 2020 pour une durée de 4 ans), ainsi que de stocks de matériaux à cet effet. L'organisation pour la réalisation de réparations en urgence sur les ouvrages semble donc adéquate.
- 3M disposera de la maîtrise foncière des accès aux ouvrages depuis le domaine public.

7.4 Analyse finale de la résistance mécanique

D'après les différentes études de stabilité de l'AVP qui seront finalisés en phase PRO, de l'analyse des risques de rupture par surverse, érosion externe, interne et de la rupture par glissement d'ensemble, d'après la synthèse sur la performance du système d'endiguement, la résistance mécanique des ouvrages est bien assurée jusqu'au niveau de protection.

De plus, l'organisation du gestionnaire mise en œuvre pour assurer l'entretien, la surveillance et les réparations courantes des ouvrages est cohérente et permet d'assurer le maintien de cette performance de l'ouvrage.

8. Etude des risques de venues d'eau dans et en dehors de la zone protégée

8.1 Scénario 1 : Fonctionnement nominal du système d'endiguement

Le scénario 1 est celui du fonctionnement nominal du système d'endiguement quand le niveau de l'eau, sous l'effet de la crue ou d'une submersion marine, correspond au plus, au niveau de protection.

On admettra que cette montée maximale du niveau de l'eau peut générer un risque résiduel de rupture d'ouvrage de 5% au plus. En outre, des venues d'eau plus ou moins dangereuses sont possibles en dehors de la zone protégée.

Les premiers débordements en rive droite ont lieu pour un débit d'environ 115 m³/s. La cote d'eau au droit de la station de mesure à l'amont de la RN109 est égale à 29 m NGF.

Le tronçon 3 est ensuite mis en charge quand le niveau à la station de mesure est égal à 29.5 m NGF ce qui correspond à un débit d'environ 140 m³/s.

Lorsque le débit atteint 220 m³/s, les premiers débordements rive gauche au droit de la zone de projet sont observés. La cote d'eau au niveau de la station de mesure amont du pont de la RN109 est alors égale à 30.5 m NGF. Les premières remontées d'eau, via l'ouvrage sous la RN109 de la rue des Mimosas, sont également observées dès que cette cote est atteinte.

Lorsque le débit atteint 305 m³/s pour une cote de 30.9 m NGF, les premières habitations rue des mimosas sont touchées.

Une grande partie du secteur de la rue des Mimosas commence à être en eau lorsque le débit atteint 425 m³/s pour une cote à la station de mesure égale à 31.6 m NGF.

Pour un débit maximal de 460 m³/s, la cote au droit de la station de mesure est égale à 32.09 m NGF. Une partie du secteur à proximité de la rue des Mimosas est en eau. Le bassin de rétention à l'arrière de la digue est également rempli en eau via remontée des eaux de la Mosson sous la RN190. Une partie du secteur à l'arrière du système d'endiguement est inondée à cause d'un contournement amont. Ce contournement a lieu depuis les parcelles 124, 125, 159 et 160.

Le niveau de protection étant inférieur à la crête de digue et à la cote de déversoir, aucune surverse n'est observée sur la digue ou sur le déversoir pour ce scénario nominal.

La carte correspondante est jointe dans le chapitre 10 :

- Figure 190 : Scénario 1 – Carte des venues d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF : Carte des venues d'eau pour le niveau de protection du système d'endiguement de Juvignac : crue de 460 m³/s de la Mosson, période de retour estimée à 375 ans, hors crue des autres cours d'eau.

Sont distinguées :

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau particulièrement dangereuses en raison de l'existence d'un point bas ou d'un effet « cuvette » ou de l'existence d'une zone de dissipation d'énergie importante.

8.2 Scénario 2 : Défaillance fonctionnelle du système d'endiguement

Le scénario 2 est représentatif d'une défaillance fonctionnelle du système d'endiguement au moment où se produit un aléa dont l'intensité équivaut à l'intensité de l'aléa correspondant au niveau de protection. La défaillance fonctionnelle qui est réputée liée à la défaillance d'un dispositif de régulation des écoulements hydrauliques (batardeau qui n'est pas mis en place ou qui se rompt, vanne qui reste en position ouverte, station de pompage en panne, etc.) ne s'accompagne pas d'une défaillance structurelle des ouvrages. Il en résulte néanmoins des venues d'eau plus ou moins dangereuses dans la zone protégée ou une aggravation des venues d'eau en dehors de cette dernière.

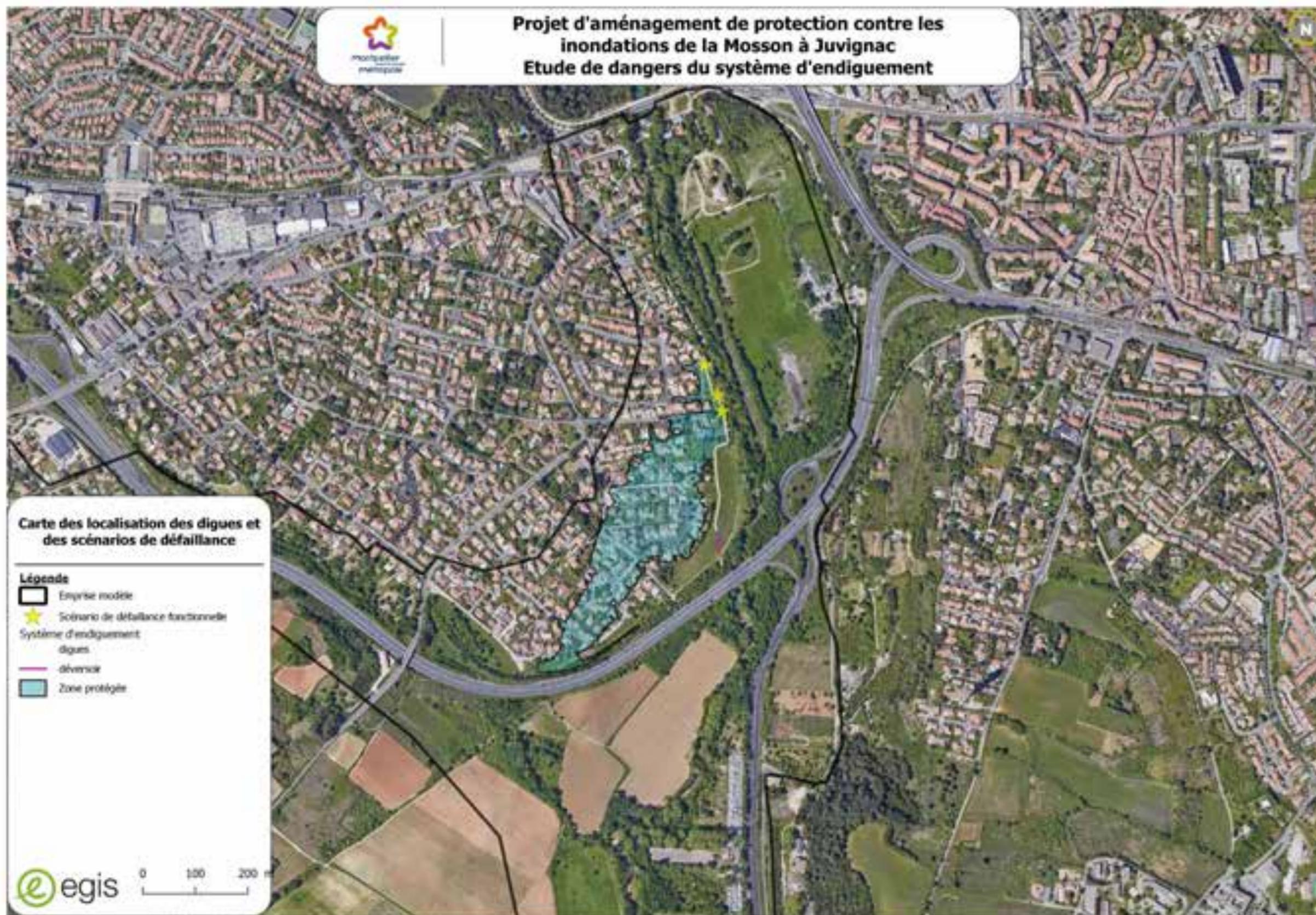
8.2.1 Les scénarios étudiés

Trois scénarios de défaillance fonctionnelle du système d'endiguement ont été étudiés :

- Scénario 2.1 : défaillance du clapet anti-retour sur le réseau pluvial en amont du tronçon T1, pour l'intensité de l'aléa correspondant au niveau de protection (crue de 460 m³/s estimée à 375 ans),
- Scénario 2.2 : défaillance du clapet anti-retour sur le réseau pluvial à l'angle Sud de la Rue Georges Brassens pour l'intensité de l'aléa correspondant au niveau de protection (crue de 460 m³/s estimée à 375 ans),
- Scénario 2.3 : défaillance du clapet anti-retour sur le réseau pluvial Rue de la Rivière, pour l'intensité de l'aléa correspondant au niveau de protection (crue de 460 m³/s estimée à 375 ans).

La localisation des scénarios de défaillance est indiquée sur la figure suivante.

Figure 162 : Localisation des scénarios de défaillance fonctionnelle



8.2.2 Modélisation : résultats en termes d'intensité, de cinétique, de vulnérabilité et de gravité

8.2.2.1 Scénario 2.1

8.2.2.1.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

Le scénario 2.1 modélise une défaillance du clapet anti-retour sur le réseau pluvial en amont du tronçon 1 (clapet ouvert durant toute la crue).

Les hypothèses hydrologiques simulées correspondent au niveau de protection et sont les suivantes :

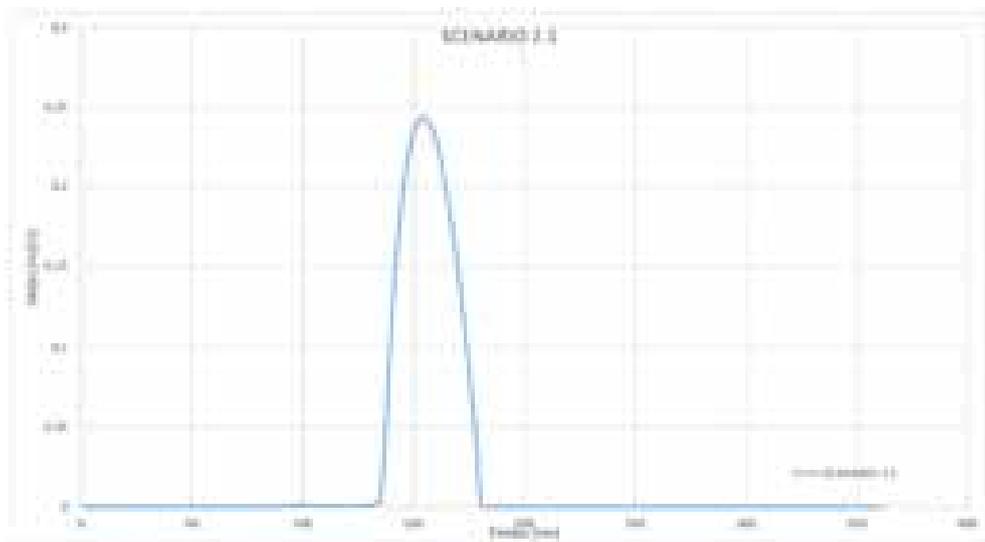
- Scénario : absence ou défaut de fermeture du clapet anti-retour – taille de l'ouverture : \varnothing 500 mm,
- Probabilité de défaillance : Niveau de sureté : moins de 5% de risque de rupture de la digue,
- Crue de 375 ans de la Mosson ($Q = 460 \text{ m}^3/\text{s}$),
- Absence de crue sur les autres cours d'eau,
- Débit de pointe dans le réseau : $0.24 \text{ m}^3/\text{s}$,

Ces hypothèses ont été retenues dans l'objectif de se positionner dans la situation où les conséquences propres de la venue d'eau dans la zone protégée seraient les plus critiques.

Au stade de la présente EDD, concernant cet ouvrage de transparence hydraulique, 3M s'oriente vers une conduite pluviale $\varnothing 1000$ en état projet. L'étude de gestion des eaux pluviales du secteur actuellement en cours de réalisation (bureau d'étude GAXIEU pour le compte de 3M) permettra de définir précisément les caractéristiques des ouvrages à mettre en place. Les diamètres seront ajustés au stade PRO.

L'hydrogramme dans le réseau est donné sur la figure ci-après.

Figure 163 : hydrogramme dans le réseau (Scénario 2.1)



L'évolution de la crue est disponible ci-dessous :

Les premiers débordements ont lieu pour un débit environ égal à 195 m³/s et une cote de 30.4 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109). Il s'agit de débordements remontant depuis le ruisseau de la Plaine.



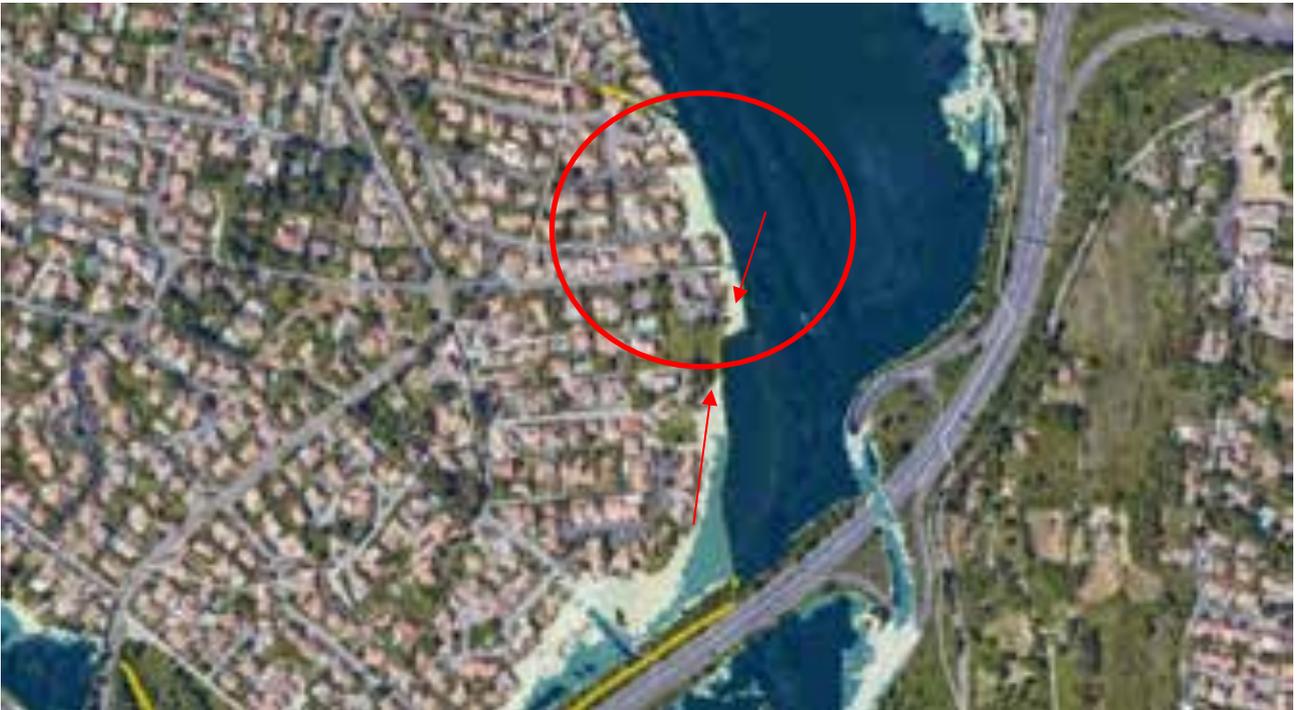
Les premières remontées via l'ouvrage hydraulique traversant la digue ont lieu un débit environ égal à 345 m³/s et une cote de 31.5 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109). Cela entraîne le début de l'inondation de la zone protégée.



Les débordements inondent tout d'abord la rue Brassens puis l'inondation part en direction du Sud en suivant l'axe de la digue. L'image disponible ci-dessous correspond à un débit environ égal à 410 m³/s et une cote de 31.9 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109).



Lors du pic de crue (434 m³/s avec une cote à la station de mesure égale à 32.1 m NGF), les débordements sont limités à la rue Brassens et à la partie Sud de cette rue. Les débordements sur le déversoir de sécurité vont ensuite inonder la zone protégée avec une remontée des eaux en direction Nord. Les deux zones inondables finissent par se rejoindre pour ne former plus qu'une seule zone inondable.



Les cartes des hauteurs d'eau et vitesses maximales attendues résultant du scénario de défaillance sont présentées en pages suivantes.

Figure 164 : Scénario 2.1 – Carte des hauteurs d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF

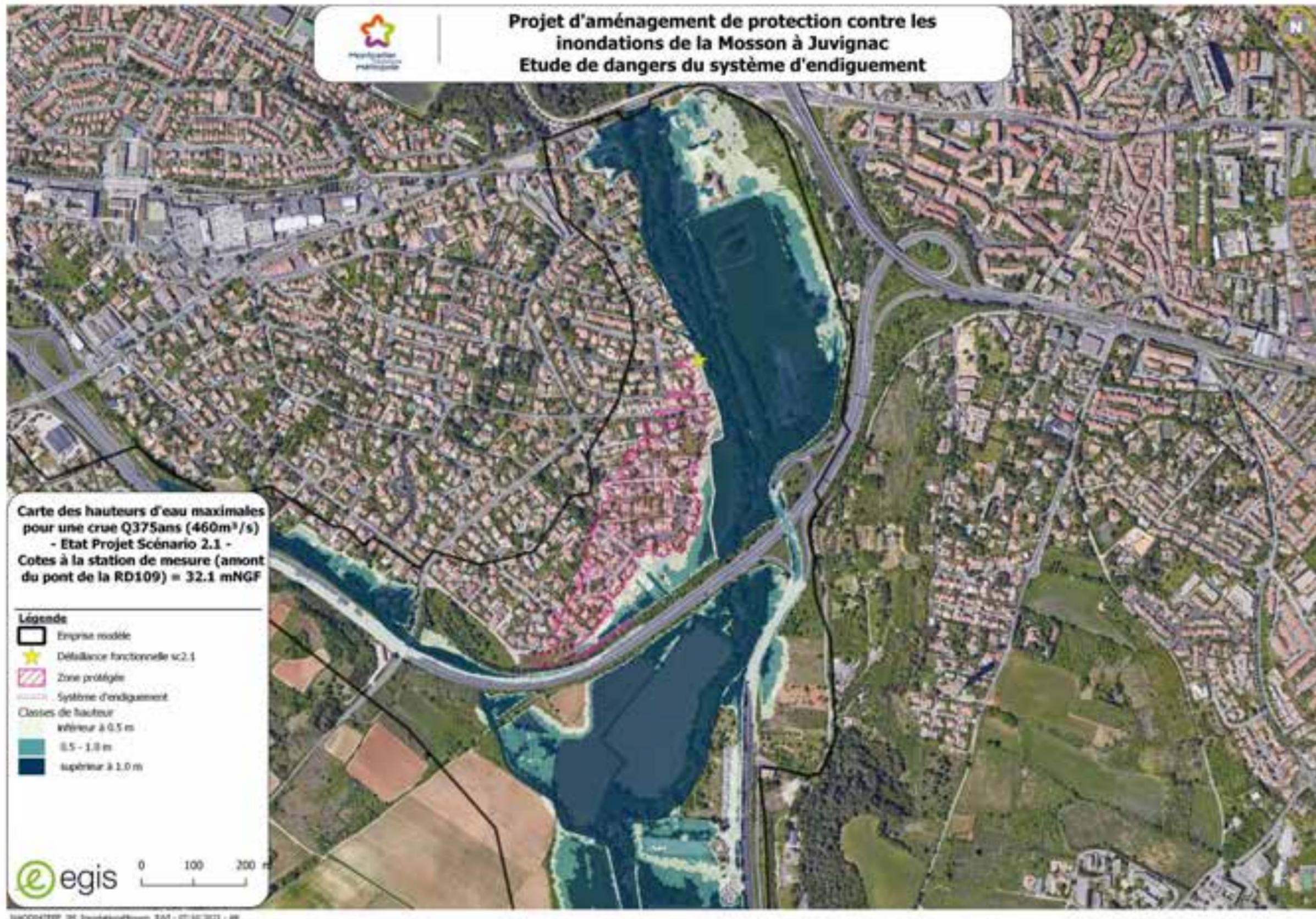
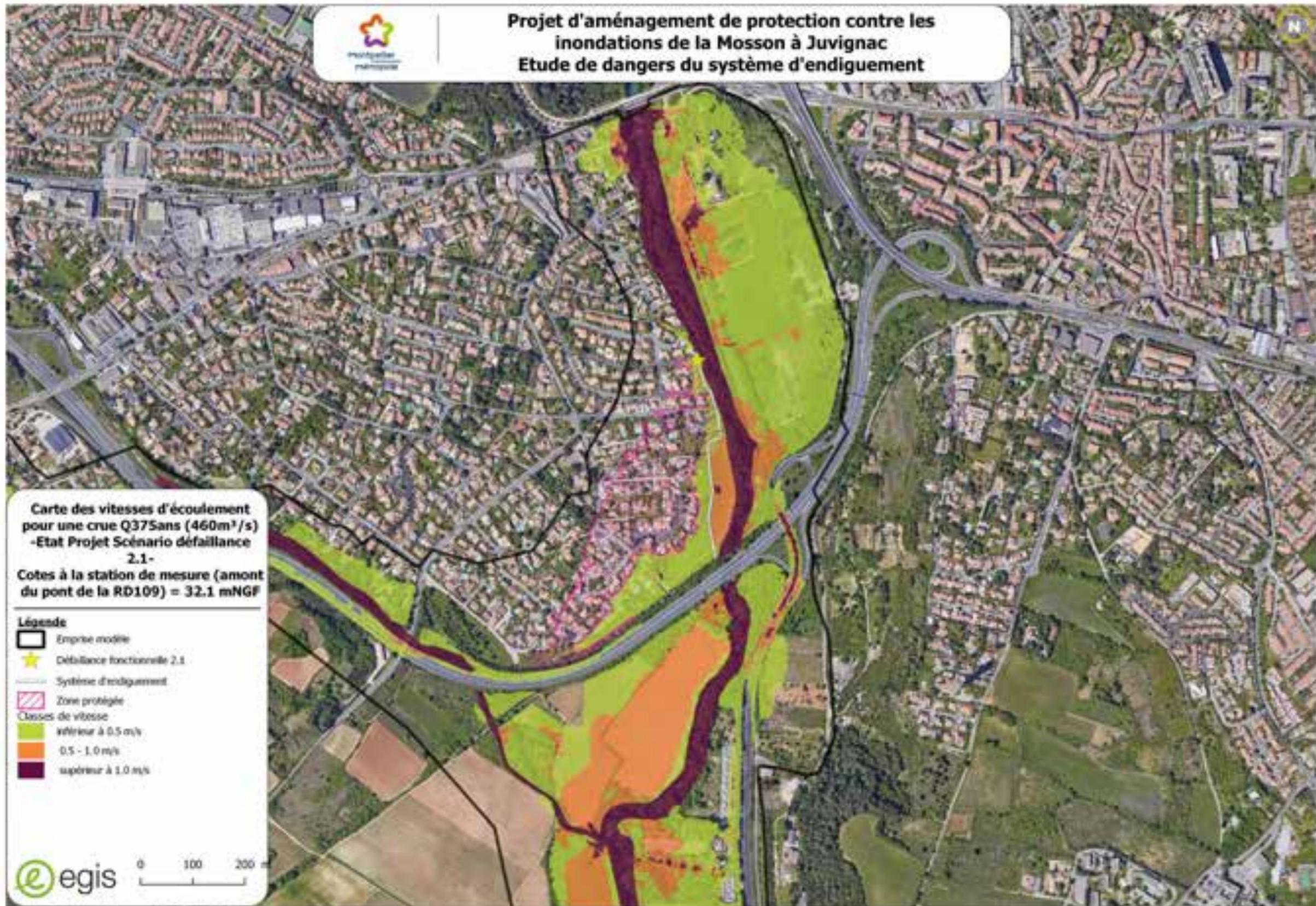


Figure 165 : Scénario 2.1 – Carte des vitesses d'écoulement – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF



8.2.2.1.2 Carte des venues d'eau

La carte de venues d'eau est jointe dans le chapitre 10 (Figure 191 : Scénario 2.1 – Carte des venues d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF).

Sont distinguées :

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau particulièrement dangereuses en raison de l'existence d'un point bas ou d'un effet « cuvette » ou de l'existence d'une zone de dissipation d'énergie importante.

8.2.2.2 Scénario 2.2

8.2.2.2.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

Le scénario 2.2 modélise une défaillance du clapet anti-retour sur le réseau pluvial à l'angle Sud de la Rue Georges Brassens.

Les hypothèses hydrologiques simulées correspondent au niveau de protection de la zone protégée et sont les suivantes :

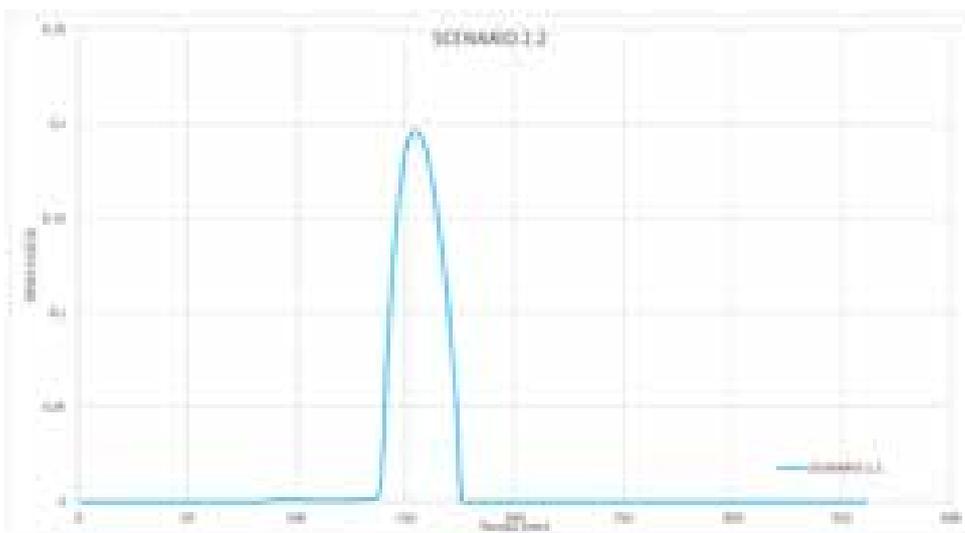
- Scénario : absence ou défaut de fermeture du clapet anti-retour – taille de l'ouverture : \varnothing 500 mm,
- Probabilité de défaillance : Niveau de sureté : moins de 5% de risque de rupture de la digue,
- Crue de 375 ans de la Mosson ($Q = 460 \text{ m}^3/\text{s}$),
- Absence de crue sur les autres cours d'eau,
- Débit de pointe dans le réseau : $0.20 \text{ m}^3/\text{s}$,

Ces hypothèses ont été retenues dans l'objectif de se positionner dans la situation où les conséquences propres de venues d'eau dans la zone protégée seraient les plus critiques.

Au stade de la présente EDD, concernant cet ouvrage de transparence hydraulique, 3M s'oriente vers une conduite pluviale $\varnothing 1000$ en état projet. L'étude de gestion des eaux pluviales du secteur actuellement en cours de réalisation (bureau d'étude GAXIEU pour le compte de 3M) permettra de définir précisément les caractéristiques des ouvrages à mettre en place. Les diamètres seront ajustés au stade PRO.

L'hydrogramme dans le réseau est donné sur la figure ci-après.

Figure 166 : hydrogramme dans le réseau (Scénario 2.2)



L'évolution de la crue est disponible ci-dessous :

Les premiers débordements ont lieu pour un débit environ égal à 195 m³/s et une cote de 30.4 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109). Il s'agit de débordements remontant depuis le ruisseau de la Plaine.



Les premières remontées via l'ouvrage hydraulique traversant la digue ont lieu un débit environ égal à 335 m³/s et une cote de 31.4 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109). Cela entraîne le début de l'inondation de la zone protégée.



Les débordements inondent tout d'abord la rue Brassens puis l'inondation part en direction du Sud en suivant l'axe de la digue. L'image disponible ci-dessous correspond à un débit environ égal à 421 m³/s et une cote de 32.0 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109).



Lors du pic de crue (434 m³/s avec une cote à la station de mesure égale à 32.1 m NGF), les débordements sont limités à la rue Brassens et à la partie Sud de cette rue. Les débordements sur le déversoir de sécurité vont ensuite inonder la zone protégée avec une remontée des eaux en direction Nord. Les deux zones inondables finissent par se rejoindre pour ne former plus qu'une seule zone inondable.



Les cartes des hauteurs d'eau et vitesses maximales attendues résultant du scénario de défaillance sont présentées en pages suivantes.

Figure 167 : Scénario 2.2 – Carte des hauteurs d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF

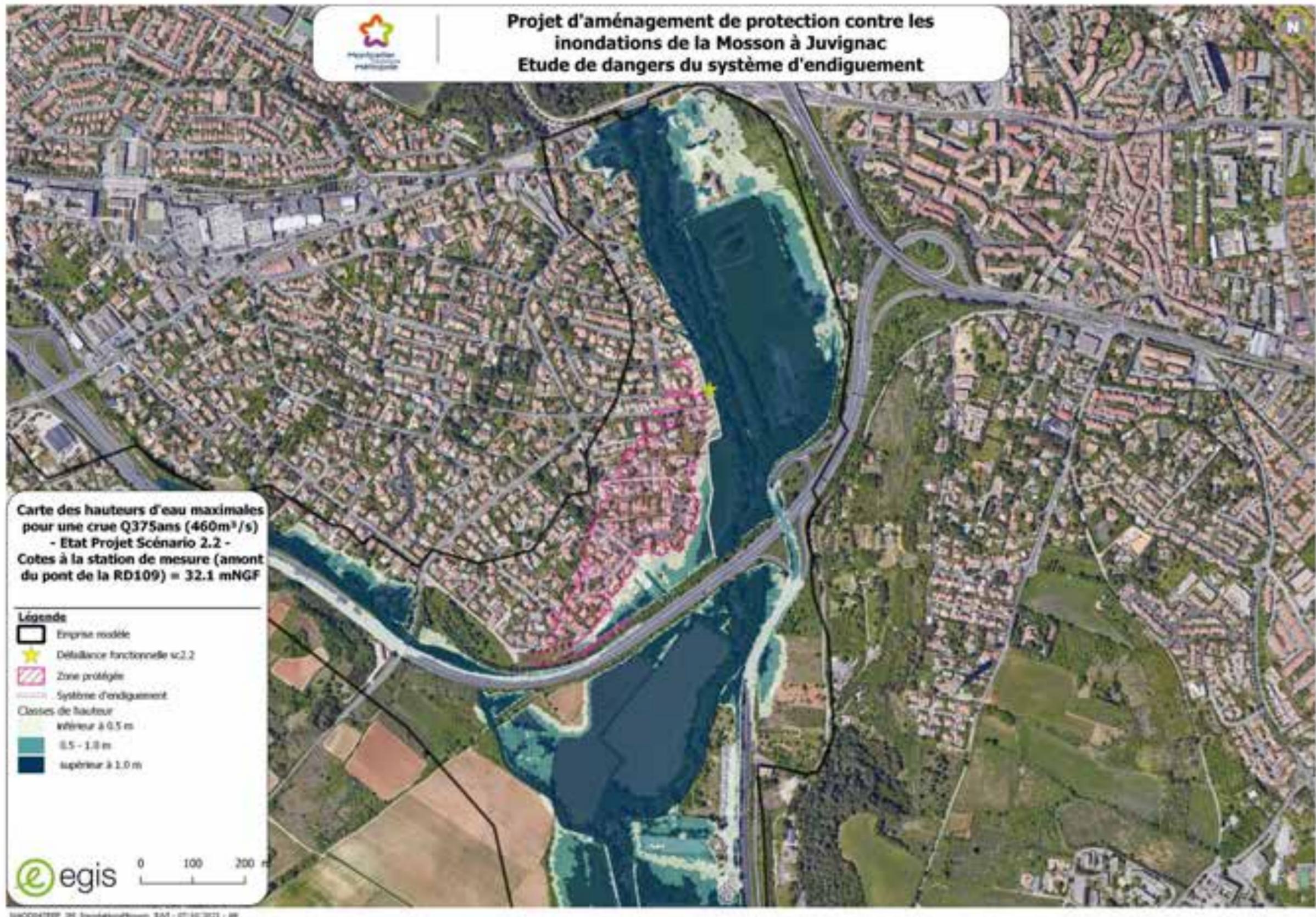
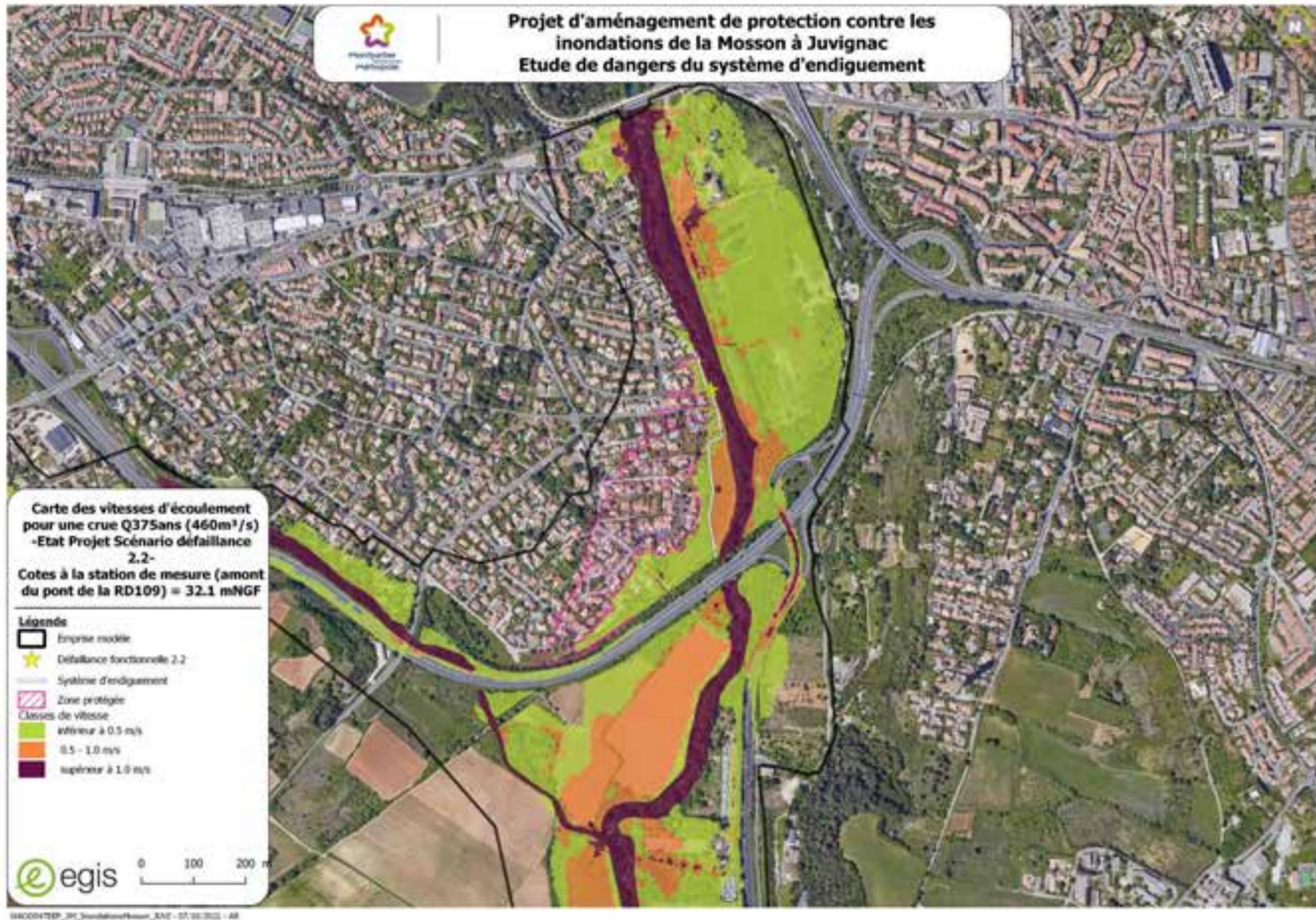


Figure 168 : Scénario 2.2 – Carte des vitesses d'écoulement – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF



8.2.2.2 Carte des venues d'eau

La carte de venues d'eau est jointe dans le chapitre 10 (Figure 192 : Scénario 2.2 – Carte des venues d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF).

Sont distinguées :

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau particulièrement dangereuses en raison de l'existence d'un point bas ou d'un effet « cuvette » ou de l'existence d'une zone de dissipation d'énergie importante.

8.2.2.3 Scénario 2.3

8.2.2.3.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

Le scénario 2.3 modélise une défaillance du clapet anti-retour sur le réseau pluvial Rue de la Rivière.

Les hypothèses hydrologiques simulées correspondent au niveau de protection de la zone protégée et sont les suivantes :

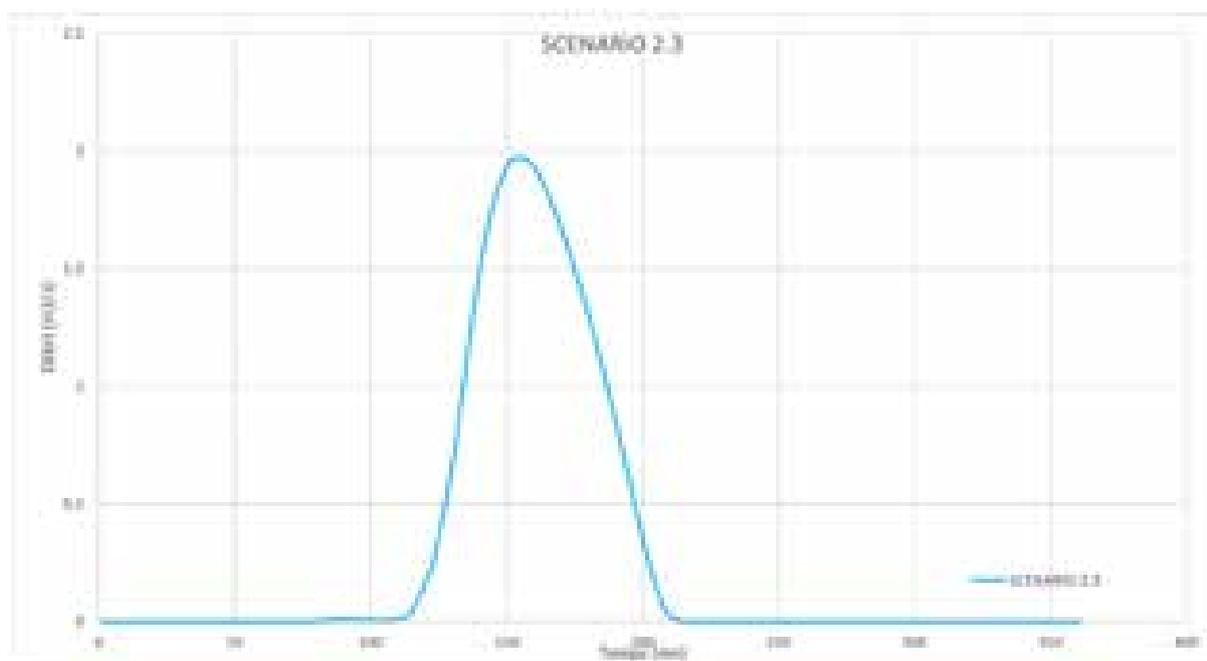
- Scénario : absence ou défaut de fermeture du clapet anti-retour – taille de l'ouverture : \varnothing 1 000 mm,
- Probabilité de défaillance : Niveau de sureté : moins de 5% de risque de rupture de la digue,
- Crue de 460 m³/s de la Mosson (T = 375 ans),
- Absence de crue sur les autres cours d'eau,
- Débit de pointe dans le réseau : 1.97 m³/s,

Ces hypothèses ont été retenues dans l'objectif de se positionner dans la situation où les conséquences propres de venues d'eau dans la zone protégée seraient les plus critiques.

Au stade de la présente EDD, concernant cet ouvrage de transparence hydraulique de la rue de la rivière, 3M s'oriente vers une conduite pluviale \varnothing 1200 en état projet. L'étude de gestion des eaux pluviales du secteur actuellement en cours de réalisation (bureau d'étude GAXIEU pour le compte de 3M) permettra de définir précisément les caractéristiques des ouvrages à mettre en place. Les diamètres seront ajustés au stade PRO.

L'hydrogramme dans le réseau est donné sur la figure ci-après.

Figure 169 : hydrogramme dans le réseau (Scénario 2.3)



L'évolution de la crue est disponible ci-dessous :

Les premiers débordements ont lieu pour un débit environ égal à 195 m³/s et une cote de 30.4 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109). Il s'agit de débordements remontant depuis le ruisseau de la Plaine.



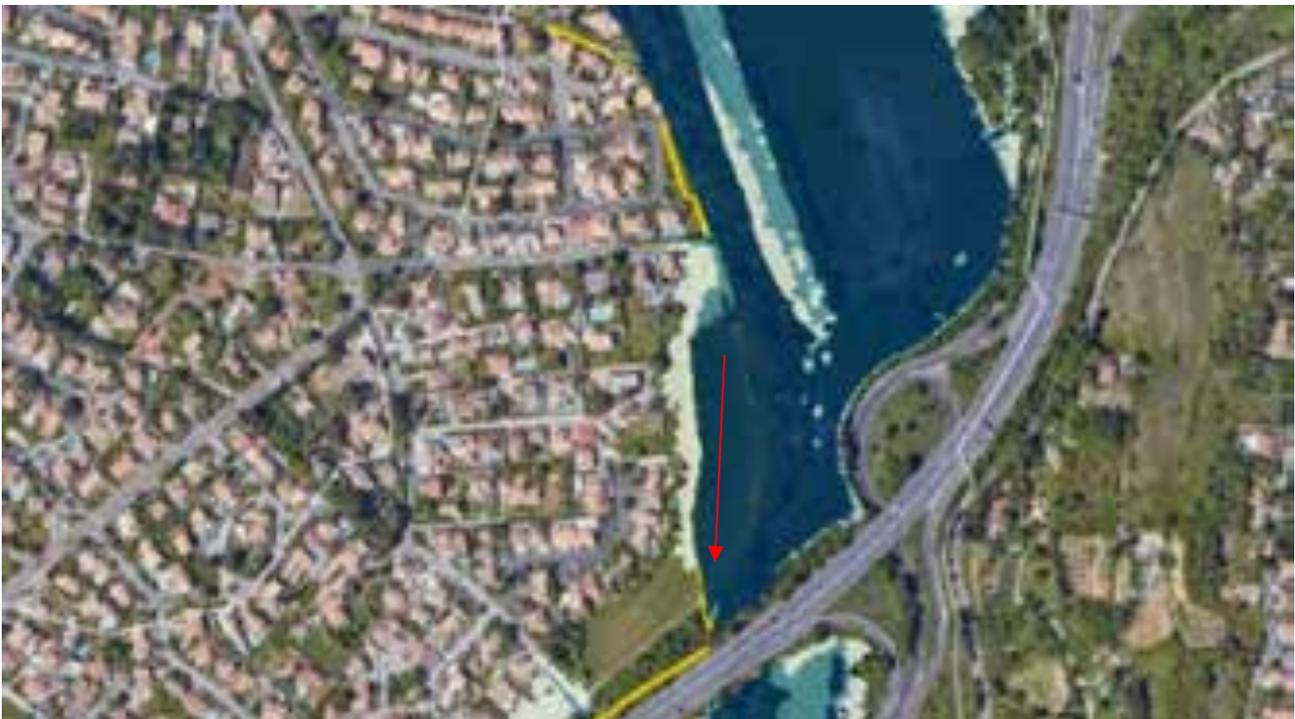
Les premières remontées via l'ouvrage hydraulique traversant la digue ont lieu un débit environ égal à 225 m³/s et une cote de 30.7 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109). Cela entraîne le début de l'inondation de la zone protégée.



Les débordements inondent tout d'abord la rue de la rivière puis l'inondation part en direction du Sud en suivant l'axe de la digue. L'image disponible ci-dessous correspond à un débit environ égal à 241 m³/s et une cote de 30.8 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109).



L'inondation part ensuite en direction du Sud selon l'axe de la digue et fini par remplir la fosse de dissipation avant que les apports de la Mosson via remontée dans le ruisseau de la Plaine n'arrivent. L'image disponible ci-dessous correspond à un débit environ égal à 300 m³/s et une cote de 31.2 m NGF au niveau de la station de mesure (amont du pont de la RN109).



Les écoulements finissent par se rejoindre au niveau du fossé de dissipation, à noter que pour l'image ci-dessous, la surverse de sécurité ne fonctionne pas encore.



Lors du pic de crue (434 m³/s avec une cote à la station de mesure égale à 32.1 m NGF), l'ensemble du secteur à l'arrière de la digue est en eau. Les débordements sur le déversoir de sécurité inondent la zone protégée.



Les cartes des hauteurs d'eau et vitesses maximales attendues résultant du scénario de défaillance sont présentées en pages suivantes.

Figure 170 : Scénario 2.3 – Carte des hauteurs d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF

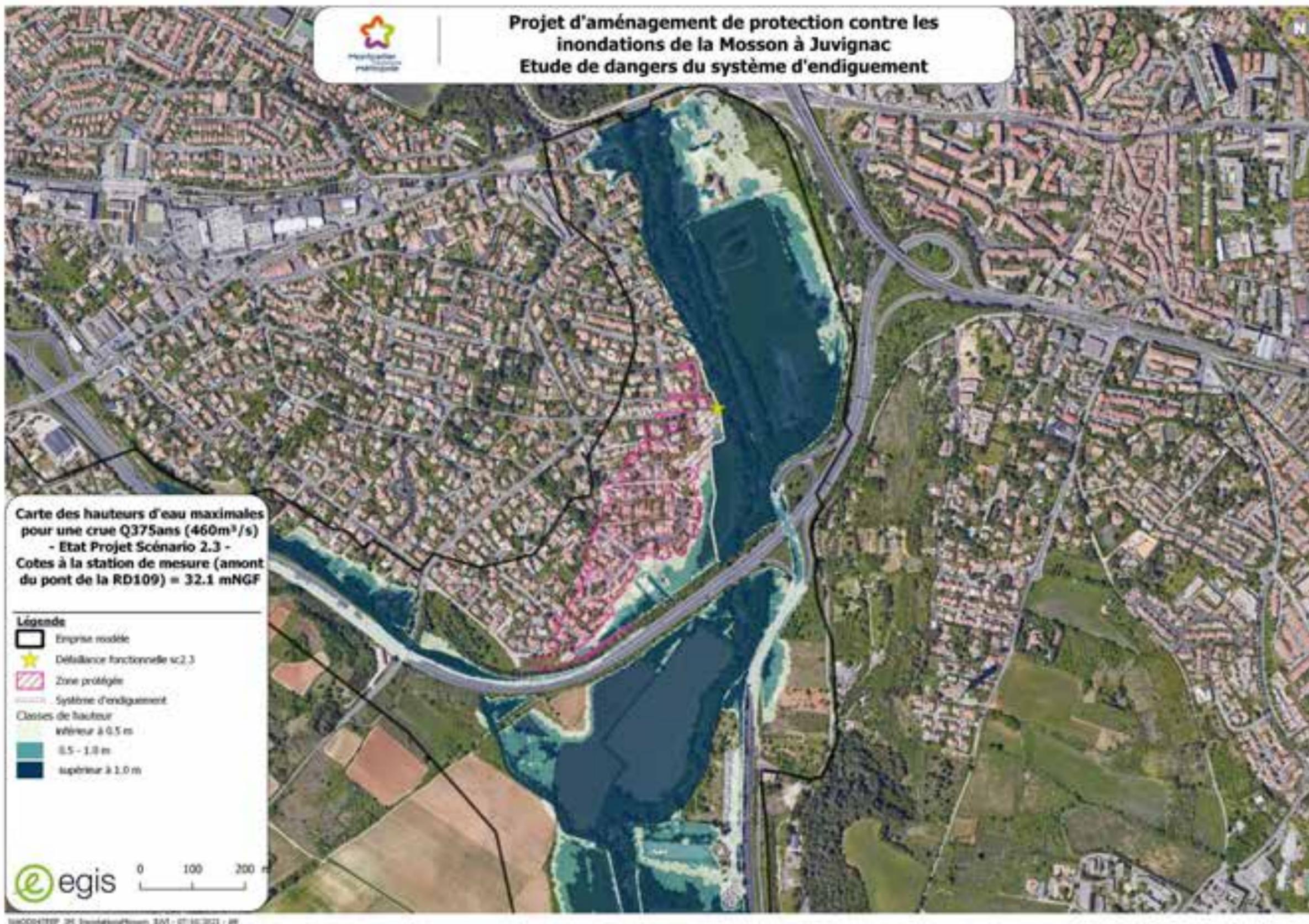
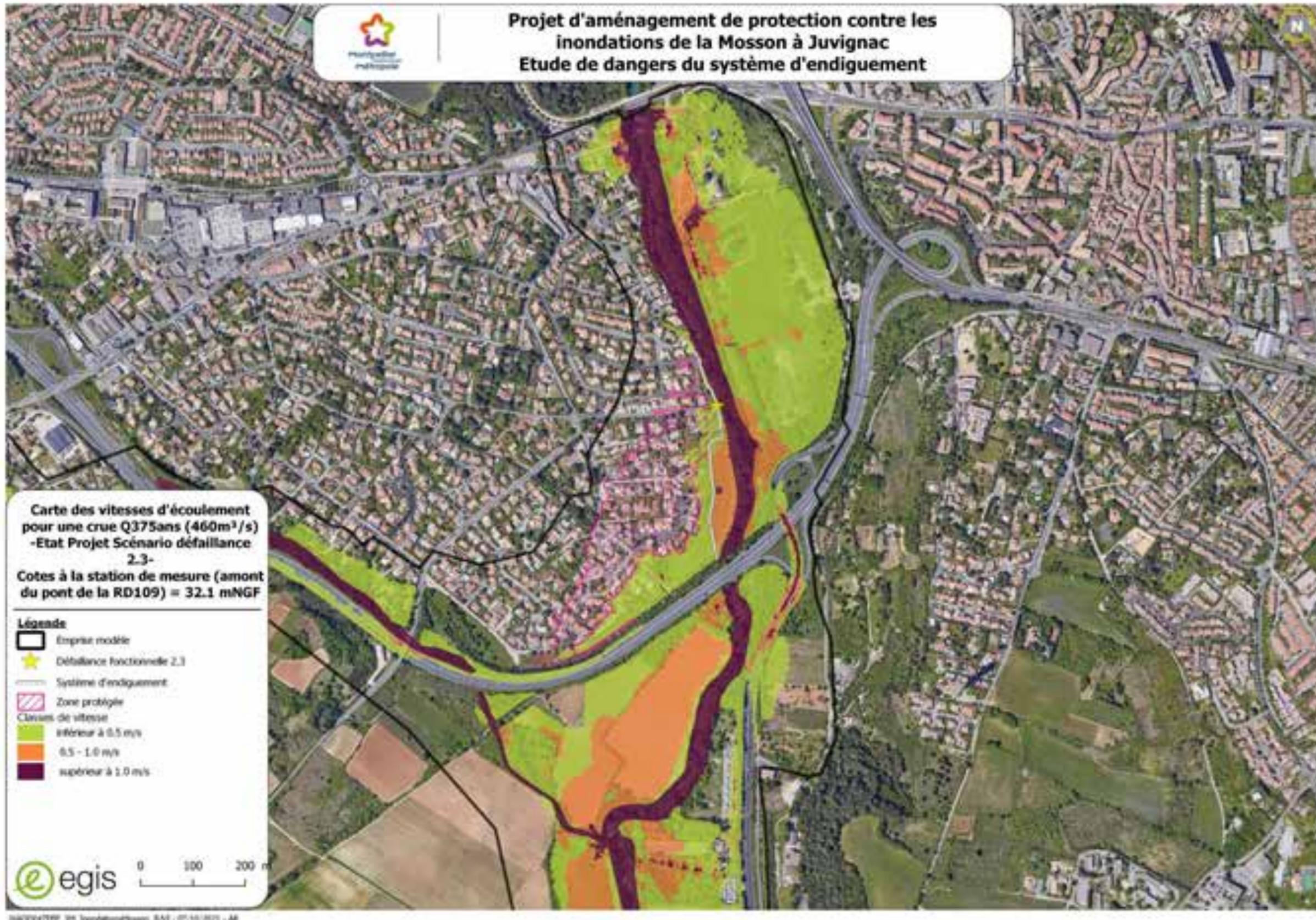


Figure 171 : Scénario 2.3 – Carte des vitesses d'écoulement – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF



8.2.2.3.2 Carte des venues d'eau

La carte de venues d'eau est jointe dans le chapitre 10 (Figure 193 : Scénario 2.3 – Carte des venues d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF).

Sont distinguées :

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau particulièrement dangereuses en raison de l'existence d'un point bas ou d'un effet « cuvette » ou de l'existence d'une zone de dissipation d'énergie importante.

8.3 Scénario 3 : Défaillance structurelle du système d'endiguement

8.3.1 Les scénarios étudiés

8.3.1.1 Localisation

Les scénarios de défaillance structurelle retenus pour la modélisation correspondent à des scénarios engendrant des risques de rupture importants de l'un des tronçons du système d'endiguement (probabilité de rupture estimée supérieure à 50 %).

Trois scénarios de défaillance structurelle sont retenus :

Le choix des scénarios de rupture s'est basé sur l'étude de défaillance des ouvrages et sur la vulnérabilité des enjeux en arrière des ouvrages. Bien que le tronçon 2 ne présente pas un risque de rupture de plus de 50% pour la crue de 2014 + 50 cm, en première approche et pour une bonne représentativité des tronçons, il a été décidé de modéliser un scénario de défaillance structurelle sur ce tronçon.

La localisation des brèches modélisées dans le système d'endiguement est reportée sur la figure n° 123.

- Scénario 3.1 sur le tronçon T1 : rupture progressive de la digue sur une largeur de 20 m pour une crue de la Mosson de 520 m³/s,
- Scénario 3.2 sur le tronçon T2 : rupture progressive de la digue sur une largeur de 20 m pour une crue de la Mosson de 520 m³/s,
- Scénario 3.3 sur le tronçon T3 : rupture progressive de la digue sur une largeur de 20 m pour une crue de la Mosson de 520 m³/s,

8.3.1.2 Géométrie des brèches

■ Longueur des brèches

- Données issues de la littérature :

La littérature indique que statistiquement la longueur des brèches est le plus souvent de l'ordre de 3 à 4 fois la hauteur en amont de la brèche. Le CEMAGREF (IRSTEA) précise cependant que cet ordre de grandeur peut être bien supérieur (jusqu'à 10 fois la hauteur d'endiguement).

- Longueur des brèches historiques :
 - Aucune donnée disponible.
- Longueurs retenues dans le cadre d'études de danger réalisées sur d'autres cours d'eau :
 - Elles sont variables d'une étude à l'autre, sans règle établie.
- Largeur retenue dans le cadre de la présente étude :
 - 20 m.

■ Hauteur des brèches

Lors de la rupture d'une digue, il arrive souvent que se crée un surcreusement au droit de la brèche qui peut atteindre plusieurs mètres et qui influe significativement sur le régime d'écoulement, et donc sur le débit transitant par la brèche.

- Hauteurs des brèches historiques :
Pas d'information particulière.
- Hauteurs retenues dans le cadre d'études de danger réalisées sur d'autres cours d'eau :
Les phénomènes de surcreusement ne sont pas pris en compte, c'est-à-dire que l'on considère que la brèche s'ouvre jusqu'à la cote du terrain naturel à l'arrière de la digue. En effet, nous supposons que la brèche s'étend beaucoup plus facilement en largeur qu'en hauteur.
- Hauteur retenue dans le cadre de la présente étude :
 - La brèche s'ouvre jusqu'au niveau du terrain naturel.

■ Cinétique et durée d'ouverture des brèches

Les paramètres agissant sur la durée de formation d'une brèche sont aujourd'hui mal connus. Cette durée est liée à de nombreux paramètres (durée de la crue, vitesse de montée des eaux, moment de la crue où la brèche commence à se former, etc.).

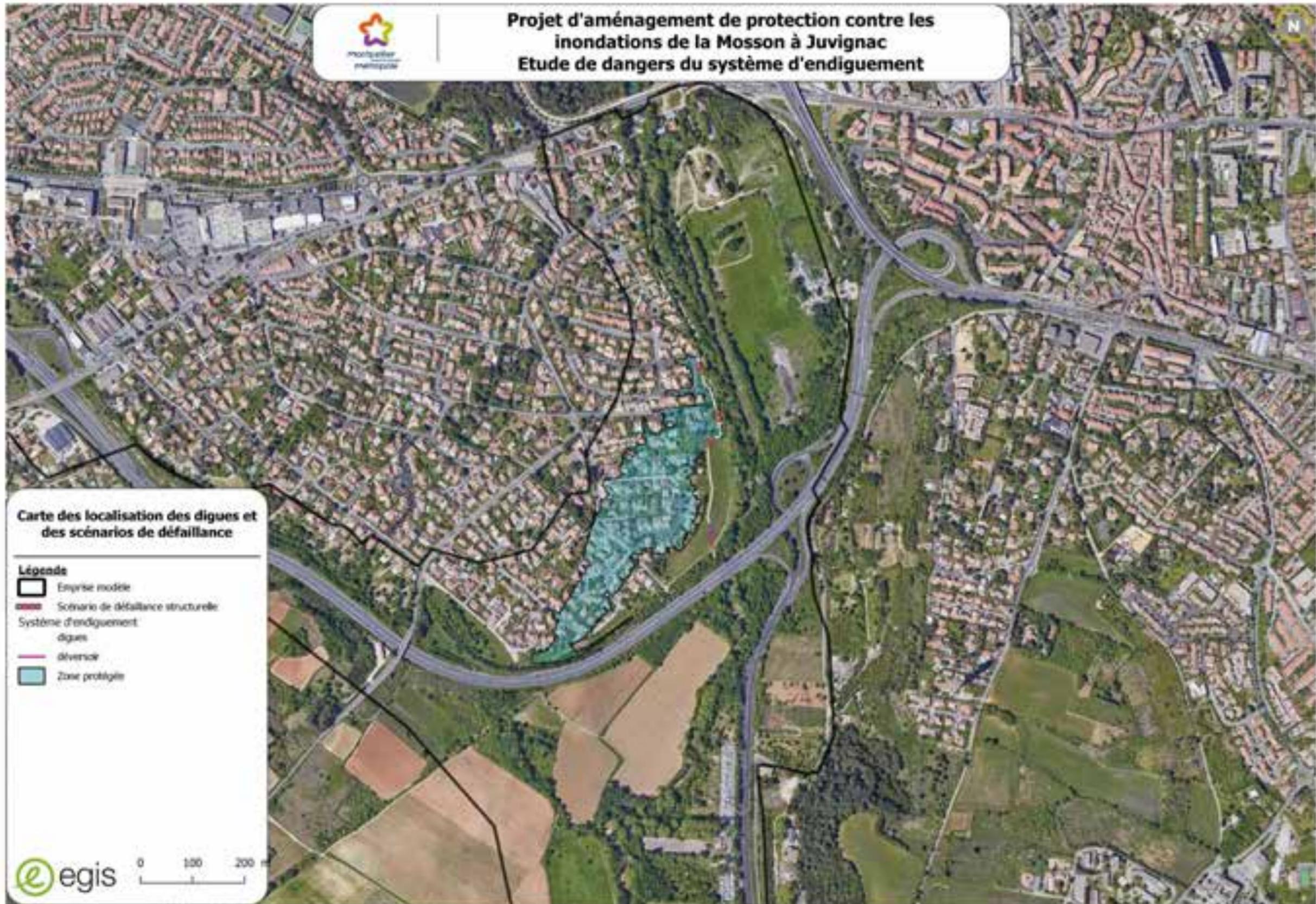
- Données issues de la littérature :
Pour les **digues en terre**, plusieurs ordres de grandeur fournissent une durée d'ouverture de la brèche variant de 0.5 heure à 3 heures environ, mais l'incertitude sur la durée de formation de la brèche est souvent largement supérieure à $\pm 50\%$.
Une analyse statistique a été menée aux Etats Unis sur la base de l'observation de 43 brèches dans des digues fusibles (analyse de FROELICH) aboutissant à des vitesses de rupture longitudinale de 1 m à 2 m par minute. Les ruptures de digues classiques sont supposées être plus lentes que celles des digues-fusibles.
- Données retenues dans le cadre d'études de danger réalisées sur d'autres cours d'eau :
Variables d'une étude à l'autre sans règle bien établie.
- Données retenues pour la présente étude de danger :
Dans le cas présent, nous allons considérer une vitesse de rupture rapide proche d'environ 1 mètre par minute.
Pour les cas de rupture envisagés, nous supposons une ouverture brutale sur toute la hauteur de la digue et sur environ 3 à 5 m de large, puis une rupture progressive en largeur, qui s'agrandit d'environ 1 m toutes les minutes.

Tableau 51 : Caractéristiques des scénarios d'inondation faisant l'objet d'une évaluation détaillée de leurs conséquences

N° scénario	Digue	Largeur de brèche	Crue simulée	Moment de la rupture
3.1	Tronçon 1	20 m	Q = 520 m ³ /s	Pic de crue
3.2	Tronçon 2	20 m	Q = 520 m ³ /s	Pic de crue
3.3	Tronçon 3	20 m	Q = 520 m ³ /s	Pic de crue

La localisation des scénarios de défaillance est indiquée sur la figure suivante.

Figure 172 : Localisation des scénarios de défaillance structurelle



8.3.2 Modélisation : résultats en termes d'intensité, de cinétique, de vulnérabilité et de gravité

8.3.2.1 Scénario 3.1 sur le tronçon 1

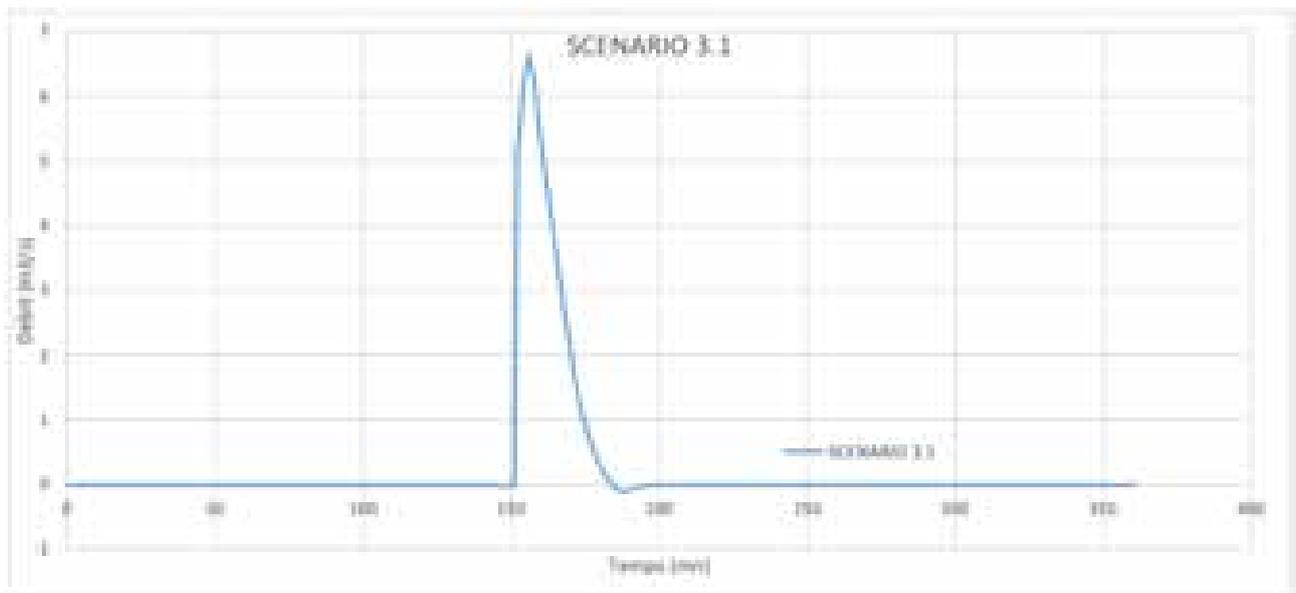
8.3.2.1.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

- Localisation : Tronçon 1,
- Crue de 520 m³/s de la Mosson (500 ans < T < 1 000 ans),
- Probabilité de défaillance : Risque inférieur à 50% (pas de risque de rupture supérieur à 50% sur le tronçon 2).
- Absence de crues sur les autres cours d'eau,
- Largeur de la brèche : 20 m,
- Débit de pointe de l'onde de rupture : 6.65 m³/s,

Ces hypothèses ont été retenues dans l'objectif de se positionner dans la situation où les conséquences propres de la brèche seraient les plus critiques.

L'hydrogramme de la brèche est donné sur la figure ci-après.

Figure 173 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.1)



Les cartes des hauteurs d'eau et vitesses maximales attendues résultant du scénario de brèche sont présentées en pages suivantes.

Figure 174 : Scénario 3.1 – Carte des hauteurs d'eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF

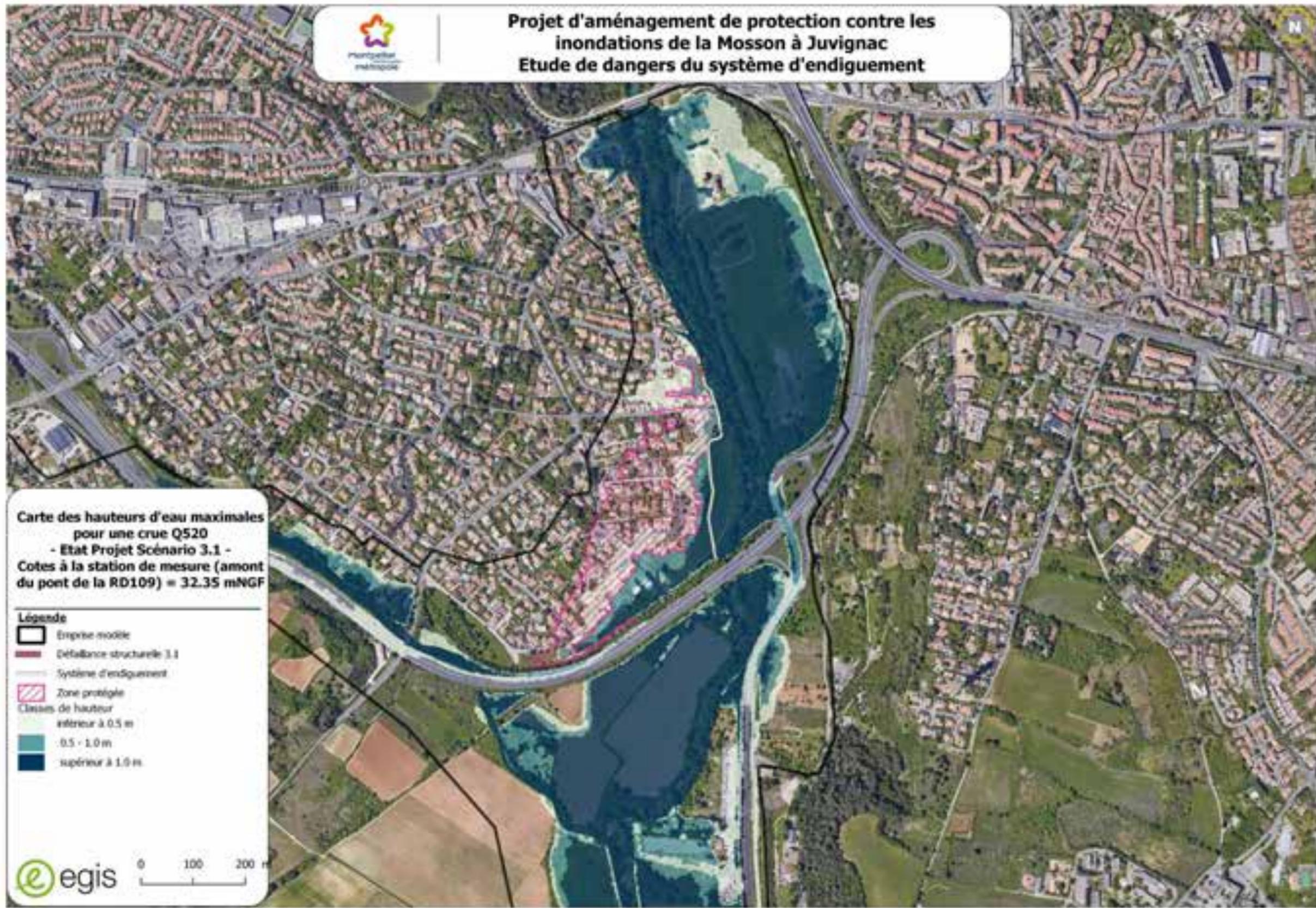
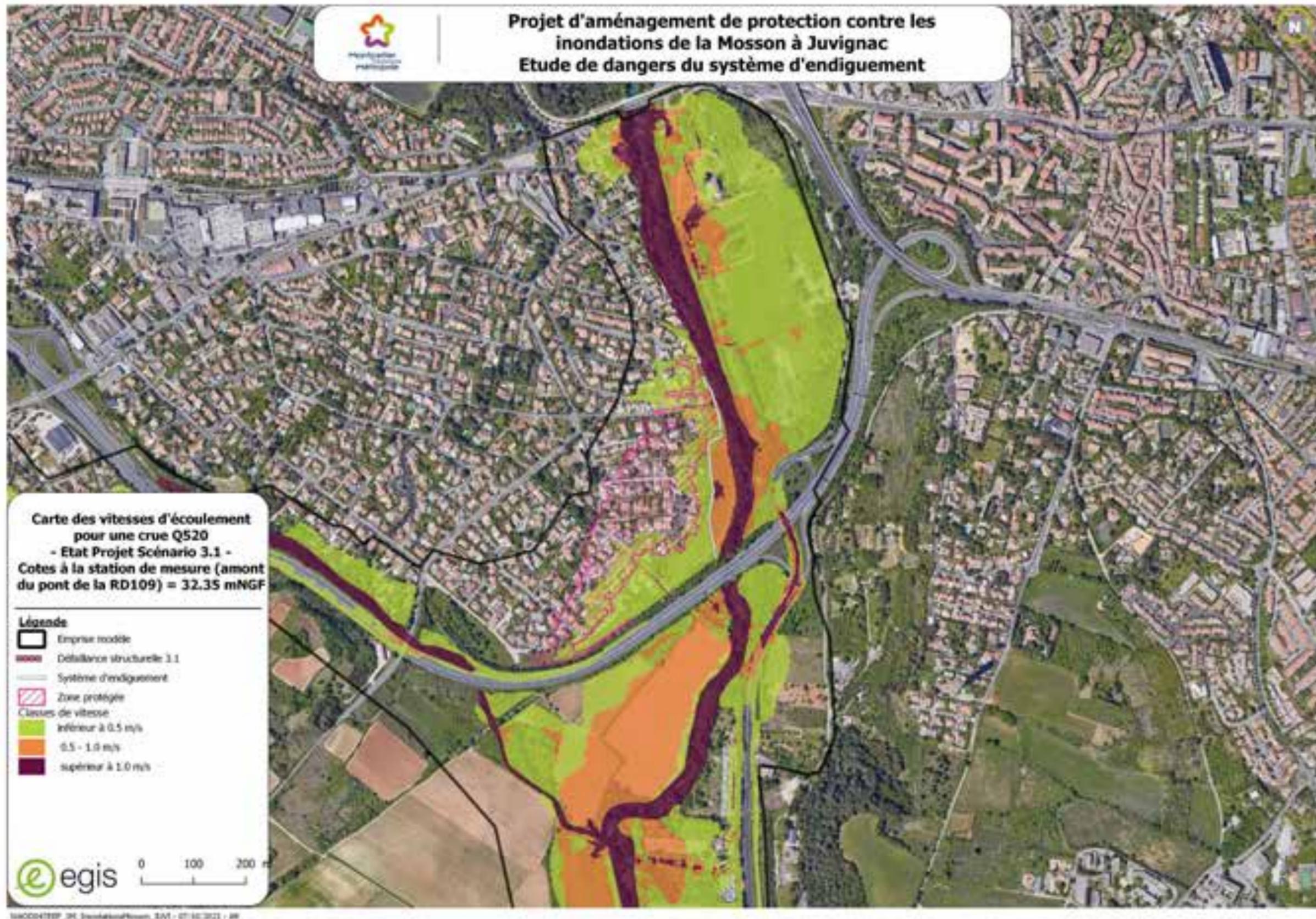


Figure 175 : Scénario 3.1 – Carte des vitesses d'écoulement – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF

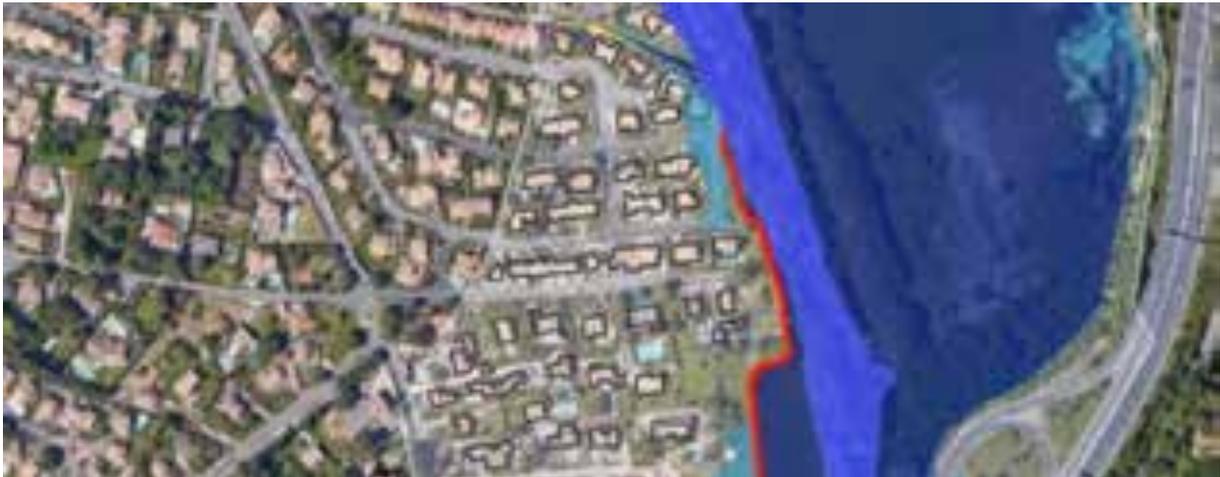


8.3.2.1.2 Evolution des hauteurs d'eau dans le scénario 3.1

Les premiers débordements surviennent au droit de la brèche avant de se déplacer en direction Sud à l'arrière de la digue. Les eaux transitant par le déversoir vont quant à elles remonter pour atteindre le débordement issu de la brèche à l'amont.

Enfin, la zone d'expansion s'étend ensuite en direction Ouest pour atteindre les maisons du quartier de la Plaine.

La rue au droit de la brèche est directement impactée par des venues d'eau non dangereuses sur une dizaine de maisons.





8.3.2.1.3 Carte des venues d'eau

La carte des venues d'eau est jointe dans le chapitre 10 (Figure 194 : Scénario 3.1 – Carte des venues d'eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF).

Sont distinguées :

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau particulièrement dangereuses en raison de l'existence d'un point bas ou d'un effet « cuvette » ou de l'existence d'une zone de dissipation d'énergie importante.

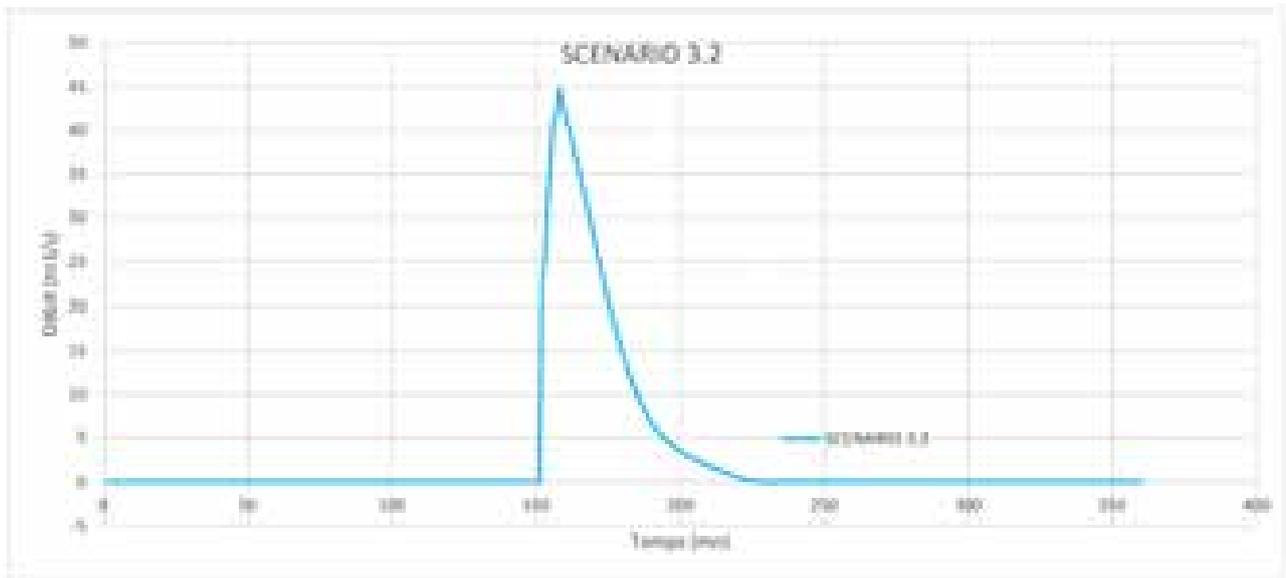
8.3.2.2 Scénario 3.2 sur le tronçon 2

8.3.2.2.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

- Localisation : tronçon 2,
- Crue de 520 m³/s de la Mosson (500 ans < T < 1 000 ans),
- Probabilité de défaillance : Niveau de danger : risque de rupture supérieur à 50%
- Absence de crues sur les autres cours d'eau
- Longueur de la brèche : 20 m,
- Durée d'ouverture totale : 30 mn,
- Débit de pointe de l'onde de rupture : 44.8 m³/s.

L'hydrogramme de la brèche est donné sur la figure ci-après.

Figure 176 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.2)



Les cartes de hauteurs d'eau et de vitesses sont jointes ci-après.

Figure 177 : Carte des hauteurs d'eau – Scénario 3.2 – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF

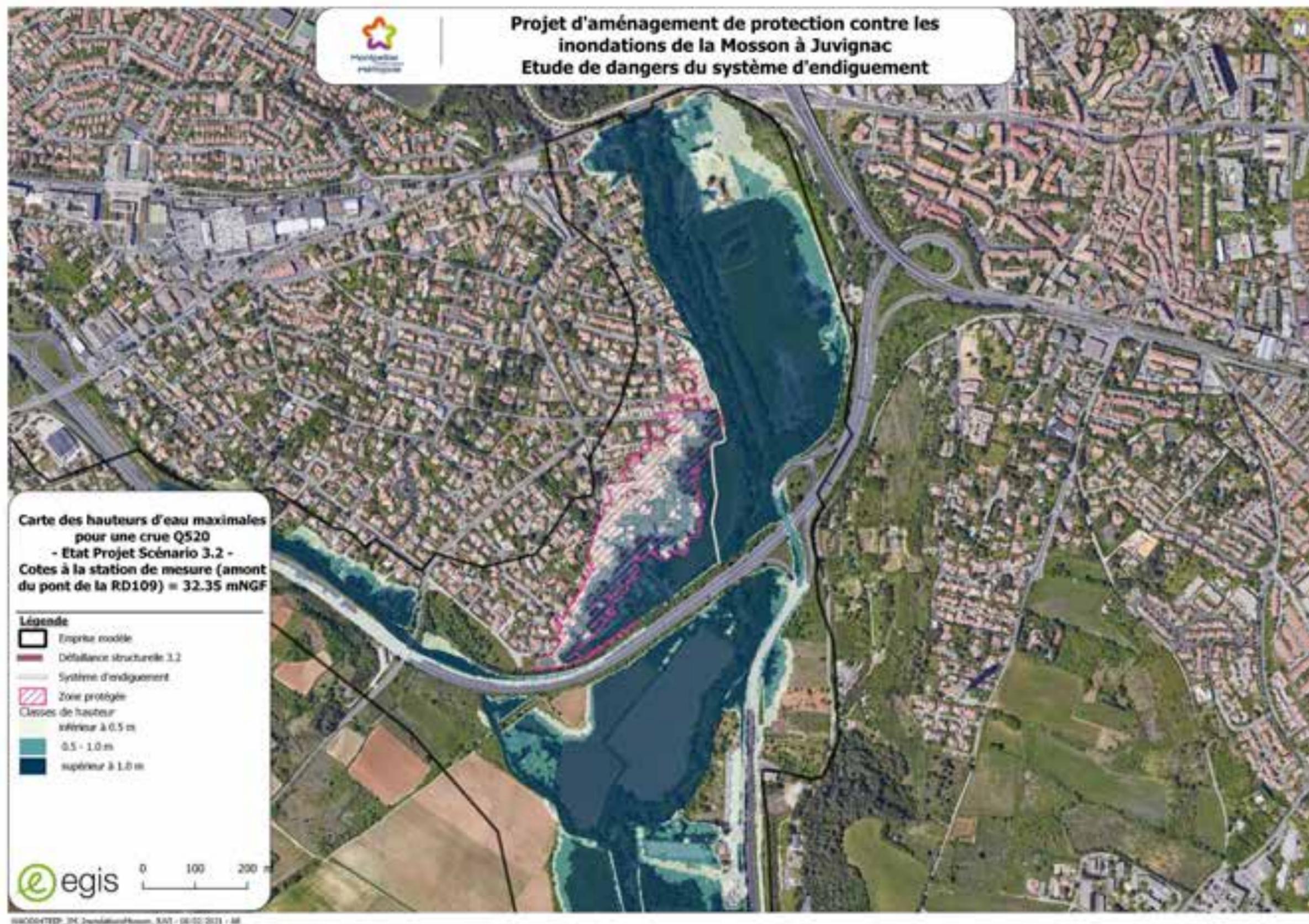
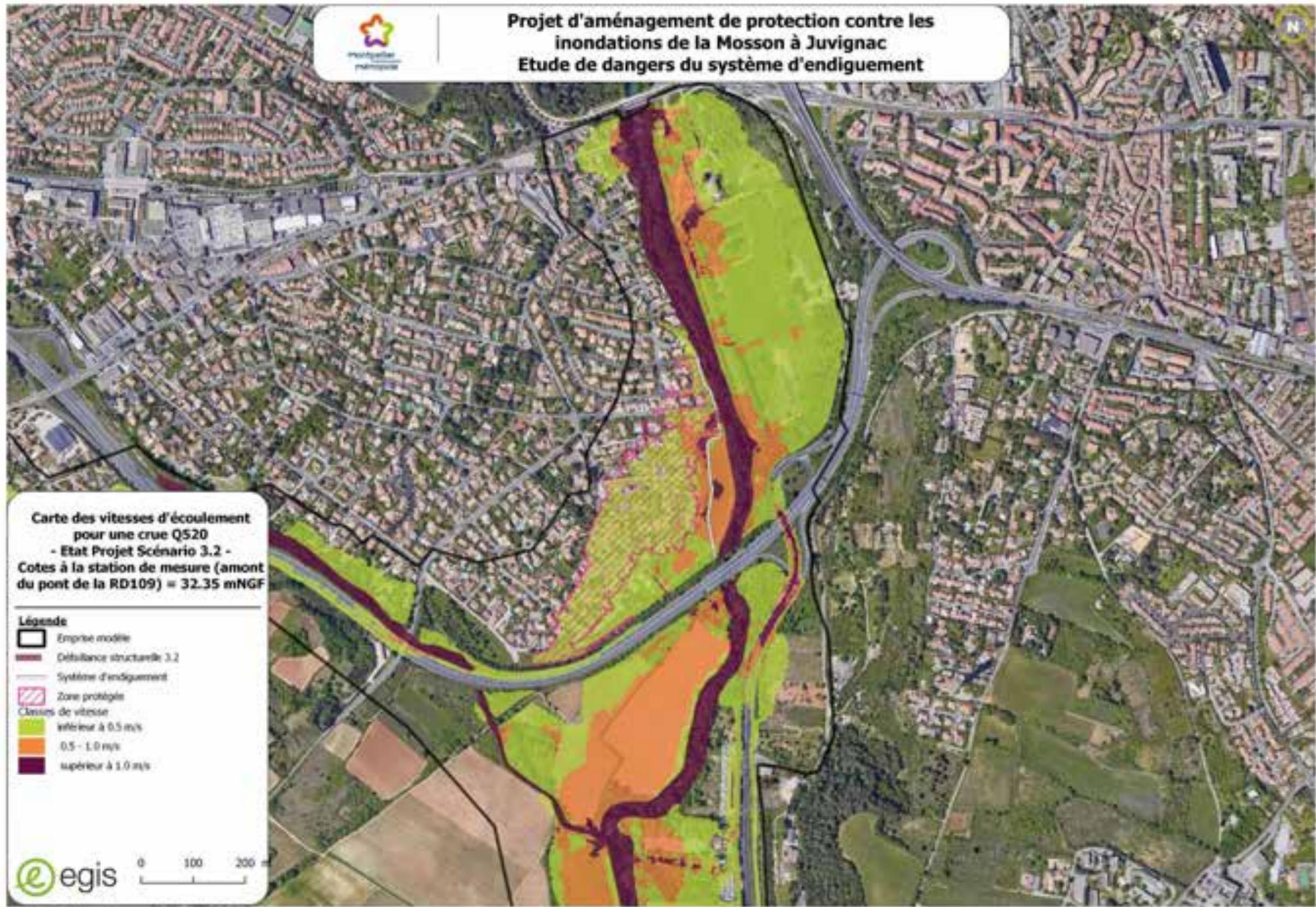


Figure 178 : Carte des vitesses d'écoulement – Scénario 3.2 – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF



8.3.2.2 Evolution des hauteurs d'eau dans le scénario 3.2

Les premiers débordements surviennent par le contournement amont puis le débordement survient au droit de la brèche au niveau de la rue de la Rivière.

Les eaux transitant par le déversoir vont quant à elles remonter pour atteindre le débordement issu de la brèche à l'amont. Dès lors l'inondation s'étend fortement en direction de la rue de la Rivière et une grande partie du quartier est inondée.

Les fortes vitesses et hauteurs importantes au droit de la brèche entraînent des venues d'eau dangereuses et particulièrement dangereuses dans la zone protégée au droit de la brèche.





8.3.2.2.3 Carte des venues d'eau

La carte des venues d'eau est présentée dans le chapitre 10 (Figure 195 : Scénario 3.2 – Carte des venues d'eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF).

Sont distinguées :

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau particulièrement dangereuses en raison de l'existence d'un point bas ou d'un effet « cuvette » ou de l'existence d'une zone de dissipation d'énergie importante.

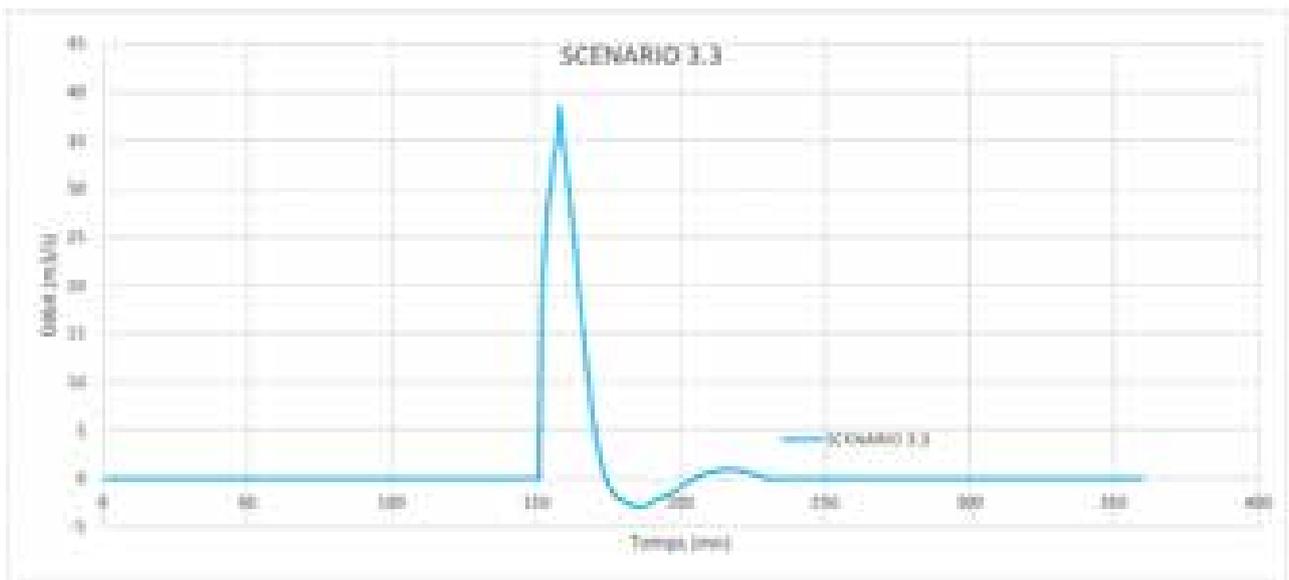
8.3.2.3 Scénario 3.3 sur le tronçon T3

8.3.2.3.1 Carte des hauteurs d'eau et des vitesses d'écoulement

- Localisation sur le tronçon T3,
- Crue de 520 m³/s sur la Mosson (500 ans < T < 1 000 ans),
- Probabilité de défaillance : Niveau de danger : risque de rupture supérieur à 50%
- Longueur de la brèche : 20 m,
- Durée d'ouverture totale : 30 mn,
- Débit de pointe de l'onde de rupture : 38.6 m³/s,

L'hydrogramme de la brèche est donné sur la figure ci-après.

Figure 179 : hydrogramme dans la brèche (Scénario 3.3)



Les cartes de hauteurs d'eau et de vitesses sont jointes ci-après.

Figure 180 : Carte des hauteurs d'eau – Scénario 3.3 – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF

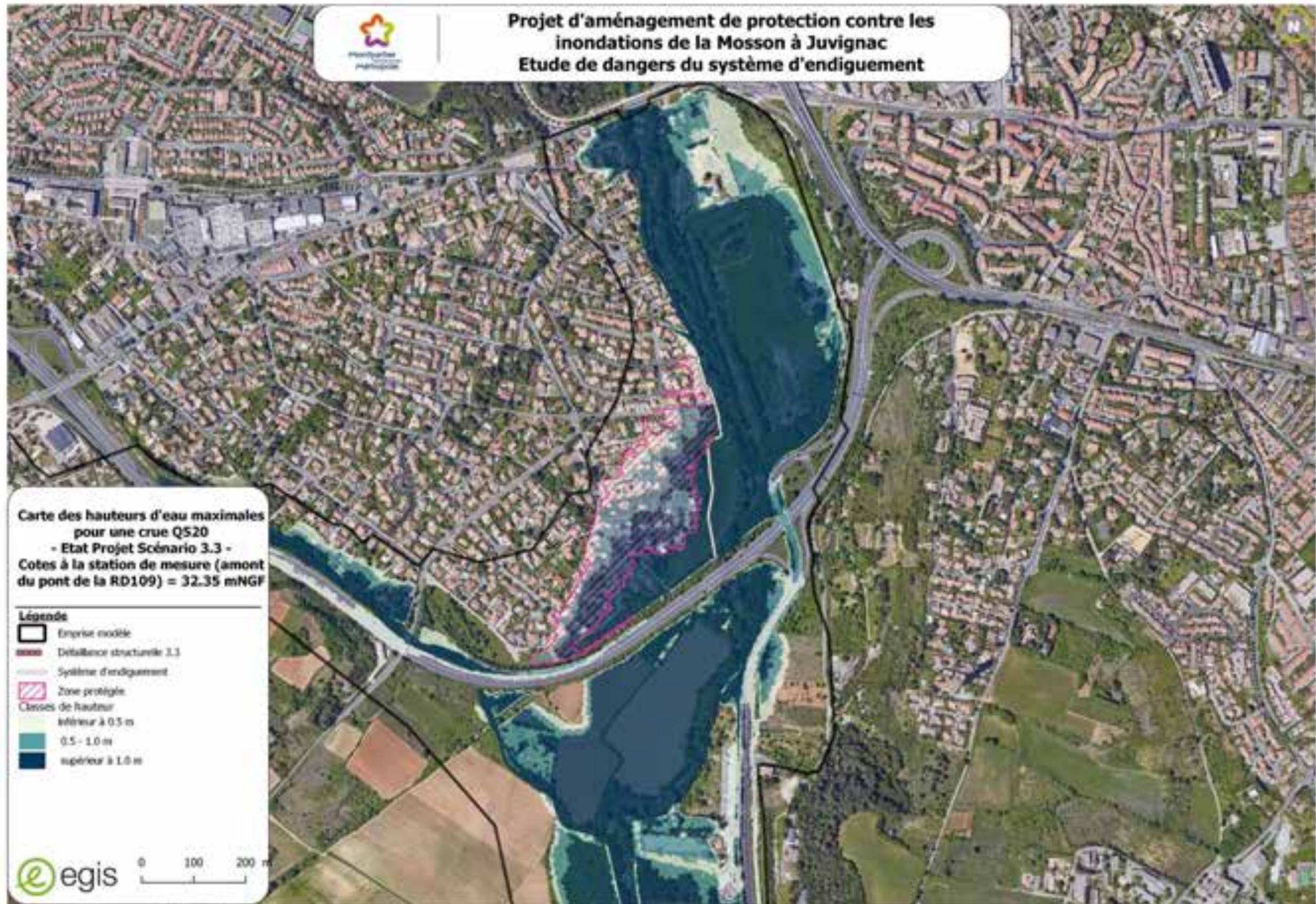
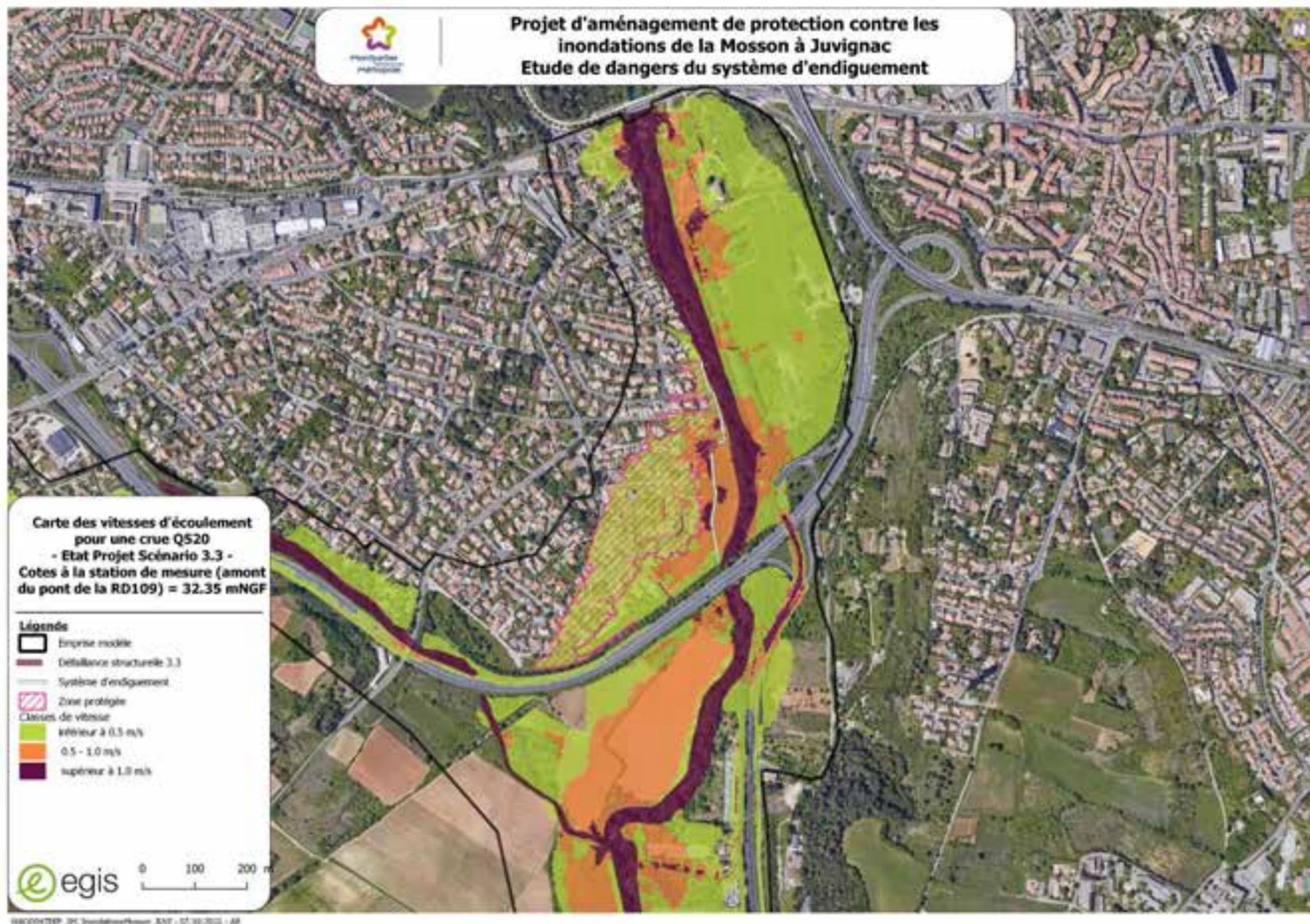


Figure 181 : Carte des vitesses d'écoulement – Scénario 3.3 – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF



8.3.2.3.2 Evolution des hauteurs d'eau dans le scénario 3.3

Les premiers débordements surviennent par le contournement amont puis le débordement survient au droit de la brèche au niveau de la rue de la Rivière.

Les eaux transitant par le déversoir vont quant à elles remonter pour atteindre le débordement issu de la brèche à l'amont. Dès lors l'inondation s'étend fortement en direction de la rue de la Rivière et une grande partie du quartier est inondée.

Les fortes vitesses et hauteurs importantes au droit de la brèche entraînent des venues d'eau dangereuses et particulièrement dangereuses dans la zone protégée au droit de la brèche.





8.3.2.3 Carte des venues d'eau

La carte de venues d'eau est présentée dans le chapitre 10 (Figure 196 : Scénario 3.3 – Carte des venues d'eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF).

Sont distinguées :

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau particulièrement dangereuses en raison de l'existence d'un point bas ou d'un effet « cuvette » ou de l'existence d'une zone de dissipation d'énergie importante.

8.4 Scénario 4 : Aléa de référence du PPRI

Le scénario 4 est représentatif du comportement du système d'endiguement quand se produit l'aléa de référence du Plan de Prévention des Risques naturels inondation ou littoraux quand un tel plan existe.

L'aléa de référence du PPRI correspond à une crue centennale de la Mosson évaluée à 371 m³/s.

La carte des venues d'eau pour l'aléa de référence est jointe dans le chapitre 10 (Figure 197 : Scénario 4 – Carte des venues d'eau – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.05 m NGF).

Sont distinguées :

- Les zones de venues d'eau non dangereuses ou peu dangereuses : sont réputées non dangereuses ou peu dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau est inférieure à 1 mètre et le courant inférieur à 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau dangereuses : sont réputées dangereuses les venues d'eau telles que la hauteur d'eau atteint au moins 1 mètre ou le courant au moins 0.5 m/s,
- Les zones de venues d'eau particulièrement dangereuses en raison de l'existence d'un point bas ou d'un effet « cuvette » ou de l'existence d'une zone de dissipation d'énergie importante.

9. Présentation et analyse de l'organisation mise en place par le gestionnaire pour l'exercice de ses fonctions

9.1 Adéquation des moyens mis en place pour la surveillance et l'entretien courant avec l'objectif de protection garanti

9.1.1 Présentation du gestionnaire

Le gestionnaire et propriétaire des digues constitutives du système d'endiguement de la Mosson à Juvignac est **MONTPELLIER MEDITERRANEE METROPOLE**. La collectivité sera nommée « 3M » dans la suite du document d'organisation.

Pour répondre aux missions de la compétence GEMAPI, instaurée par la loi MAPTAM de 2014, 3M a créé un service dédié notamment à la gestion des ouvrages de protection contre les inondations. Ce service est présenté ci-après.

Le gestionnaire du futur système d'endiguement de Juvignac est 3M.

9.1.1.1 Le Gestion des milieux aquatiques et prévention des inondations (GEMAPI)

La mission de gestion du système d'endiguement de la Mosson à Juvignac est assurée par le **Service Gestion des milieux aquatiques et prévention des Inondations** (GEMAPI) de la Direction de L'eau et de l'Assainissement (DEA) de 3M.

Le personnel technique affecté est placé sous l'autorité hiérarchique d'un chef de service.

Ce service rassemble **14 agents**. Son rôle est notamment d'assurer la compétence de Gestion des Milieux Aquatiques et du Risque Inondations dévolue à la Métropole.

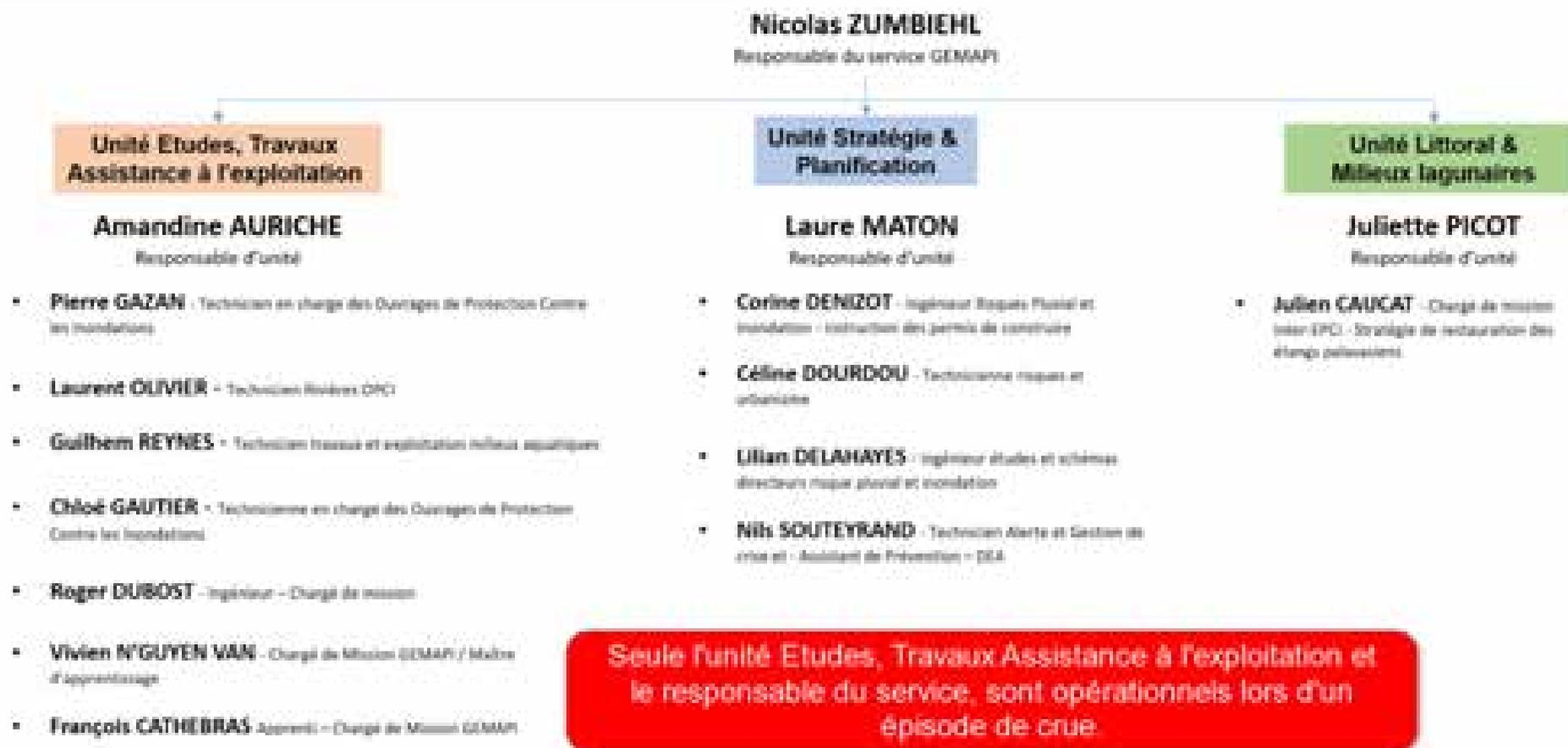
Au travers d'accord-cadre avec des entreprises spécialisées, les agents planifient et suivent les opérations d'entretien courant telles que :

- L'entretien de la végétation sur les ouvrages en remblais,
- Les réparations des désordres identifiés notamment lors des visites de surveillance périodique et les visites techniques approfondies,
- L'entretien de la ripisylve des cours d'eau présents sur le territoire de la Métropole,

■ L'entretien des seuils en rivière.

L'organigramme du service GEMAPI de **MONTPELLIER MEDITERRANEE METROPOLE** est disponible en page suivante.

ORGANISATION DU SERVICE GEMAPI



9.1.1.2 Organisation du gestionnaire

Le gestionnaire, au travers des activités du service RPI, assure notamment :

- La tenue du dossier d'ouvrage,
- L'inspection des digues à une fréquence régulière,
- L'entretien régulier de la végétation selon les saisons et les besoins,
- La réalisation de visites post-crue,
- La réalisation des Visites Techniques Approfondies des digues.

9.1.1.3 Mesures d'entretien du système d'endiguement mises en place par le gestionnaire

Les opérations d'entretien du système d'endiguement de la Mosson sont les suivantes :

- Débroussaillage régulier de la végétation installée sur les parties en remblai,
- Réparation des cages à gabions le cas échéant,
- Nettoyage des clapets anti-retour en cas d'encombrement par des déchets.

Le fauchage de la végétation se fait à minima 2 fois par an.

Les réparations des parties minérales et le nettoyage des clapets se fait en cas de besoin identifié lors des visites de surveillance programmées ou suite aux préconisations des VTA.

Les opérations d'entretien de la végétation sont confiées à l'entreprise titulaire de l'**accord-cadre « Travaux d'entretien des cours d'eau »** de 3M. La planification et le suivi des opérations d'entretien sont assurés par le service RPI.

Notifié en mars 2020 pour une durée de 4 ans, le titulaire du lot n° 2 du marché de travaux d'entretien des cours d'eau (secteur Piémonts-Garrigues) est l'**entreprise G.GORCE**.

- Travaux de réparation des digues en remblais

Le gestionnaire procède aux travaux de réparation courants de la digue lorsque les désordres ne représentent pas un risque important vis-à-vis de la sûreté de l'ouvrage (à déterminer par le prestataire en charge de la VTA).

Pour ce faire il dispose d'un **accord-cadre « Travaux de terrassement et de génie civil pour la construction et la réparation d'ouvrages hydrauliques et de berges de cours d'eau »**.

Notifié en mars 2020 pour une durée de 4 ans, le titulaire du lot n°1 de l'accord-cadre (travaux de terrassement) est l'**entreprise BUESA**.

Que ce soit pour les opérations de débroussaillage ou de réparation courante, chaque intervention des prestataires est renseignée dans le registre d'ouvrage par le gestionnaire.

9.1.2 Consignes écrites

Les consignes écrites ont été rédigées et sont appliquées par 3M sur les digues qu'il gère. La version en vigueur, en date de mars 2021, est consultable en Annexe n° 10. Celle-ci intègre les réflexions et résultats issus de la présente étude de dangers, ayant conduit à un ajustement des consignes.

Les consignes fixent les instructions de surveillance de chaque ouvrage en toutes circonstances. Ce document permet ainsi de répondre aux exigences réglementaires en matière de suivi et d'entretien des ouvrages classés pour la sécurité hydraulique.

La surveillance des ouvrages permet de détecter et de réparer les désordres afin d'assurer le fonctionnement correct de ces derniers.

9.1.3 Définition des principales procédures qui encadrent l'identification et l'évaluation des principaux risques, la surveillance de l'ouvrage en toutes circonstances, la gestion des situations d'urgence et la gestion du retour d'expérience

9.1.3.1 Surveillance et entretien périodique des ouvrages en dehors des périodes de crues

Les consignes écrites définissent les modalités d'entretien régulier et de surveillance de son ouvrage.

La surveillance périodique de l'ensemble du système d'endiguement est assurée par les agents de l'Unité « Etudes, Travaux et Exploitation ».

Les techniciens de cette unité vérifient le bon état et le bon fonctionnement des digues pour anticiper tout désordre éventuel qui pourrait les fragiliser. Ils vérifient également les ouvrages hydrauliques annexes (notamment le clapet anti-retour de l'ouvrage pluvial de la rue de la Rivière).

La fréquence et les objectifs de ces visites est décrit dans le paragraphe ci-après.

9.1.3.1.1 Périodicité et objectifs des visites réalisées par le gestionnaire

La visite d'inspection trimestrielle

- **Agents concernés** : les techniciens de l'unité Etudes travaux et exploitation,
- **Modalités de la visite** : circulation en véhicule sur la crête de digue sur l'ensemble du linéaire,
- **Objectifs** :
 - Constater les désordres sur les ouvrages et programmer les réparations le cas échéant,
 - Définir et programmer les opérations d'entretien courant,
- **Consignation des observations** : établissement d'une fiche de visite, renseignement du registre, renseignement de la base de données SIRS Dignes.

La visite annuelle

- **Agents concernés** : les techniciens de l'unité Etudes travaux et exploitation,

- **Modalités de la visite** : cheminement piétonnier de part et d'autres et d'autres de l'ouvrage pour l'observation minutieuse des différents organes de la digue (talus en remblais, enrochements, mur en gabions, ouvrages traversant, pistes d'accès, état des clôtures, ...),
- Objectifs :
 - Constater les désordres sur les ouvrages et programmer les réparations le cas échéant,
 - Définir et programmer les opérations d'entretien courant,
- **Consignation des observations** : établissement d'une fiche de visite, renseignement du registre, renseignement de la base de données SIRS Dignes.

Conformément à la réglementation en vigueur, le gestionnaire programmera également une visite technique approfondie de l'ouvrage par un organisme agréé à raison d'une fois entre la production de 2 rapports de surveillance (dont la fréquence est fixée à 6 ans).

9.1.3.1.2 Parcours à effectuer

La visite de surveillance concerne l'ensemble du linéaire de la digue. Les agents circuleront en crête de digue en empruntant les rampes d'accès situés rue Georges Brassens et rue des Mimosas.

Lors de la visite de surveillance annuelle, l'inspection des ouvrages se fera **à pied**.

9.1.3.1.3 Opérations de surveillance et d'entretien des ouvrages

Le tableau suivant détaille la nature des tâches, leurs fréquences et le personnel qui leur est affecté :

Tableau 52 : Opérations de surveillance et d'entretien des ouvrages

Tronçons concernés	Points d'observation et opérations d'entretien	Fréquence
<u>Tronçon T1</u> <u>Tronçon T2</u> <u>Tronçon T3</u>	<u>Entretien de la végétation sur les talus en remblai</u> <ul style="list-style-type: none"> • Faucher/tondre la végétation sur l'ouvrage et ses abords immédiats (NB : la largeur en crête du tronçon T1 ne permet pas un fauchage par épareuse => débroussaillage manuel) • Vérifier l'état général de la crête de l'ouvrage et des talus 	2 fois / an 3 mois
<u>Tronçon T1</u> <u>Tronçon T2</u>	<u>Ouvrages pluviaux</u> <ul style="list-style-type: none"> • Vérifier l'absence de déchet obstruant les bouches d'engouffrement de la <u>rue G. Brassens</u> • Vérifier si les sorties des 3 canalisations EP de la rue G. Brassens ne sont pas obstruées • Vérifier si le DN1200 de la rue de la Rivière est obstrué • Retirer les déchets <u>Clapets</u>	3 mois Immédiat 1 an

	<ul style="list-style-type: none"> • Vérifier le bon fonctionnement des clapets anti-retour (3 clapets sur T1 ; 1 clapet sur rue de la Rivière) • Vérifier l'absence de déchet obstruant le clapet • Retirer les déchets le cas échéant • Réparer et/ou changer le clapet en cas de dégradation 	Immédiat
<u>Tronçon T1</u> <u>Tronçon T2</u>	<u>Gabions et enrochements</u> <ul style="list-style-type: none"> • Vérifier l'état des cages à gabion • Vérifier l'état des talus enrochés de la digue • Réparer les cages à gabion le cas échéant 	3 mois Immédiat
<u>Tronçon T1</u> <u>Tronçon T2</u> <u>Tronçon T3</u>	<u>Portail d'accès à la digue et clôtures</u> <ul style="list-style-type: none"> • Vérifier l'état des portails (1 rue Georges Brassens ; 1 accès sud T3 rue des Mimosas) • Graisser les charnières des portails • Vérifier l'état des clôtures 	3 mois 1 an 3 mois

9.1.3.2 Surveillance en période de crue

Les objectifs de la surveillance en crue sont de parer à toute éventualité pendant l'épisode de crue et de recueillir en temps réel des informations permettant une analyse et une synthèse rendant compte de l'état des digues.

Les niveaux de surveillance et de mobilisation correspondent à la montée en puissance du Plan Communal de Sauvegarde de la commune de Juvignac. Les paramètres considérés sont basés sur l'analyse temps-réel de l'évolution de la crue au droit des stations existantes.

Sont distingués (Voir chapitre 9.1.5) les niveaux de vigilance suivants :

- Déclenchement d la vigilance : Département de l'Hérault en vigilance orange (Météo France) ou cumul de pluie annoncé > 100 mm/24 h,
- Niveau 1 : Enclenchement des actions : niveau de la Mosson = 4.00 m au Pont de la RN109,
- Niveau 2 : Renforcement du dispositif : niveau de la Mosson = 6.20 m au Pont de la RN109,
- Niveau 3 : Niveau de protection des ouvrages : niveau de la Mosson = 7.10 m au Pont de la RN109,
- Niveau 4 : Niveau de sûreté des ouvrages : niveau de la Mosson = 7.40 m au Pont de la RN109,
- Fin de la crue : niveau de la Mosson < 4.5 m.

9.1.3.3 Visites post-crue

Suite à un événement pluvieux, une visite post-crue sera effectuée si l'une des conditions suivantes est remplie :

- La Mosson a atteint 4 m de hauteur (à la station du pont de la RN109),
- Le cumul de pluie de l'évènement a dépassé 100 mm.
 - Responsabilité : service RPI,
 - Objectif : constatation des désordres sur les berges de la Mosson, les clapets anti-retour, les talus de la digue si sollicitation,
 - Parcours : ensemble du linéaire de la digue, des berges de la Mosson, et vérification des clapets-antiretour,
 - Délais de réalisation : 24 h après la crue,
 - Consignation : fiche de visite post-crue.

Si la crue de la Mosson a atteint 5 m de hauteur au niveau du pont de la RN109, une visite post-crue est effectuée.

9.1.3.4 Visites post-séismes

D'après le zonage sismique défini par les articles R.563-1 à R.563-8 du code de l'environnement, Montpellier et le territoire de la Métropole se situent en zone 2 (sismicité faible).

Le gestionnaire est en mesure d'être alerté dans un délai inférieur à 24 heures de la survenance d'un séisme de plus de 6,5 sur l'échelle de Richter sur le territoire national métropolitain et de tout séisme de plus de 4 sur l'échelle de Richter dans le périmètre rapproché de l'ouvrage par la voie d'information (messages radio, information locale, information par la préfecture aux collectivités territoriales).

Le cas échéant le gestionnaire consultera le bulletin émis par « *Le Bureau Central Sismologique Français* ».

Dans le cas d'un séisme de magnitude supérieure à 5, avec un épicentre distant de moins de 50 km, le service RPI réalisera une visite d'observation immédiate et fera réaliser dans les plus brefs délais une mesure d'auscultation complète (y compris topographique).

9.1.4 Moyens d'information sur les crues ou les tempêtes

9.1.4.1 Prévisions météorologiques – Rôle de l'astreinte Hydro-Météo de 3M

Le gestionnaire dispose d'un service d'astreinte dédié au risque inondation - appelé astreinte Hydro-Météo - joignable 7/7 et 24h/24.

Cette astreinte est assurée par les cadres de la DEA. Sa mission est d'assurer **l'anticipation du risque inondation sur le territoire de la Métropole**. Il fait l'interface entre les sociétés de prévisions météorologiques et les services techniques de la Métropole afin de délivrer à ces derniers une analyse pertinente du risque d'inondations sur le territoire. **L'agent d'astreinte prend part au Poste de Commandement de Crise** lorsque son ouverture est enclenchée par les autorités de la Métropole.

En termes de moyens matériels, l'agent d'astreinte dispose d'un téléphone portable dédié, un téléphone satellitaire, d'un ordinateur portable et d'un véhicule de service pour ses déplacements. Son contact est donné ci-après :

Astreinte Hydro-Météo (3M)	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire
-----------------------------------	---

Au travers de marchés de prestations de service, l'agent d'astreinte dispose d'outils informatiques adaptés à la gestion du risque inondation :

- Le site extranet « **Météo France Pro** » et les outils de « **Predict Services** » : prévisions locales à J+3, images radar, alertes par SMS personnalisées, prévisionnistes joignable 24h/24,
- La supervision externalisée « **E-Vigilance** » : accès en temps réels aux données des stations de mesures installées sur les bassins versants du Lez et de la Mosson (hauteurs, vitesses, débits, pluviométrie),
- L'outil de surveillance et de gestion du risque hydrologique « **Ville en alerte** » : acquisition de données en temps réel, prévisions des aléas, identification du scénario de risque inondation, partage d'informations en temps réel.

Les coordonnées des sociétés de prévisions météorologiques sont les suivantes :

Prédic services	www.wiki-predict.com	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire
Météo France	https://pro.meteofrance.com/	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire

9.1.4.2 Stations de mesures du gestionnaire

Dans le cadre des travaux de construction du système d'endiguement de la Mosson à Juvignac, une station de mesure des hauteurs d'eau de la Mosson sera installée sous le pont de la RN109.

Sa localisation figure sur le plan suivant :

Figure 182 : Localisation de la station de mesure prévue pour surveiller la digue de Juvignac



Equipée d'une sonde à ultrason, cette station permettra d'alerter le gestionnaire en temps réel sur les hauteurs de crue de la Mosson à proximité du déversoir de sécurité.

Les mesures de hauteurs d'eau sont consultables sur la supervision de l'outil *Ville en alerte*.

Les seuils de vigilance du gestionnaire présentés ci-après sont définis en fonction des niveaux d'eau mesurés à cette station.

9.1.5 Niveaux de vigilance

Les états de vigilance et de mobilisation sont définis par les hauteurs atteintes au droit du déversoir de sécurité de la digue de Juvignac (cf. schéma ci-dessous).

La mobilisation des moyens humains et matériels est déclenchée par l'atteinte de 2 seuils :

- • Début de sollicitation de la digue : $H = 4,5$ m (« Niv. 1 » sur Figure 17),
- • Niveau de la Mosson à 1m sous la crête du déversoir : $H = 6,2$ m (« Niv 2 » Figure 17) ;,

Les niveaux de vigilance sont fixés en fonction de la hauteur qu'atteint la Mosson au droit du déversoir de la digue. Ces hauteurs sont définies par des cotes altimétriques en mNGF. Cependant c'est sur les mesures enregistrées à la station de référence (pont RN109) que se basera le gestionnaire pour organiser sa surveillance en période de crue.

La localisation des points de référence pour la surveillance des ouvrages (déversoir ; station de mesure) est présentée sur la Figure 183.

La Figure 184 présente les niveaux d'eau de la Mosson au droit du déversoir pris comme seuil de déclenchement des actions de surveillance par le gestionnaire. A chaque cote altimétrique atteint sur la digue (en mNGF) correspond une hauteur relative mesurée à la station de référence (pont RN109).

Le rétrécissement de section au niveau du pont de la RN109 fait que les hauteurs d'eau au droit de la digue ne sont pas proportionnelles aux hauteurs d'eau mesurées au droit du pont.

Les niveaux de vigilance présentés dans les tableaux du document d'organisation présentés ci-après sont définis par les hauteurs d'eau mesurées à la station de mesure.

Figure 183 : Localisation des lieux de référence pour les cotes d'eau



Figure 184 : Niveaux de surveillance du système d'endiguement de la Mosson

Niveaux de vigilance pour la surveillance de la digue de Juvignac

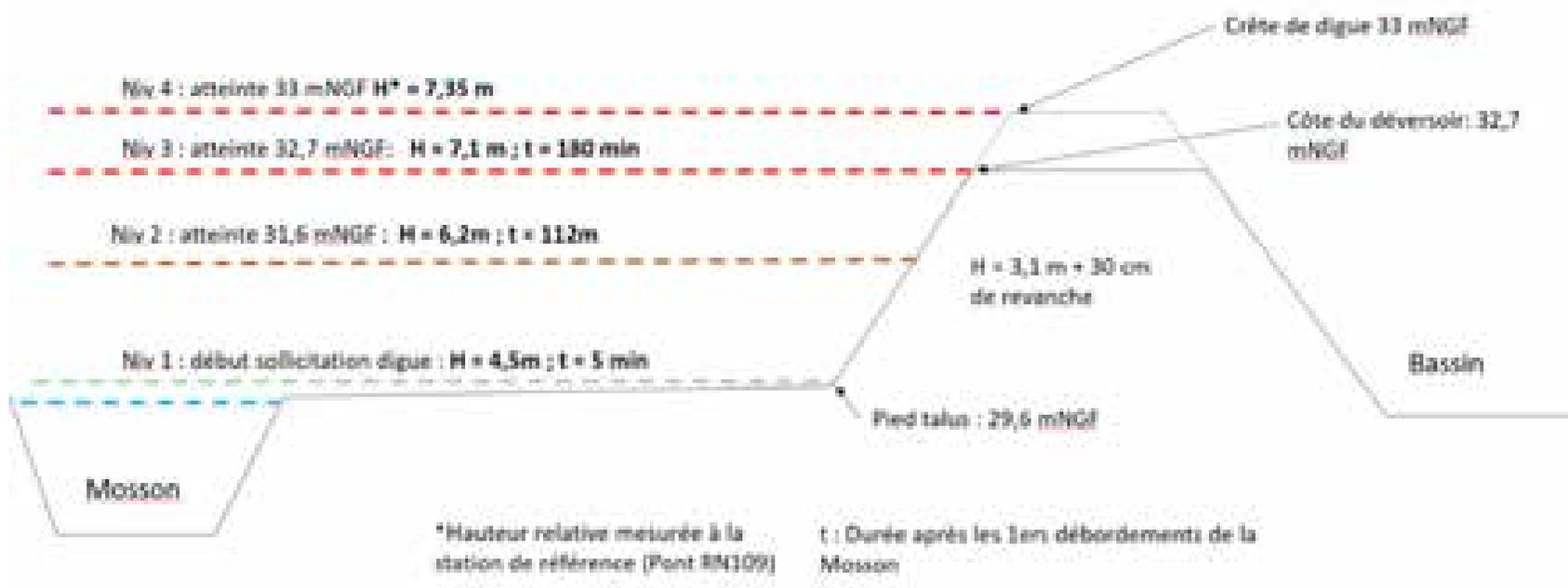


Tableau 53 : Déclenchement de la vigilance : engagement des actions

3M : Montpellier Méditerranée Métropole

RPI : Service Risque Pluvial et Inondations

AHM : Astreinte Hydro-Météo

<u>DECLENCHEMENT DE LA VIGILANCE</u>		Hérault en vigilance orange (Météo France) Ou cumul de pluie annoncé > 100 mm/24h :
Fonctionnement des ouvrages	Actions à engager par 3M	Actions à engager par la Ville de Juvignac (cf. PCS)
<p>Les prévisions météorologiques annoncent des cumuls importants sous 24h (100 mm)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le service RPI communique à la DREAL le nom du ou des agents joignables hors heures ouvrables pour cet événement. • <u>Se tenir informé</u> de l'évolution météorologique auprès de Météo France et Prédicit Services <ul style="list-style-type: none"> ○ AHM envoie des bulletins sur le risque local aux services de 3M et aux communes ○ AHM tient informé la préfecture de l'évolution météorologique • <u>Surveillance des ouvrages (RPI) :</u> <ul style="list-style-type: none"> ○ Vérifier : <ul style="list-style-type: none"> ▪ La fermeture des clapets anti-retours (cf. fiche de surveillance trimestrielle, ou sur site) ; <ul style="list-style-type: none"> ▪ L'état de la végétation dans le fossé pluvial (T3) ▪ L'état de la végétation à l'aval de l'ouvrage vôte sous la RN109 ; • <u>Consulter régulièrement l'évolution de la Mosson (RPI) :</u> <ul style="list-style-type: none"> ○ Suivre les hauteurs d'eau mesurées à la station du pont de la RN109 	<ul style="list-style-type: none"> • Sur décision du Maire : ACTIVER le PCS

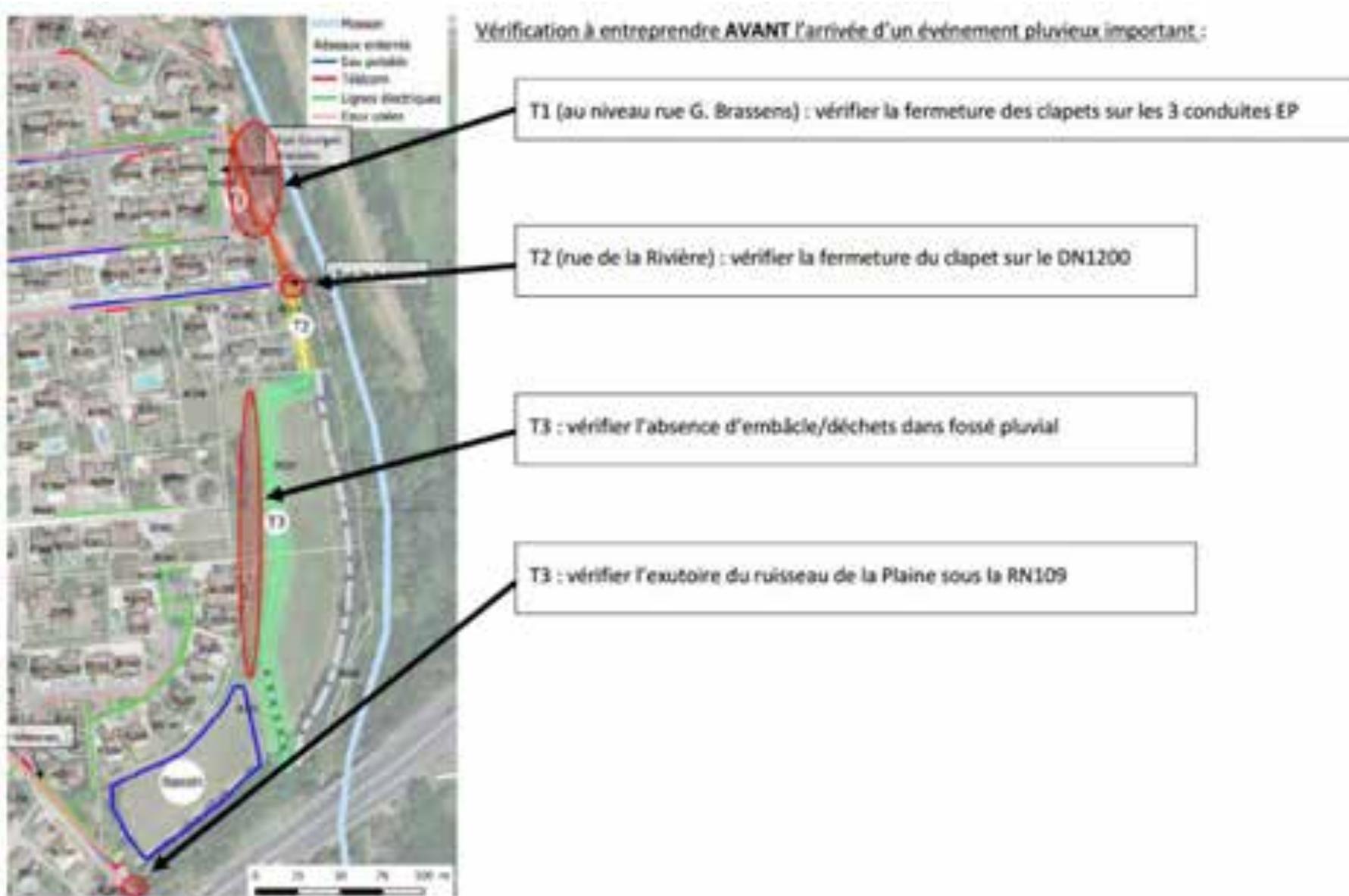


Tableau 54 : Niveau 1 : Engagement des actions

NIVEAU 1 : ENGAGEMENT DES ACTIONS		Niveau de la Mosson = 4,5 m (Pont RN109)
Fonctionnement des ouvrages	Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole	Actions à engager par la ville de Juvignac (cf. PCS)
<p>La Mosson est en crue, elle commence à déborder sur la Plaine.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • <u>Surveillance des ouvrages (RPI):</u> <ul style="list-style-type: none"> ○ Mobilisation d'une équipe du service RPI sur site ; privilégier l'itinéraire Av de la Liberté > RN109 ○ Vérifier l'étanchéité que les clapets anti-retour sont bien fermés (rue G. Brassens et rue de la Rivière) ; ○ Vérifier le bon écoulement du ruisseau de la Plaine au niveau de l'ouvrage voûte sous la RN109 • <u>Informez la ville de Juvignac :</u> <ul style="list-style-type: none"> ○ de la situation météo ; ○ de la nécessité d'activer le PCS ; ○ d'alerter les habitants situés en aval de la rue des Mimosas (remontée possible de la Mosson => débordement du ruisseau de la Plaine) • <u>Maintenir la surveillance hydro-météo</u> tel que décrit au niveau « déclenchement de la vigilance » (AHM) • <u>Prévenir :</u> <ul style="list-style-type: none"> ○ L'astreinte de l'entreprise de travaux d'une possible mobilisation (cf. contacts en annexe 3) • <u>Informez la Préfecture et le service de contrôle de la DREAL de la situation</u> (équipes mobilisés, constats, évolution météo...) 	<ul style="list-style-type: none"> • Sur décision du Maire : ACTIVER le PCS • ALERTER les habitants situés à l'aval de la rue des Mimosas (remontée possible de la Mosson => débordement du ruisseau de la Plaine)

Tableau 55 : Niveau 2 : Renforcement du dispositif

NIVEAU 2 : RENFORCEMENT DU DISPOSITIF	Niveau de la Mosson = 6,2 m (Pont RN109)
--	---

Fonctionnement des ouvrages	Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole	Actions à engager par la ville de Lattes (cf. PCS)
<p>La Mosson sollicite la digue de Juvignac sur 2m de hauteur au droit du déversoir.</p> <p>Les eaux de la Mosson commencent à remonter par l'ouvrage voûte sous la RN109, l'écoulement du ruisseau de la Plaine est contraint.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • ALERTER la Ville de Juvignac sur : <ul style="list-style-type: none"> ○ la nécessité de faire évacuer les habitants au sud de la rue des Mimosas (voir plan ci-après) ; ○ la nécessité de prévenir les habitants situés à l'extrémité Est de l'allée de la Plaine (voir plan ci-après) sur le risque de débordement de la Mosson. • MOBILISER l'entreprise d'astreinte (marché « Terrassement ») • MAINTENIR la surveillance hydro-météo tel que décrit au niveau « déclenchement de la vigilance » (AHM) <ul style="list-style-type: none"> ○ A ce stade le PC Crise de la Métropole est ouvert et l'AHM y participe ; • MAINTENIR la surveillance des ouvrages (RPI). Les points de contrôle sont notamment : <ul style="list-style-type: none"> ○ le déversoir de sécurité (anticiper son fonctionnement) ; ○ l'exutoire de la rue de la rivière ; ○ le ruisseau de la Plaine au niveau de la rue des Mimosas. • INFORMER la Préfecture et le service de contrôle de la DREAL de la situation (RPI) ; 	<ul style="list-style-type: none"> ○ FAIRE EVACUER les habitants du sud de la rue des Mimosas ; ○ ALERTER les habitants de l'allée de Plaine (au nord de T1) ○ PREPARER l'hébergement d'accueil ;

Tableau 56 : Niveau 3 : niveau de protection des ouvrages

NIVEAU 3 : NIVEAU DE PROTECTION DES OUVRAGES **Niveau de la Mosson = 7,1 m (Pont RN109)**

Fonctionnement des ouvrages	Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole	Actions à engager par la ville de Juvignac (cf. PCS)
<p>La Mosson atteint la crête du déversoir, celui se met en fonctionnement.</p> <p>Au niveau de T1, les eaux commencent à contourner la digue par le nord.</p> <p>Le sud de la rue des Mimosas est inondé par la remontée des eaux de la Mosson et le débordement du ruisseau de la Plaine.</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ ALERTER la Ville de Juvignac sur la nécessité de faire évacuer : <ul style="list-style-type: none"> ○ les riverains du ruisseau de la Plaine (rue des Mimosas) (cf. Figure 18) ○ les riverains de l'Allée de la Plaine, de la rue Georges Brassens et de la rue de la Rivière (cf. Figure 18) ▪ <u>MAINTENIR la surveillance hydro-météo</u> tel que décrit au niveau « déclenchement de la vigilance » <ul style="list-style-type: none"> ○ S'il est prévu que l'événement pluvieux se poursuit et/ s'intensifie dans les heures à venir, DEMANDER A LA VILLE DE FAIRE EVACUER TOUTE LA ZONE PROTEGEE (cf ; ▪ <u>RESTER</u> en relation permanente avec la commune et la Préfecture ▪ STOPPER la surveillance des ouvrages depuis la digue, évacuer les lieux par l'accès nord (T1) et se placer hors zone inondable 	<ul style="list-style-type: none"> ○ ALERTER et METTRE EN SECURITE tous les habitants exposés au risque inondation (cf. Figure 18) ; ○ COORDONNER les opérations de secours avec la Préfecture et le SDIS34 ; ○ MAINTENIR une surveillance sur le terrain.

Figure 186 : Zone protégée à faire évacuer par les services de la Ville de Juvignac si le niveau de protection est atteint

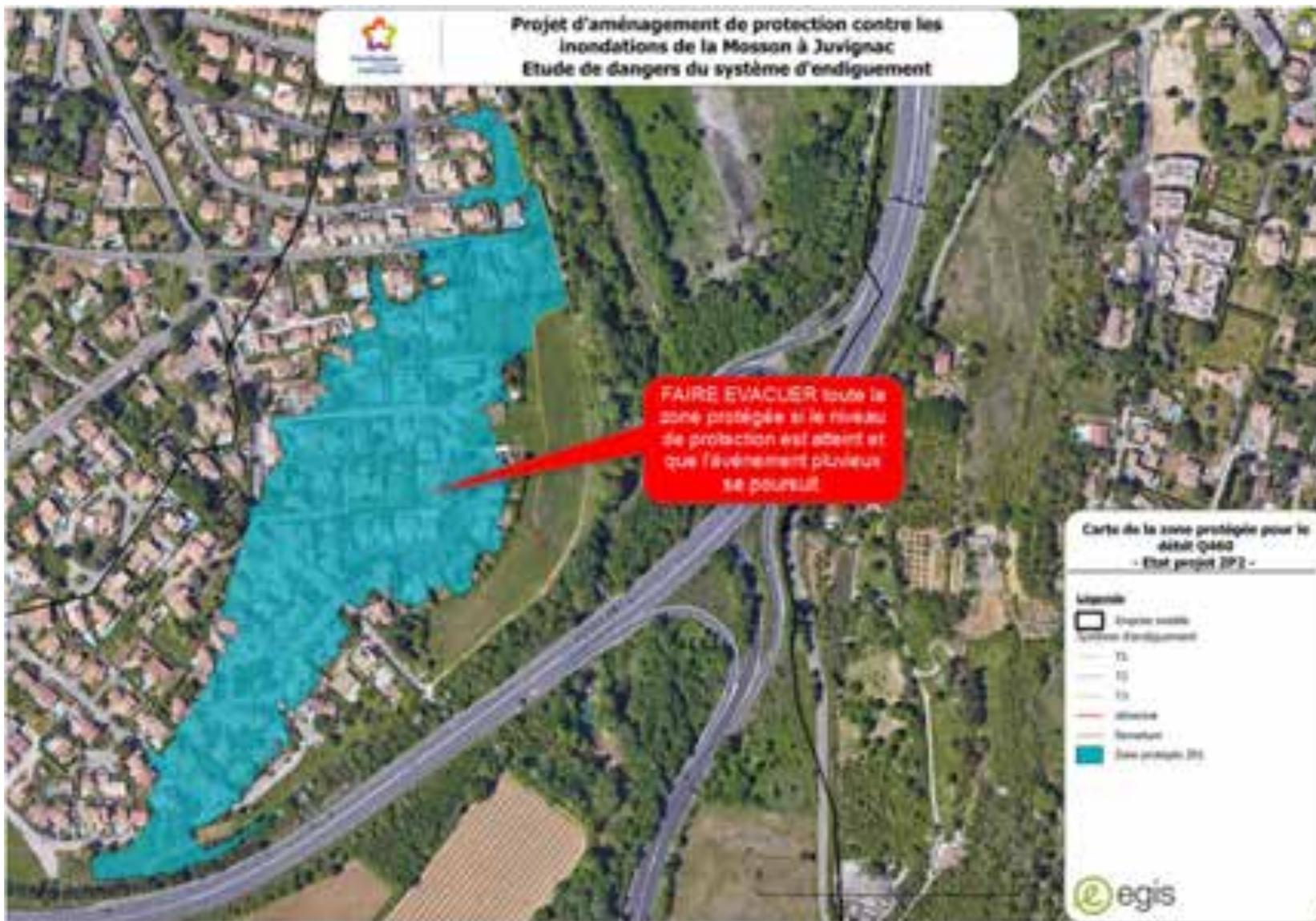


Tableau 57 : Niveau 4 : niveau de danger des ouvrages

NIVEAU 4 : NIVEAU DE DANGER DES OUVRAGES		Niveau de la Mosson = 7,35 m (Pont RN109)
Fonctionnement des ouvrages	Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole	Actions à engager par la ville de Juvignac (cf. PCS)
<p>Le niveau de danger de la digue est atteint ; le risque de rupture est avéré.</p> <p>La digue de Juvignac commence à <u>suinter</u> sur toute sa longueur engendrant une pénétration d'eau dans la zone protégée.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • → <u>Maintenir la surveillance hydro-météo</u> tel que décrit au niveau « déclenchement de la vigilance » <ul style="list-style-type: none"> ○ → A ce stade le PC Crise de la Métropole est ouvert et l'AHM y participe ; • → <u>Rester en relation permanente avec la commune et la Préfecture</u> • → <u>STOPPER LA SURVEILLANCE des ouvrages et se mettre en sécurité</u> • → <u>Informar la Préfecture et la ORLAL de la situation</u> 	<ul style="list-style-type: none"> ○ → <u>ALERTER et METTRE EN SECURITE</u> tous les habitants exposés au risque inondation (cf. Figure 18) ; ○ → <u>GÉRER</u> les centres d'accueil ; ○ → <u>COORDONNER</u> les opérations de secours avec la Préfecture et le SDIS34 ; • → <u>MAINTENIR</u> une surveillance sur le terrain.

Tableau 58 : Fin de la crue

<u>FIN DE LA CRUE</u>	Niveau de la Mosson < 4,5 m Vigilance départementale jaune ou verte
------------------------------	---

Fonctionnement des ouvrages	Actions à engager par Montpellier Méditerranée Métropole	Actions à engager par la ville de Juvignac (cf. PCS)
La digue de Juvignac n'est plus sollicitée, la Mosson rentre dans son lit mineur.	<ul style="list-style-type: none"> • <u>Maintenir la surveillance hydro-météo</u> tel que décrit au niveau « déclenchement de la vigilance » • <u>Reprendre la surveillance des ouvrages :</u> <ul style="list-style-type: none"> ○ Si les prévisions météorologiques le permettent, réaliser une <u>visite post-crue</u> telle que décrite au §4.2.1) • <u>Tenir informé la Préfecture et la DREAL des premières constatations</u> • <u>Faire réaliser une VTA par un bureau d'études spécialisé si le niveau de vigilance 2 a été atteint</u> 	<ul style="list-style-type: none"> • INFORMER la population de la fin d'évènement et du dispositif d'aide et de soutien communal mis en place • PROCÉDER aux opérations de nettoyage • DRESSER le bilan des dégâts • RDOUVRI les routes si les prévisions météorologiques le permettent

9.1.6 Procédures d'information et de communication avec les autorités compétentes pour la mise en sécurité des populations en période de crue ou de tempête

9.1.6.1 Information préventive

La prévention des risques majeurs commence par l'information et en ce qui concerne le risque inondation, elle est essentiellement réalisée par :

- **La Préfecture via le Dossier Départemental des Risques Majeurs (DDRM)** : c'est une première étape dans cette information du citoyen. Il précise pour chacune des communes concernées du département, le ou les risques naturels ou technologiques auxquels ses habitants peuvent un jour être exposés. Il mentionne les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde et décrit les actions engagées. Il relate également un historique des événements les plus marquants survenus dans le département.

Ce document est établi par le préfet et transmis aux maires de chaque commune concernée. Il est consultable sur le site internet de la préfecture de l'Hérault :

<http://www.herault.gouv.fr/Publications/Etudes-Cartes-Donnees/Atlas-cartographique/Risques/Dossier-Departemental-des-Risques-Majeurs-DDRM>

Dans le DDRM (2012) de l'Hérault, la commune de Juvignac est concernée par les risques suivants : feu de forêt (moyen), inondation (fort), séisme (2 – faible), transport de marchandises dangereuses.

Le DDRM rappelle l'historique des principales crues dans le département de l'Hérault et fournit des consignes individuelles de sécurité en cas d'inondation (signal d'alerte, mise à l'abri, consignes en cas d'évacuation...).

L'outil national CARMEN met en évidence le niveau de sensibilité au risque inondation selon l'AZI (Atlas des Zones Inondables).

- **L'Etat** via son Service de Prévision des Crues Grand Delta (SPC) Méditerranée Ouest. Il consiste à organiser la surveillance, la prévision et la transmission des informations sur les crues au public avec l'outil VIGICRUE. Cet outil cartographie les cours d'eau dont la Mosson en situation de risque de crue. Le Bulletin du SPC Méditerranée Ouest est accessible à tous les citoyens sur <http://www.vigicrues.gouv.fr/>

Il informe notamment sur les crues de la Mosson. Dès que la montée des eaux le justifie ou que l'état d'alerte menace d'être atteint, le gestionnaire du Système d'Endiguement avertit le maire qui est chargé de procéder à l'alerte de leurs administrés (y compris établissements scolaires, établissements recevant du public, installations classées pour la protection de l'environnement), à leur mise en sécurité (évacuation préventive) et qui se doivent de déclencher, le cas échéant, les mesures du plan communal de sauvegarde.

C'est le préfet qui décide de la mise en œuvre de l'organisation des secours prévue par le plan ORSEC Inondation (Organisation de Réponse de Sécurité Civile), loi du 13 août 2004 et décret n° 2005-1157 du 13 septembre 2005.

Au niveau communal, c'est le maire qui est responsable de l'organisation des secours (mise en œuvre de son Plan communal de Sauvegarde (PCS), décret n° 2005-1156 du 13 septembre 2005).

■ **La Métropole** via son service de surveillance des crues.

3M a passé un abonnement avec la société Prédicit Services relatif au service d'assistance en temps réel pour la gestion des risques hydrométéorologiques. Les prestations portent sur l'établissement d'un diagnostic initial des risques et des enjeux sur le territoire et permettent, en temps réel, de disposer :

- D'une information anticipée et personnalisée,
- D'une analyse de la situation hydrométéorologique,
- D'éléments d'aide à la décision opérationnelle,
- D'accès au service d'astreinte Prédicit et à la plateforme d'information et de visualisation de l'évènement.

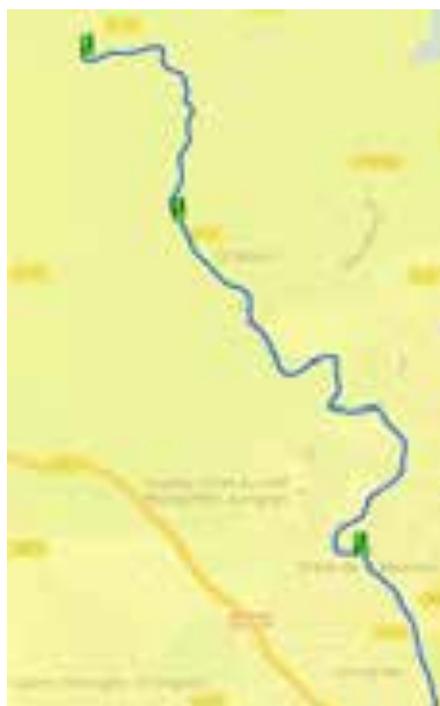
Dans le cadre des travaux d'extension du stade de la Mosson, réalisés en prévision de la coupe du monde de football de 1998, des mesures de protection contre les crues de la Mosson ont été mises en place par la ville de Montpellier.

Une étude réalisée par SIEE en 1997 a permis de définir l'emplacement de stations de télémessure constituant le système d'alerte. L'étude a abouti à la mise en place de 3 stations d'alerte implantées sur les sites suivants :

- Stade de la Mosson, en rive gauche sur le quai en amont du seuil de Caunelle,
- « Le château » sur le parement aval de la RD102 à Grabels, Bel-Air,
- « Mont Redon », section naturelle du cours d'eau, RD127 - RD102 au Nord de Grabels, 300 m en aval de la confluence avec le Pézouillet.

Ces stations sont localisées sur le plan de situation ci-dessous.

Figure 187 : Stations du système d'alerte de Montpellier



La station de Mont Redon, depuis sa mise en place, a connu de nombreux dysfonctionnements. Elle n'est d'ailleurs plus utilisée aujourd'hui par les services de lutte contre les inondations de la ville de Montpellier.

Seules les stations du Château à Grabels et du stade de la Mosson ont été conservées.

- **La mairie** via le Document d'Information Communal sur les Risques Majeurs (DICRIM) : chaque commune impactée par un risque majeur doit réaliser ce document qui constitue la deuxième étape d'information du citoyen. Le DDRM doit servir de socle pour la réalisation de ce document essentiel à l'information des citoyens.

Ce document est établi par le maire et est consultable en mairie de Juvignac.

Il est rédigé en concomitance avec l'élaboration du Plan Communal de Sauvegarde (PCS) de la commune.

Pour chacun des risques majeurs encourus sur la commune, le DICRIM précise le risque et les consignes personnelles de mise en sécurité.

- **La mairie** via le Plan Communal de Sauvegarde (PCS) : obligatoire pour les communes dotées d'un Plan de Prévention des Risques Naturels, l'objectif est de mettre en œuvre une organisation prévue à l'avance, au niveau communal, en cas de survenance d'un événement. L'organisation prévue va coordonner les moyens et services pour optimiser la réactivité de la commune.

Le PCS prend en compte l'ensemble des risques d'inondation sur la commune. Il prévoit notamment, en fonction de l'évolution des situations à risque, les mesures d'informations de la population, de mise en sécurité des axes routiers et d'intervention de l'ensemble des services communaux. Il encadre aussi les procédures éventuelles d'évacuation de la population vulnérable et d'accueil des sinistrés.

La commune de Juvignac dispose d'un PCS.

- **Les établissements scolaires** via le Plan Particulier de Mise en Sûreté (PPMS) :
Chaque établissement scolaire doit mettre en place un plan particulier de mise en sûreté face aux risques majeurs (circulaire de l'éducation nationale du 29/05/2002). Ce plan prévoit le déclenchement de l'alerte en cas de risque majeur, des consignes de sécurité du personnel et des élèves....

9.1.6.2 Modalités de transmissions d'informations vers les autorités compétentes

Dès lors que la procédure de gestion de crise est enclenchée, les services techniques de la Métropole resteront en contact permanent avec les services de l'état afin de les tenir informés de l'évolution de la situation.

Les autorités compétentes et la nature des informations à leur communiquer sont listés ci-après :

9.1.6.2.1 Services de la Préfecture

En cours d'événement, l'astreinte HM du gestionnaire informe les services de la Préfecture sur :

- L'évolution météorologique prévus à court terme (cumuls de pluie, localisation du front pluvieux, durée, ...)
 - La situation du réseau hydrographique (débits, hauteurs d'eau, débordements, ...),
 - Toutes informations intéressant la sécurité des biens et des personnes.

Préfecture	
Bureau de la planification et des opérations	
Mme Béatrice DUMON chef de bureau	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire
M. Philippe MOLIERE Adjoint	
Hors heures ouvrées	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire

9.1.6.2.2 Services de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques (SCSOH – DREAL Occitanie)

Dès le niveau « Déclenchement de la vigilance », le service RPI communique par mail au SCSOH le nom du ou des agents du service qui seront joignables hors heures ouvrables lors de cet événement.

Ces informations sont à adresser par mail à l'adresse suivante :

dohc.drn.dreal-occitanie@developpement-durable.gouv.fr (boîte mail consulté aux heures ouvrées).

En cours d'événement, le service RPI informe le SCSOH par mail sur :

- La situation du réseau hydrographique (niveau de la Mosson à la station du pont de la RN109, niveau de vigilance enclenché),
- L'état de sollicitation du système d'endiguement (fonctionnement des ouvrages, hauteur d'eau sur les digues, désordres constatés, ...),
- L'état de mobilisation des équipes.

Service de Contrôle de la Sécurité des Ouvrages Hydrauliques	
Heures ouvrables	Astreinte*
Secrétariat 04 34 46 65 77/64.00. 04.34.46.63.84.	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire

*Astreinte : en dehors des heures ouvrables, week-end et jours fériés, numéro de permanence (astreinte de direction).

9.1.6.2.3 Service interministériel de Défense et de Sécurité Civile

En cours d'événement, l'astreinte HM du gestionnaire informe le Service Interministériel de défense et de Protection Civile sur :

- La situation du réseau hydrographique et des premiers désordres constatés,
- L'évolution météorologique attendue,
- L'état de mobilisation des services du gestionnaire,
- La nécessité ou non d'obtenir du renfort pour effectuer la mise en sécurité des biens et des personnes,
- Toutes les informations intéressant la sécurité des biens et des personnes.

SIDPC Contact : Christophe Donnet	
tel :	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire
fax	Gestionnaire
mail	christophe.donnet@herault.gouv.fr

9.1.6.2.4 Service de Prévision des Crues (SPC)

En cours d'événement, l'astreinte HM du gestionnaire prend contact avec le SPC pour obtenir des informations sur l'évolution attendue sur la crue de la Mosson.

SPC Carcassonne (vigicrue)	Astreinte : Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire PC Crise : Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire
---	---

9.1.6.2.5 Service Départemental d'Incendie et de Secours (SDIS)

En cours d'événement, l'astreinte HM ou le service RPI prend contact avec le SDIS dans les cas suivant :

- Des évacuations anticipées de personnes sont à prévoir (suite à un désordre par exemple),
- Des renforts supplémentaires sont nécessaires pour contenir des inondations ou informer des riverains.

SDIS	Téléphone disponible dans le document de Consignes et Organisations du Gestionnaire
-------------	---

9.1.7 Dispositions prises par le responsable pour s'assurer en permanence du respect des procédures

3M sera gestionnaire du système d'endiguement de Juvignac. À cet effet, elle a mis en place une organisation pour la gestion de ses ouvrages digues qui est détaillée dans les consignes de surveillance transmises au service de contrôle de la DREAL. Ces consignes répondent aux prescriptions du décret de 2007 en matière de contrôle et de surveillance. Elles détaillent les procédures de suivi mises en place et les modalités d'entretien des ouvrages.

3M s'assure en permanence du respect des procédures et vise une amélioration continue de son système de gestion, notamment en termes de retour d'expérience vis-à-vis d'événements significatifs.

Une vérification annuelle est réalisée pour s'assurer de la bonne tenue du dossier de la digue et de la bancarisation de l'ensemble des documents de surveillances, notamment :

- Fiche compte-rendu cellule entretien,
- Rapport Visite Techniques Approfondies (VTA),
- Rapport Visite post crue,
- Déclaration EISH,
- Études réglementaires.

9.1.8 Rôle des barrières de sécurité

Une barrière de sécurité est prévue par les consignes écrites pour permettre une intervention d'urgence en cas de dommage sur les ouvrages du système d'endiguement.

3M dispose à cet effet d'un marché spécifique avec une entreprise de travaux (marché n°4518) ainsi qu'avec des maîtres d'œuvres agréés.

A partir de l'activation du niveau 1, l'entreprise d'astreinte est sollicitée pour qu'elle soit en mesure d'intervenir en cas de besoin (mobilisation des moyens humains et matériel et pré-positionnement des engins à proximité des stocks de matériaux).

Les consignes précisent les **itinéraires** à emprunter par l'entreprise d'astreinte pour accéder aux ouvrages en période de crue et la localisation des stocks dont dispose 3M, avec leurs caractéristiques ainsi que les coupes types des digues à reproduire. Le volume et la nature des matériaux disponibles permettent la réalisation de travaux d'urgence.

La réalisation effective des travaux d'urgence est activée à l'issue de l'inspection post-crue ou, si Météo France annonce un deuxième épisode météorologique très rapproché, le gestionnaire lance une inspection rapide des points les plus à risque de façon à identifier les éventuelles zones nécessitant des travaux.

L'application de cette procédure d'urgence permet d'éviter qu'un deuxième épisode de crue ne se produise alors que les digues auraient été endommagées.

9.1.9 Adéquation des moyens humains et de l'organisation du gestionnaire

9.1.9.1 Adéquation pour la gestion seule de la digue de Juvignac

L'organisation mise en place par le gestionnaire apparaît adaptée aux ouvrages à surveiller au regard des éléments suivants :

- La surveillance des ouvrages en période normale est assurée par le service Risques Pluvial et Inondations de 3M. Ce service est dédié à la problématique inondation et est mesuré d'assurer la surveillance, l'entretien et le suivi des travaux éventuellement nécessaires sur les ouvrages. Les moyens actuels devront être maintenus,
- En période de crue :
 - La surveillance des ouvrages est assurée par le service Risques Pluvial et Inondation de 3M (astreintes prévues – 2 personnes minimum). Les moyens mis à disposition sont cohérents avec le linéaire d'ouvrages à surveiller,
 - 3M dispose de marchés de travaux et de maîtrise d'œuvre agréée pour la réalisation de travaux d'urgence sur les ouvrages, ainsi que de stocks de matériaux à cet effet. L'organisation pour la réalisation de réparations en urgence sur les ouvrages semble donc adéquate.
 - 3M aura la maîtrise foncière des accès aux ouvrages depuis le domaine public. 3M est en train d'acquiescer le foncier privé et le domaine public est en cours de transfert à 3M.

EGIS indique que d'un point de vue sécuritaire, il serait judicieux d'informer l'ensemble des habitants situés dans la zone protégée dès le niveau 1. Cela permettrait aux habitants pouvant subir une évacuation, d'être prêts pour cette dernière lorsque les différents niveaux de vigilance sont atteints.

D'après l'hydrogramme de crue modélisé dans le cadre de l'EDD, les différents niveaux de vigilance sont séparés d'environ 70 - 80 minutes. Les délais entre les différents niveaux de vigilance semblent cohérents et permettent de réaliser l'ensemble des actions prévues dans l'organisation.

EGIS préconise l'envoi de deux équipes sur site si les niveaux de vigilance 2 et 3 sont atteints afin de surveiller les débordements de la Mosson et avertir et évacuer les personnes situées dans la zone protégée (environ 213 personnes).

Par ailleurs, afin de renforcer le processus de suivi de son organisation, le gestionnaire est invité à :

- Identifier une personne nommément désignée en charge du suivi et de l'actualisation du processus de surveillance des ouvrages,
- Instaurer tous les six mois un audit des consignes en vigueur de façon à mettre à jour les informations y figurant, en particulier les coordonnées des personnes pouvant être contactées,

- Prévoir un audit technique des consignes à l'issue de chaque évènement significatif (activation du niveau 2),
- Ajouter un paragraphe dans les consignes stipulant le processus de vie et d'actualisation des consignes et modalités de surveillance des ouvrages, reprenant les points listés ci-dessus.

Bien que l'organisation du gestionnaire apparaisse adaptée au maintien du niveau de protection, il serait judicieux, dans une optique sécuritaire de mettre en place une gestion de la problématique embâcle et de mettre en place une gestion de l'usage des digues comme présenté au chapitres 9.2.2.3 - Gestion de la problématique d'embâcles & 9.2.2.4 - Gestion de l'usage des digues.

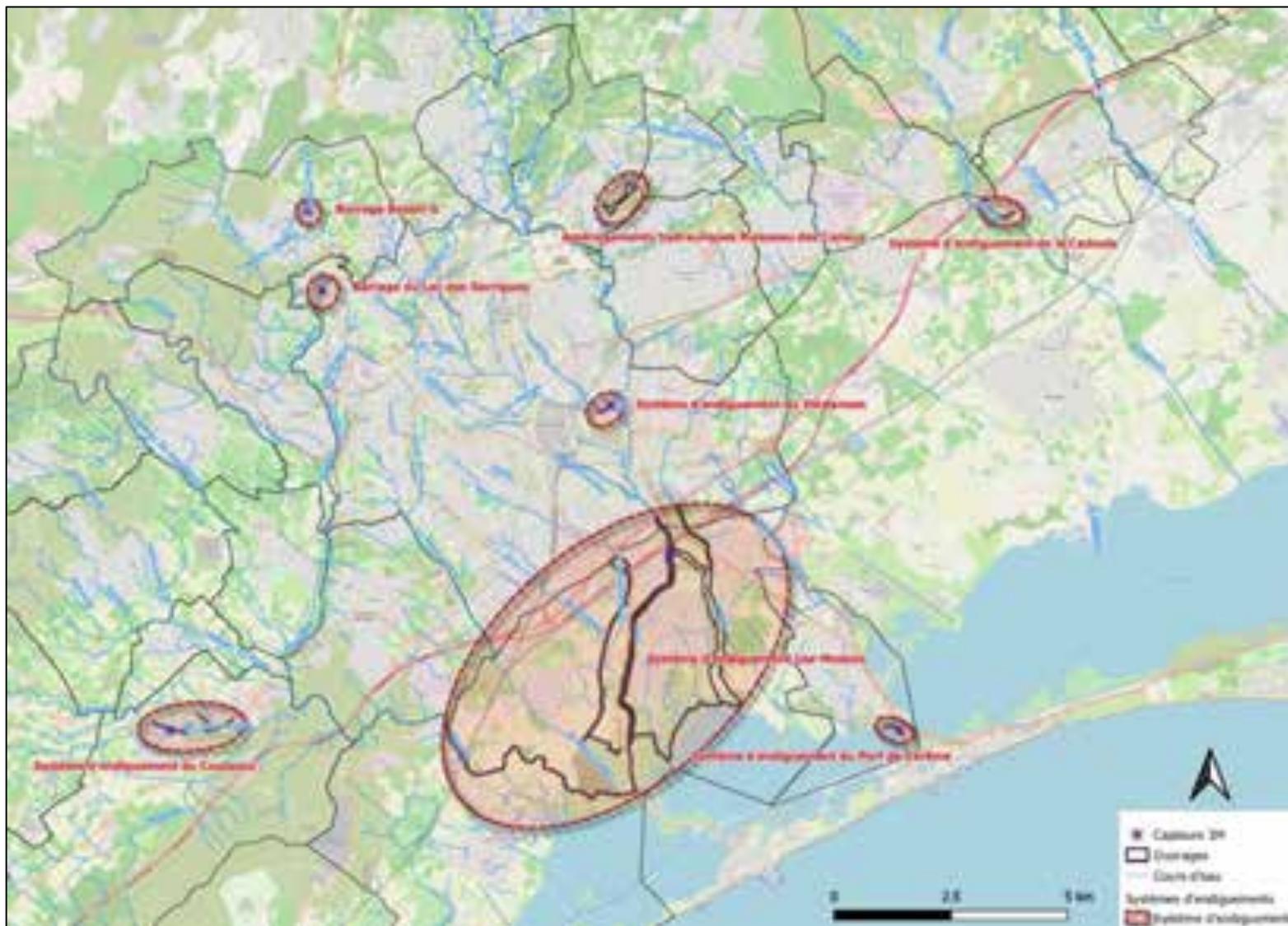
9.1.9.2 Adéquation pour la gestion de l'ensemble du parc d'ouvrages de protection contre les inondations

3M gère un parc constitué de 8 systèmes d'endiguement, 1 déversoir, 2 barrages et 1 aménagement hydraulique. Les informations concernant ces ouvrages sont disponibles en page suivante. L'ensemble du parc représente environ 25 kilomètres d'ouvrages à inspecter. Ces différents ouvrages sont répartis sur plusieurs communes différentes :

- Lattes
- Montpellier
- Fabrègues
- Grabels
- Clapiers
- Baillargues
- Pérols

La localisation des différents systèmes d'endiguements, barrages et autres ouvrages de protection contre les inondations est disponible sur la figure ci-dessous.

Figure 188 : Localisation des différents ouvrages de protection contre les inondations



Dossier de l'ouvrage (carte d'identité)

Identification Ouvrage	Communes	cours d'eau	N°arrêté	Type Ouvrage	Linéaire (ml)	Classe de l'ouvrage	Niveau de protection	Zone protégée	Date de réception des travaux
Système d'endiguement Lez / Lironde + déversoir Gramenet	Lattes / Montpellier	Lez / Lironde	2019-07-10583	Système endiguement (décret 2019)	15 532	B	RG: QLez: 900 m ³ /s et niveau étangs: 1,5 m, T=100 ans RD: QLez:755 m ³ /s, N=6,80 m NGF capitainerie T=50 ans	Lattes agglomération (14 170 pers)	2013
Digue des Campanelles	Fabrègues	Coulazou	2009-1-4083	Digue	1 000	C	10 ans	Quartier Campanelles (250 pers)	1991
Digue de la Plantade	Fabrègues	Coulazou	2009-1-4084	Digue	1 050	C	10 ans	Quartier Plantade (200 pers)	1991
Digue Rive gauche du Lantissargues de Saporta au marais de Gramenet	Lattes	Lantissargues	2010-1-3255	Digue	3 800	B	A définir	1000 à 50000 habitants	
Digue Rive gauche du Lantissargues secteur du Thôt (privée ANDRE)	Lattes	Lantissargues	2010-1-3256	Digue	955	D	A déclasser		
Deux déversoirs rive gauche du Lantissargues amont et aval du marais de Gramenet	Lattes	Lantissargues	2010-1-3257	Déversoirs	250	C	A définir	A définir	Nov-15
Lac des Garrigues	Montpellier	retenue	2012-01-2454	Barrage (70 000 m ³)	85	C	sans objet	sans objet	<u>2020</u>
Bassin de rétention G dit de l'Arbre Blanc	Grabels	Rieumassel	2011-06-00816	Barrage	40	D (décret 2007)	en cours d'étude	en cours d'étude	Jul-16
Bassins d'écrêtement BR1/BR2-1/BR2-2/BR3	Clapiers	Ruisseau des Canaux	2011-332-002 (Bassin amont)	Aménagements hydrauliques	1 160	B	100 ans	Collège François Mitterrand, le nord du lotissement des chênes, les quartiers des Closades et le Hameau des Horizons	2013 BR1, 2019 BR3 BR2,1 et 2,2
Pont des Pradiers	Montpellier	Verdanson	2016-07-07516	Digue	300	B	100 ans (Q Verdanson : 130 m ³ /s)	rue de la Pépinière (1040 habitants)	7/27/2018
Digue Cadoule	Baillargues	Cadoule	Non classé	Digue	200	non classé	en cours d'étude	ZA Massane et Aftalion (790 personnes)	
Digue Port de Carême	Pérols	Etang de l'Or	Non classé	Digue	800	non classé	étude à venir	Port de Carême	4/4/2014

Le service Risques Pluvial et Inondations (RPI) de la Direction de L'eau et de l'Assainissement (DEA) de 3M gère l'ensemble des systèmes d'endiguement listés ci-dessus sur le territoire de 3M (25 kilomètres d'ouvrages). Les digues de Juvignac (linéaire d'environ 400 mètres) vont venir s'ajouter aux linéaires déjà gérés par 3M.

D'après l'organigramme fourni par 3M, 8 agents appartiennent au service Etudes, Travaux et Assistance à l'exploitation, ce sont ces 8 agents qui sont opérationnels lors d'un épisode de crue. Ces 8 agents peuvent se répartir en 4 équipes de 2 agents.

A la vue du parc disponible sur le territoire de 3M, 4 équipes pour gérer l'ensemble des ouvrages de protection contre les inondations paraît optimiste. Même si les chances sont faibles que tous les cours d'eau soient en crue en même temps (Lez, Coulazou, Lantissargues, Rieumassel, Verdanson, etc.), il apparaît nécessaire d'avoir plus d'agents disponible en cas de besoin lors d'un épisode de crue.

EGIS recommande donc à 3M de mettre en place des conventions avec les communes pour avoir des agents disponibles (des différents services techniques des communes) en complément des agents du RPI lors des épisodes de pluie.

9.2 Recommandations de l'organisme agréé qui réalise l'étude de dangers

Il s'agit de tirer les conséquences des résultats de l'étude de danger pour en déduire des propositions concrètes de maintien du niveau de protection sur la zone d'étude.

Les propositions de maintien du niveau de protection sont directement déduites des scénarios critiques.

Elles portent vraisemblablement sur les digues et les ouvrages hydrauliques plutôt que sur l'aléa, sur lequel il est plus difficile d'agir.

9.2.1 Résultats de l'étude de dangers

Le système d'endiguement de Juvignac assure la protection pour une crue type 2014 de la Mosson, avec une revanche de 0.15 m, hors crue des autres cours d'eau, du quartier de la Plaine.

Le secteur reste toutefois inondable par la remontée de la Mosson par l'ouvrage sous la RN109 qui entrave les écoulements du ruisseau de la Plaine, mais les hauteurs d'eau attendues sont bien moins importantes qu'en état actuel. Des aménagements ont été réalisés sur l'exutoire du ruisseau de la Plaine et d'autres sont envisagés mais ils ne font pas l'objet du présent programme de travaux.

Les mesures proposées sont décrites dans le présent chapitre selon deux orientations :

- Des mesures de maîtrise des risques, permettant le maintien du niveau de protection actuel et qui consistent en des mesures de gestion des ouvrages (gestion administrative, entretien, surveillance, ...) ou de la zone protégée (gestion de crise, urbanisme, ...),
- Des recommandations en vue de conforter à moyen ou à long terme le niveau de protection du système d'endiguement (travaux visant à améliorer les ouvrages ou études complémentaires).

9.2.2 Mesures de maîtrise des risques

Les mesures présentées par le présent paragraphe sont des mesures de gestion des ouvrages (gestion administrative, entretien, surveillance, ...) ou de la zone protégée (gestion de crise, urbanisme, ...).

Leur mise en œuvre permettrait de maîtriser les risques et maintenir sur le long terme le niveau de protection actuel du système d'endiguement.

9.2.2.1 Surveillance des ouvrages

Les digues de la Mosson font l'objet de consignes écrites (cf. Annexe n° 10).

Ces consignes ont été mises à jour récemment dans l'objectif d'intégrer les enseignements de la présente étude de dangers. En synthèse, les points suivants ont été intégrés :

- Inspection approfondie des digues de la Mosson lors des visites de surveillance régulière et des VTA, au regard de leur rôle important mis en évidence par l'analyse de risques,
- Mise à jour des niveaux de vigilance pour la surveillance en crue, en relation avec les niveaux de protection du système d'endiguement,
- Mise en œuvre et maintien de la procédure d'intervention en cas d'urgence, permettant la réalisation de travaux de réparation rapides

9.2.2.2 Entretien de l'ouvrage

Une attention particulière devra être apportée à l'entretien réalisé sur les ouvrages.

Les digues gérées par 3M font l'objet d'un programme d'entretien soutenu visant en particulier à éviter le développement de végétation ligneuse sur celles-ci par l'entretien d'une végétation herbacée basse, à limiter la présence d'animaux fouisseurs et à assurer le maintien des risbermes sur les digues de la Mosson par le confortement des berges et la reconstitution des risbermes.

Le programme d'entretien présenté par 3M permet la pérennité du maintien du niveau de protection actuel. Il sera nécessaire de bien respecter l'ensemble du programme d'entretien tel que présenté au chapitre 9.1.3.1.3 - Opérations de surveillance et d'entretien des ouvrages

9.2.2.3 Gestion de la problématique d'embâcles

Dans l'objectif de limiter au maximum tout risque de formation d'embâcles, il conviendra :

- D'engager un plan de gestion et de réduction de la vulnérabilité de la végétation vis-à-vis de la problématique inondation à l'échelle du bassin versant,
- De vérifier que les PCS des communes du bassin versant intègrent bien l'évacuation préalable de tous les véhicules situés sur les voies submersibles,

Ces deux actions ne remettent pas en cause l'organisation actuelle du gestionnaire qui est adaptée pour maintenir le niveau de protection. Ces deux actions permettraient d'accroître la gestion de la problématique embâcles sur la Mosson.

9.2.2.4 Gestion de l'usage des digues

Les digues constituant le système d'endiguement pourraient être utilisées pour satisfaire différents usages :

- Voies de circulation pour piétons ou cyclistes,
- Chemins d'entretien,
- Passage de canalisations traversantes d'eaux pluviales, pour irrigation ou réseaux divers (gaz, électricité, etc.),
- Aménagements faits par les riverains (clôtures, haies, remblai, etc.) sur les digues.

Tous ces usages doivent être encadrés par le propriétaire-gestionnaire en instruisant les dossiers de demande correspondants. Selon les cas, il leur revient d'attribuer des autorisations d'occupation temporaire (AOT) ou de contractualiser des conventions de superposition d'affectation. Chaque propriétaire s'assure, lors de l'instruction, que les aménagements ou l'utilisation des lieux envisagés sont sans impact sur la pérennité des digues, leur niveau de protection et les conditions de surveillance.

Les contraintes à respecter et points de vigilance pour le pétitionnaire doivent être clairement spécifiés, soit dans l'arrêté préfectoral d'AOT, soit dans les conventions signées par les deux parties.

Dans le cadre des conventions, une attention particulière devra être apportée à la nature du trafic autorisé à circuler sur la voie portée (tonnage notamment).

Une surveillance est également exercée durant toute la vie des AOT (5 ans), car l'expérience montre que certains riverains ne sont pas conscients ou sont mal informés des contraintes à respecter, conformément au code général de la propriété des personnes publiques.

Le gestionnaire de la digue prévoit déjà de conventionner l'ensemble des réseaux traversants la digue. Il serait ainsi judicieux d'encadrer les autres activités pouvant survenir sur la digue. La non mise en place de cette solution ne remet pas en cause l'organisation du gestionnaire qui semble adaptée au maintien du niveau de protection.

❖ **Canalisations traversantes**

Comme indiqué dans la présente étude de dangers, les canalisations traversantes peuvent présenter des effets préjudiciables sur la tenue des digues en cas de crue.

Une action conjointe préventive devra être menée afin de limiter au maximum toute implantation nouvelle de canalisations dans les digues. Toute nouvelle demande de canalisation devra être argumentée afin de démontrer qu'il n'existe pas d'alternative technique. Des techniques non préjudiciables ou adaptées à l'objectif de sécurité de la digue devront être retenues. Elles seront définies en lien avec les services spécialisés. Les travaux seront suivis par un bureau d'études agréé, à la charge du pétitionnaire. Dans le cas contraire, la demande se verra refusée.

De même, une vigilance particulière sera apportée à toute demande de résiliation d'AOT concernant une canalisation traversante. Elle ne pourra être prononcée qu'en cas de remise en état des lieux, c'est-à-dire après enlèvement de la canalisation et réparation de la digue.

❖ **Recours à une maîtrise d'œuvre agréée**

Pour tous travaux envisagés sur les digues par un tiers et qui sont jugés inévitables par le gestionnaire, le recours à un maître d'œuvre agréé au sens du décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques est exigé aussi bien pour les études que pour le suivi des travaux.

❖ **Mise en place d'une surveillance des DT/DICT**

Dans le cadre de la création de digue de protection de la Mosson à Juvignac, il pourrait être judicieux de mettre en place une surveillance des DT/DICT demandées sur le secteur de la digue. Pour cela, le service de réponse aux DT/DICT de la métropole de Montpellier pourrait déclarer un fuseau correspondant à l'emprise de la digue sur le site de l'INERIS.

Ainsi lors de futurs travaux, 3M sera directement notifié de potentiels travaux pouvant survenir sur le tracé et sur l'emprise de la digue.

La non mise en place de cette solution ne remet pas en cause l'organisation du gestionnaire qui semble adaptée au maintien du niveau de protection.

9.2.2.5 Mesures à mettre en œuvre sur le territoire

9.2.2.5.1 PCS et DICRIM

La commune de Juvignac devra intégrer dans son Plan Communal de Sauvegarde (PCS) toutes les dispositions nécessaires pour assurer la sécurité des personnes face au risque de défaillance des digues et en particulier :

- La mise en place d'une sirène alertant les populations d'un risque imminent d'inondation et de la communication nécessaire pour expliquer cette mesure aux personnes concernées,
- La mise en place d'un plan de mise en sécurité des populations.

Ces informations seront également rappelées dans le DICRIM (Document d'Information Communal sur les Risques Majeurs) de la commune.

Pour cela, les conclusions de la présente étude de dangers seront portées à la connaissance du maire.

Il sera notamment présenté :

- L'étendue de la zone protégée par le système d'endiguement,
- Le niveau de protection apparent du système d'endiguement,
- Le niveau de protection du système d'endiguement,
- Les ERP et établissements de gestion de crise pouvant être touchés en cas de défaillance du système d'endiguement.

9.2.2.5.2 Plan de prévention des risques d'inondation

La présente étude de dangers a déterminé le niveau de protection du système d'endiguement et les conséquences de scénarios de défaillance en termes de dangers pour les populations exposées. Ces résultats seront portés à la connaissance du préfet et des élus en vue de la révision éventuelle du Plan de Prévention des Risques d'Inondation. L'objectif est que celui-ci puisse intégrer au mieux la connaissance des risques liés à la présence du système d'endiguement.

9.2.2.5.3 Prévision des crues

Les connaissances apportées par la présente étude de dangers et notamment les éléments de fonctionnement hydraulique et le niveau de protection des digues seront portées à la connaissance du Service de Prévision des Crues (SPC).

9.2.3 Recommandations en vue de conforter à moyen ou à long terme le niveau de protection du système d'endiguement

(Sans objet).

10. Cartographie

10.1 Carte administrative

Figure 189 : Carte administrative



10.2 Carte des venues d'eau

Figure 190 : Scénario 1 – Carte des venues d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF

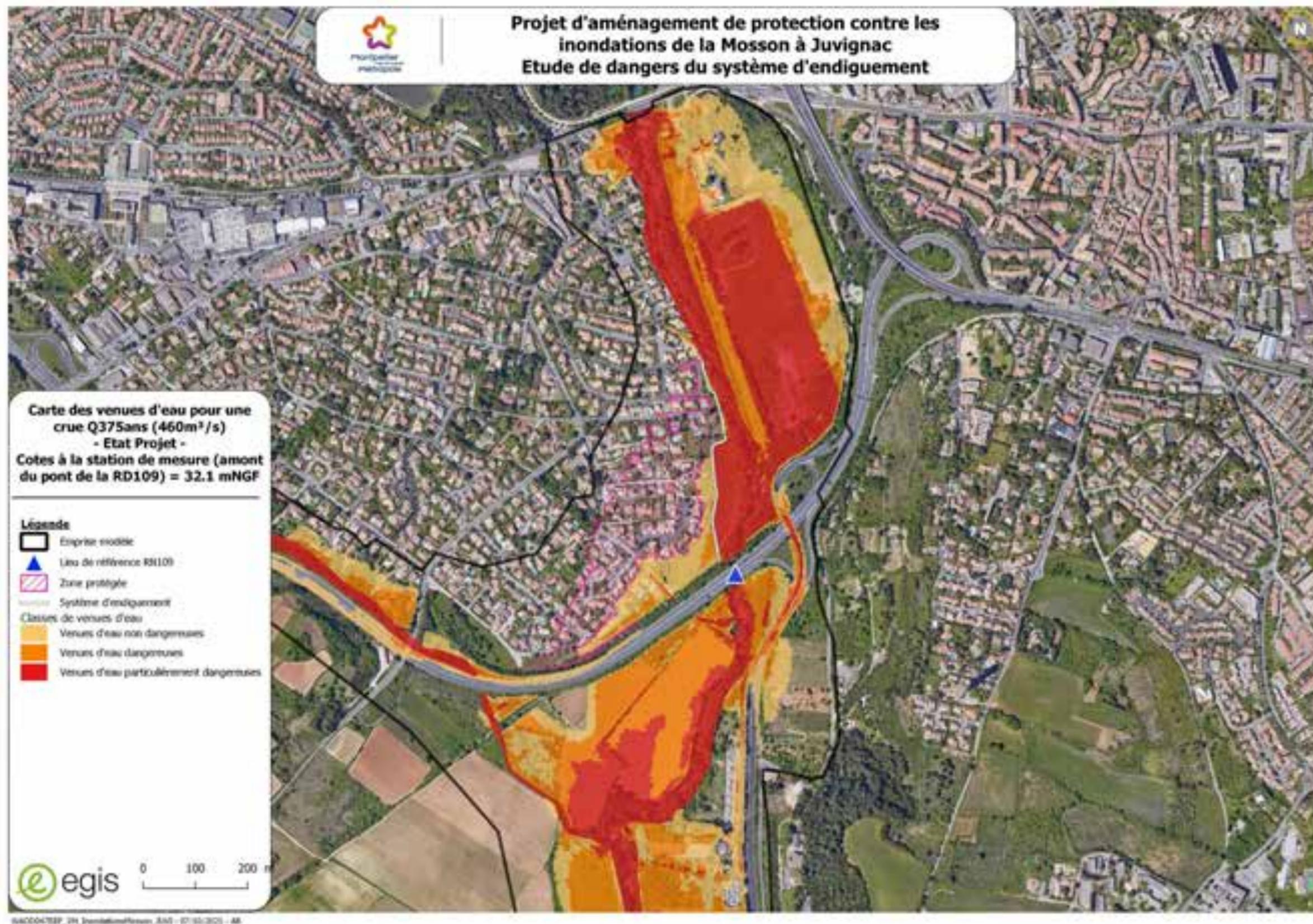


Figure 191 : Scénario 2.1 – Carte des venues d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF

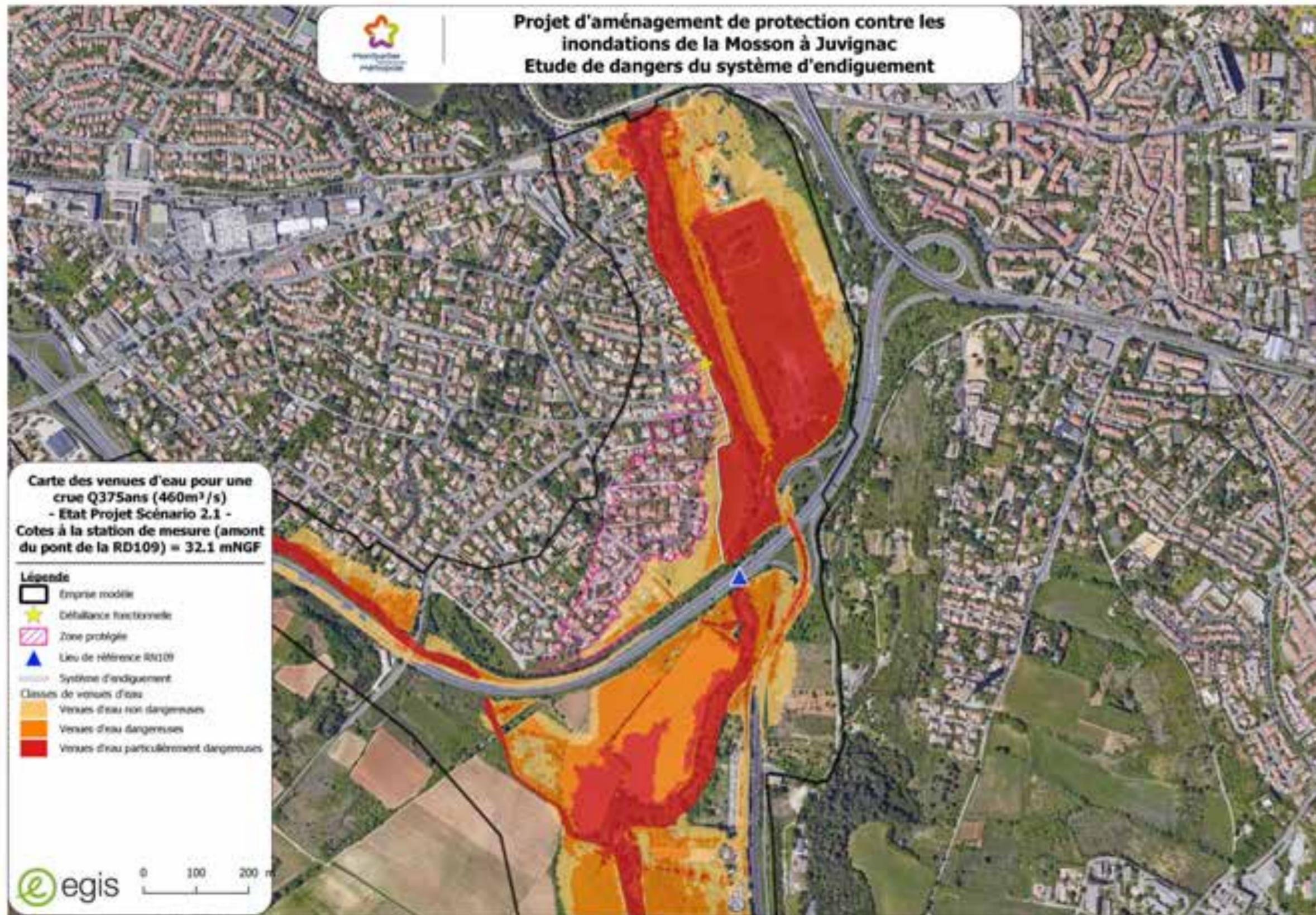


Figure 192 : Scénario 2.2 – Carte des venues d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF

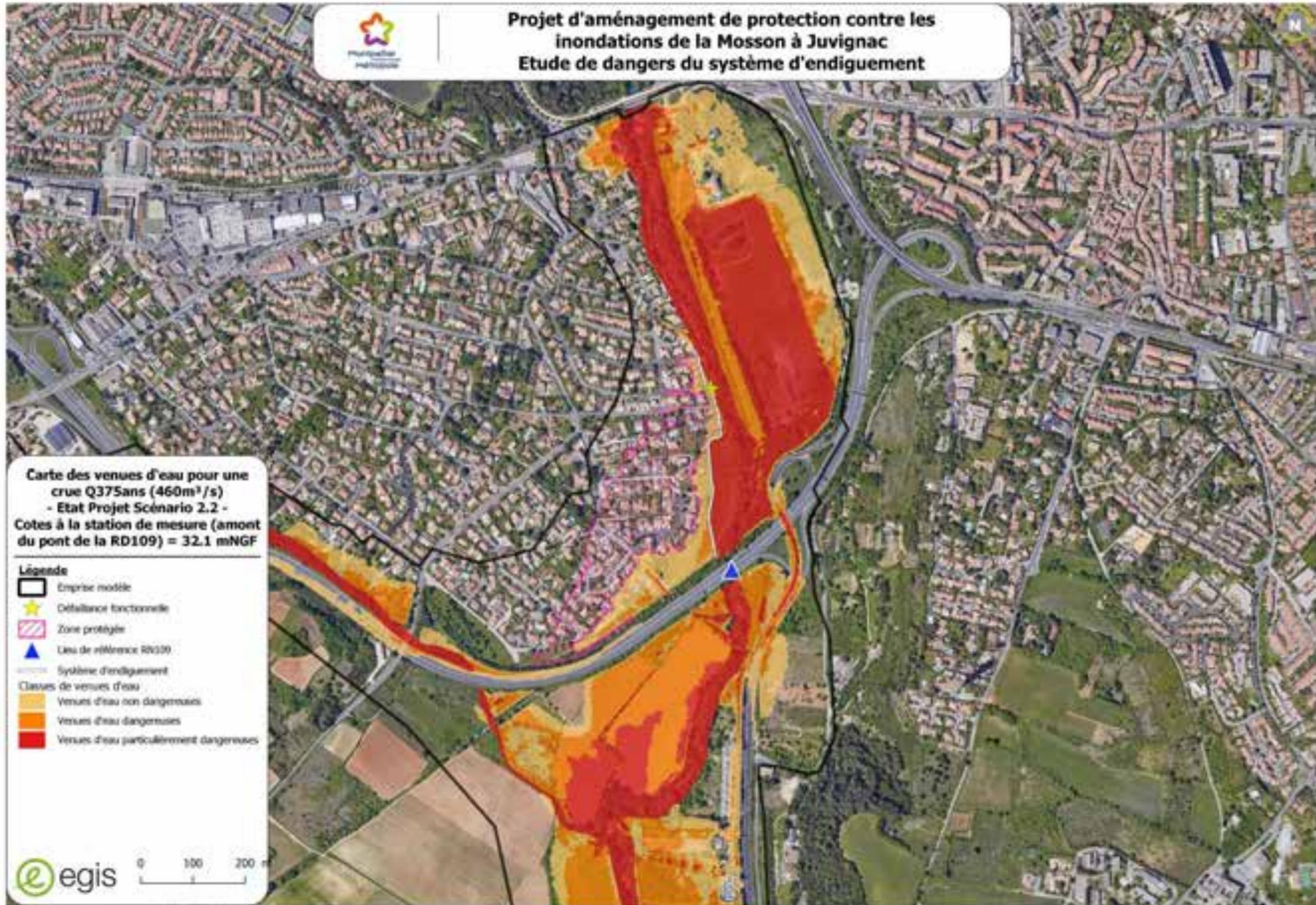
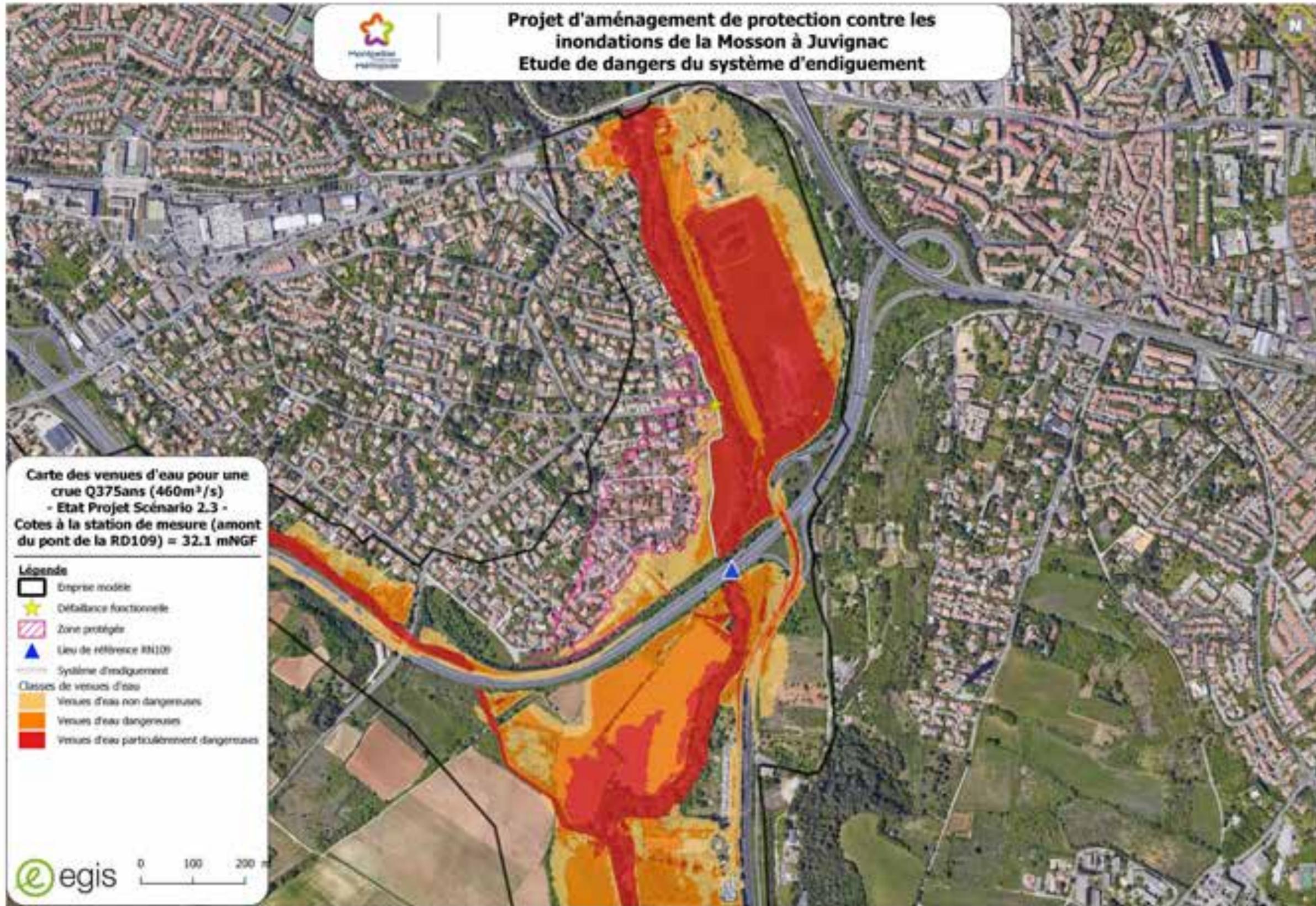


Figure 193 : Scénario 2.3 – Carte des venues d'eau – Crue de 375 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.1 m NGF



04000478P_04_2ndationMosson_RN109 - (27-10-2021) - All

Figure 194 : Scénario 3.1 – Carte des venues d'eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF

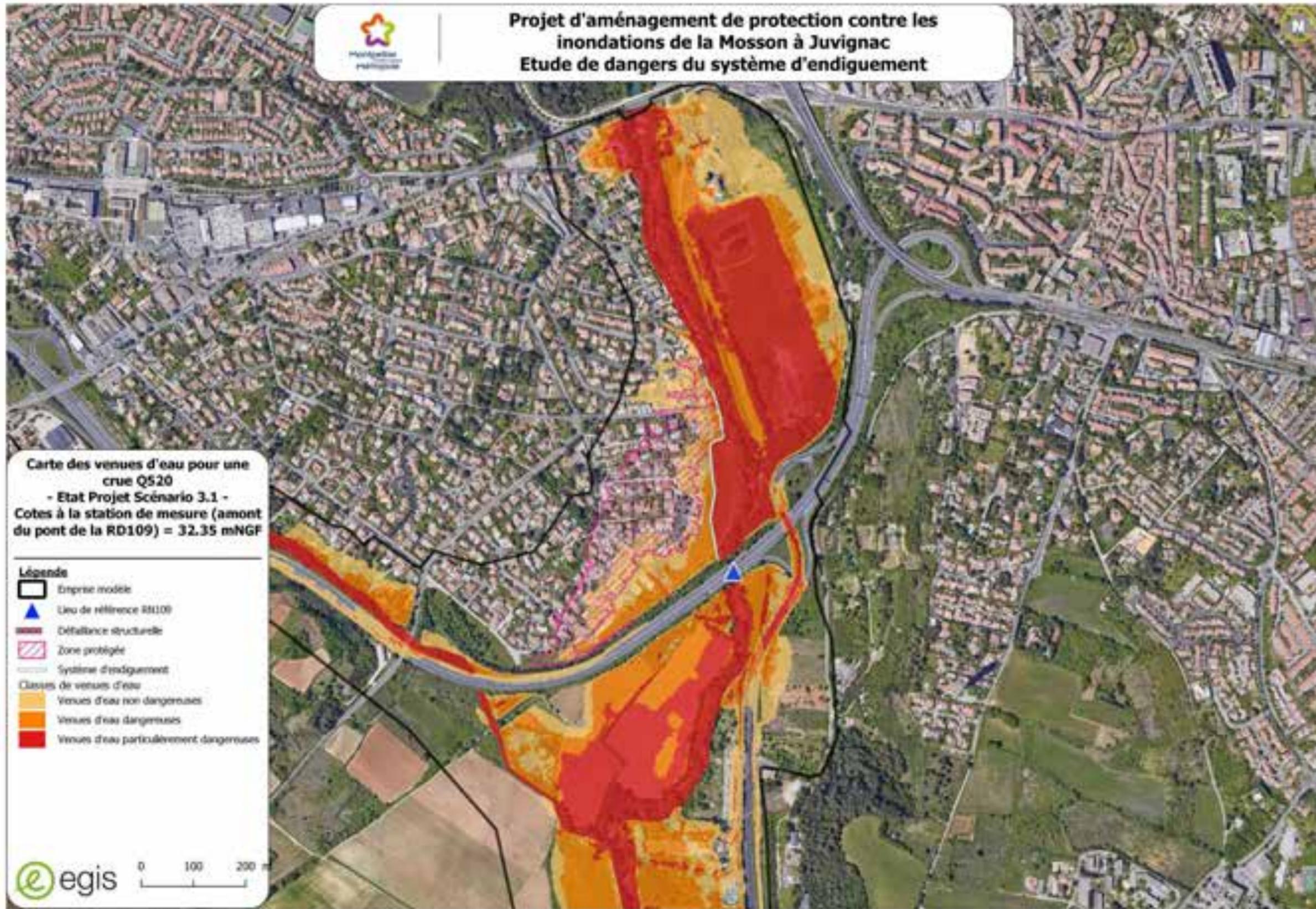


Figure 195 : Scénario 3.2 – Carte des venues d'eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF

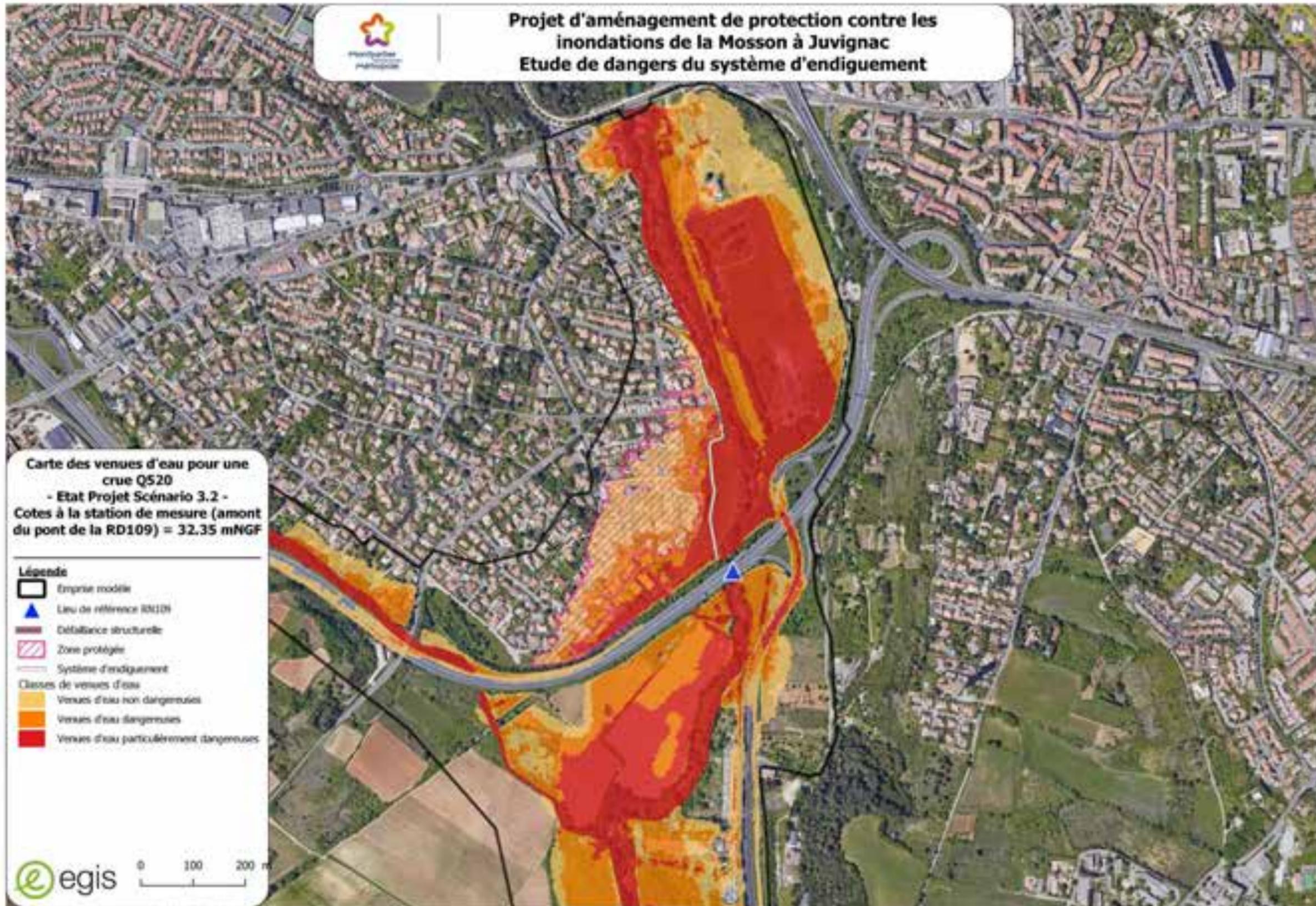


Figure 196 : Scénario 3.3 – Carte des venues d'eau – Crue de 2014 + 50 cm – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 32.35 m NGF

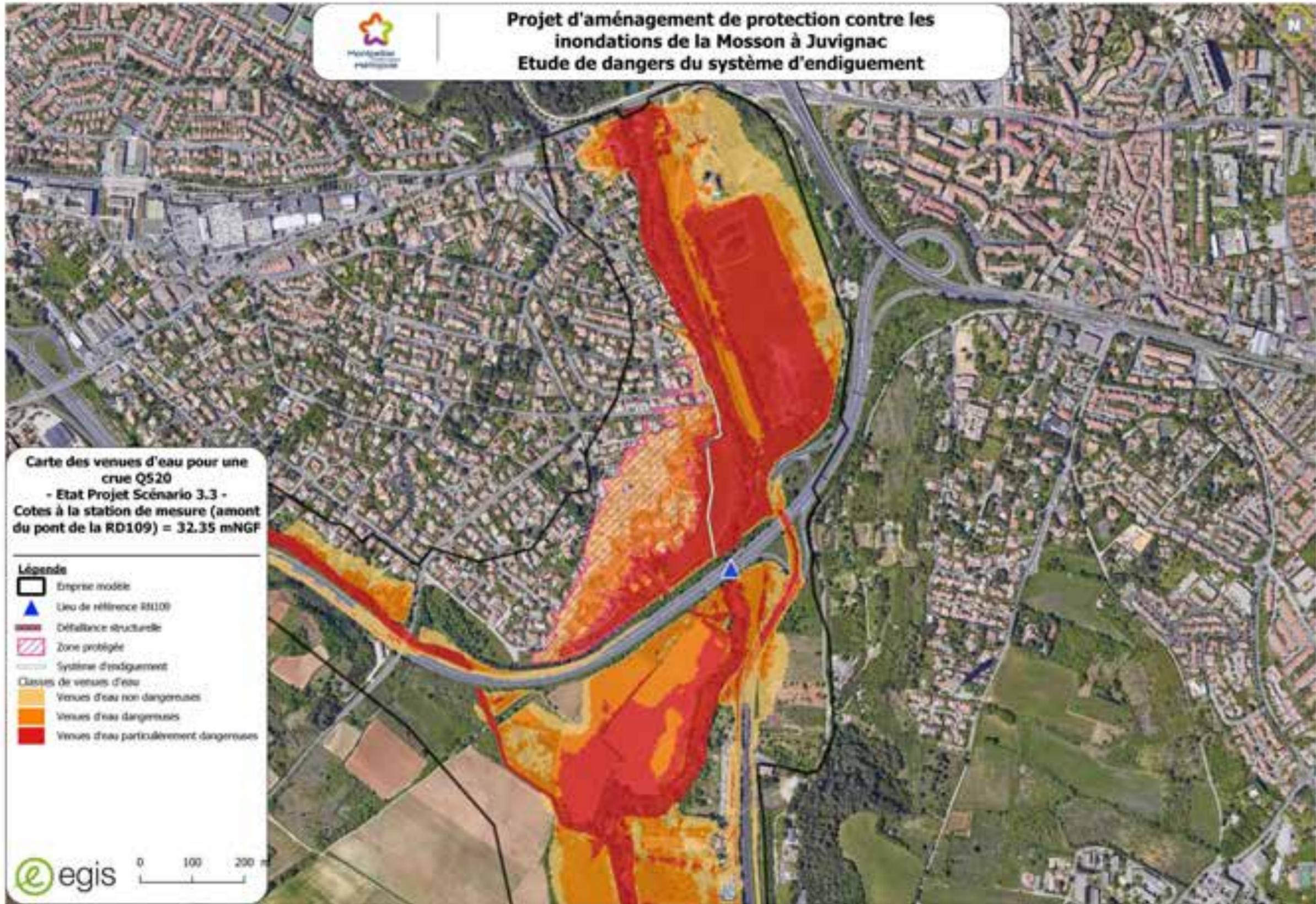
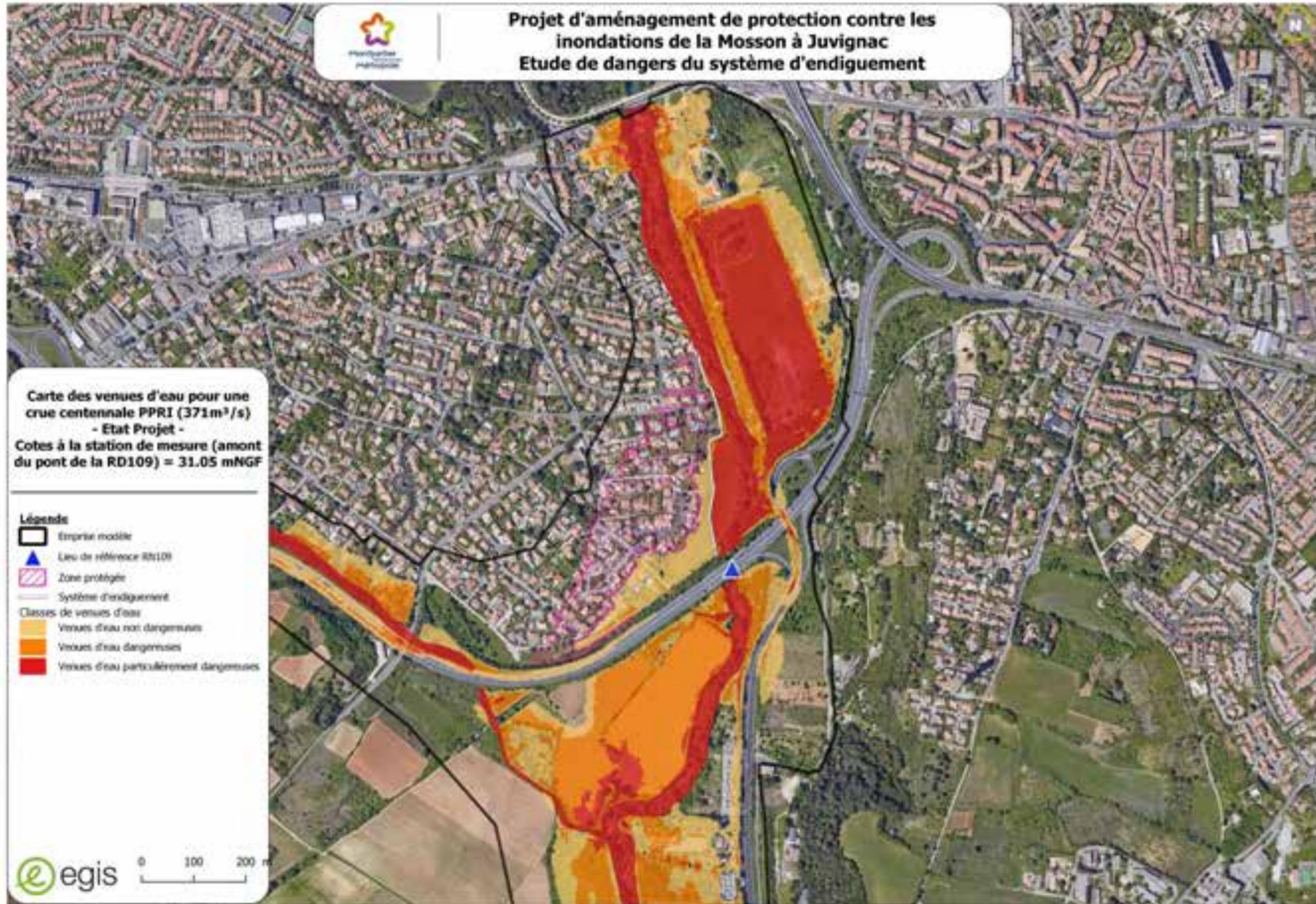


Figure 197 : Scénario 4 – Carte des venues d'eau – Crue de 100 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 31.05 m NGF



10.3 Cartographie de la crue d'occurrence associée à la classe de l'ouvrage mentionnée à l'article R.214-119-3

Figure 198 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des hauteurs d'eau

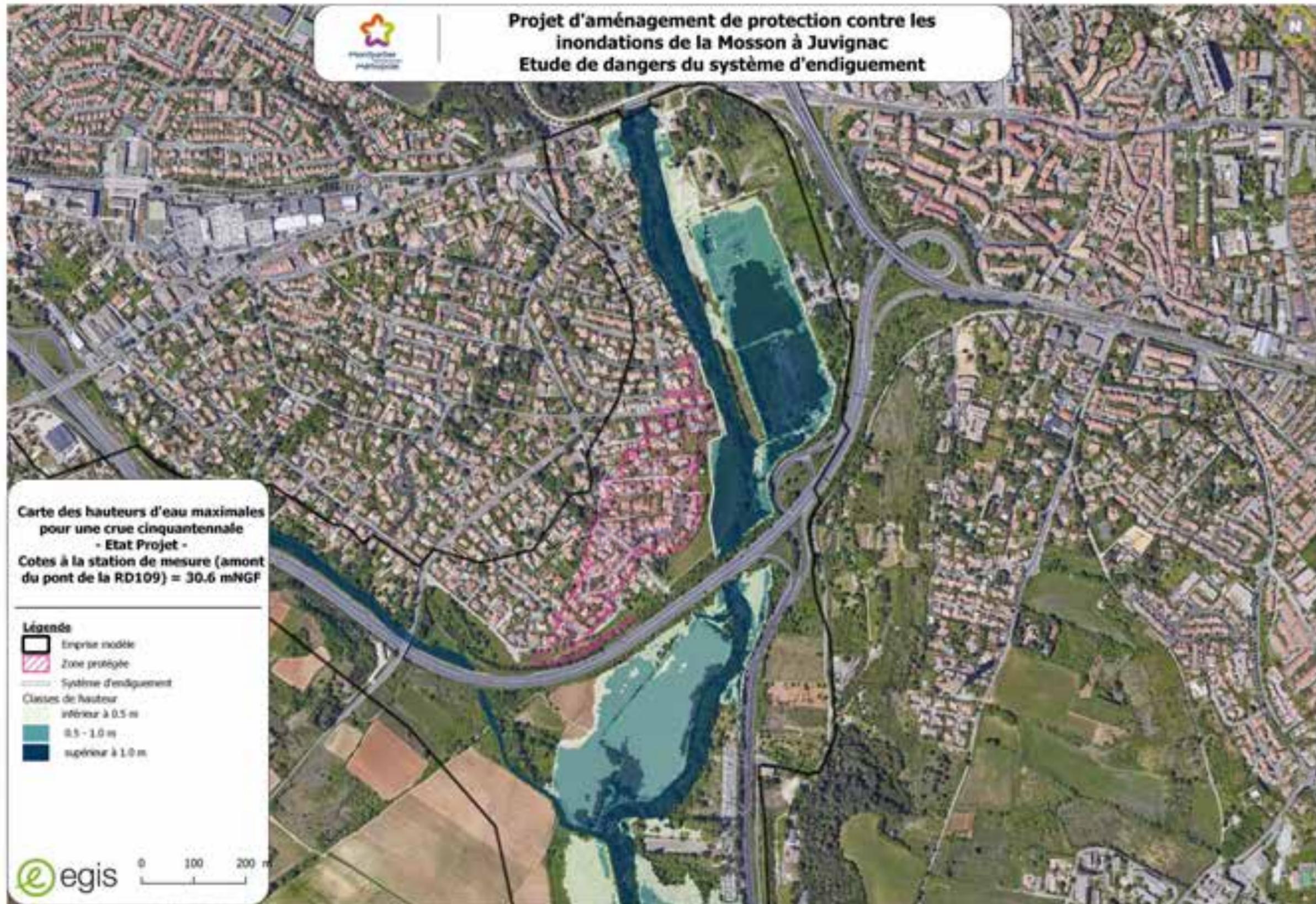


Figure 199 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des vitesses d'écoulement

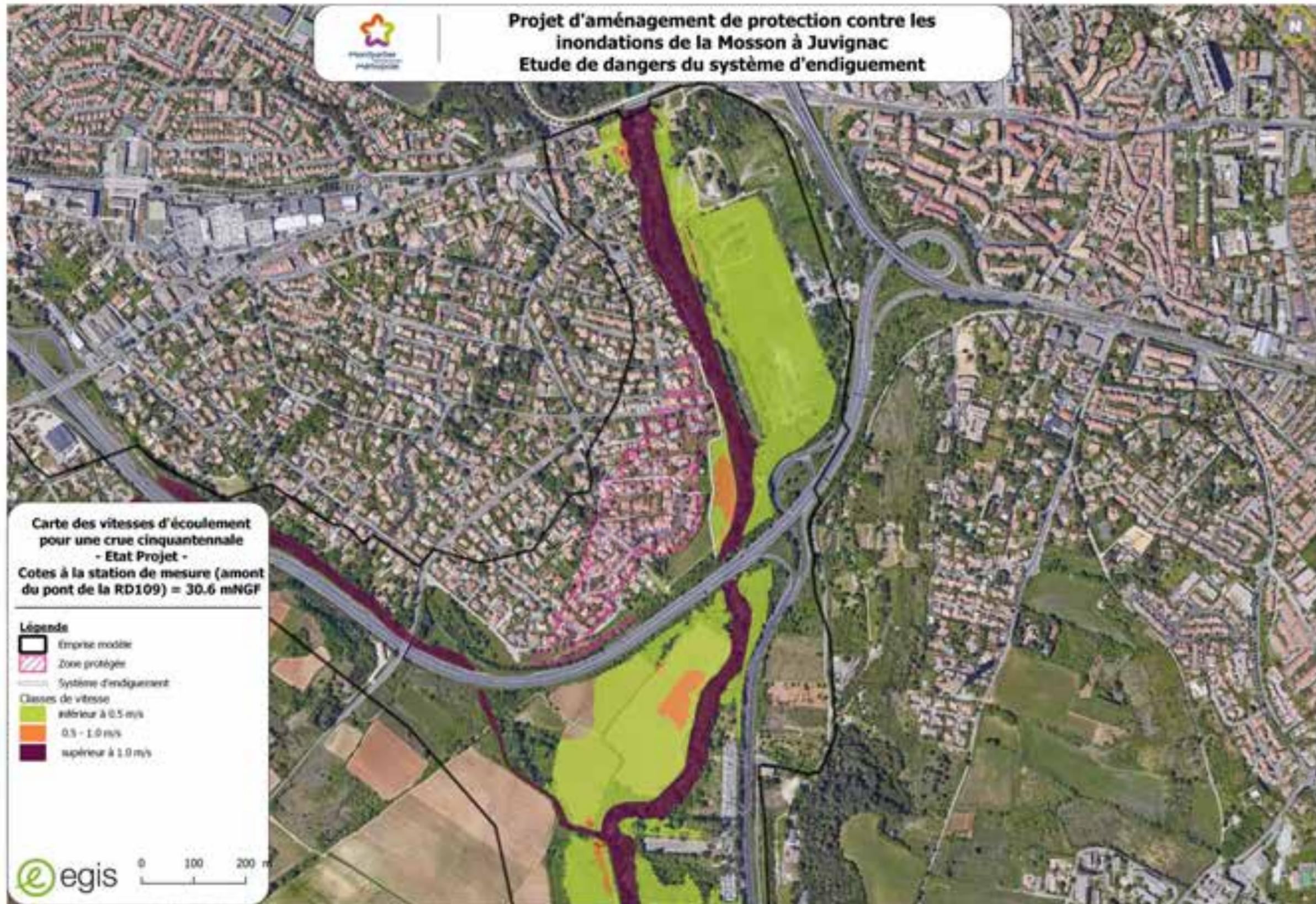
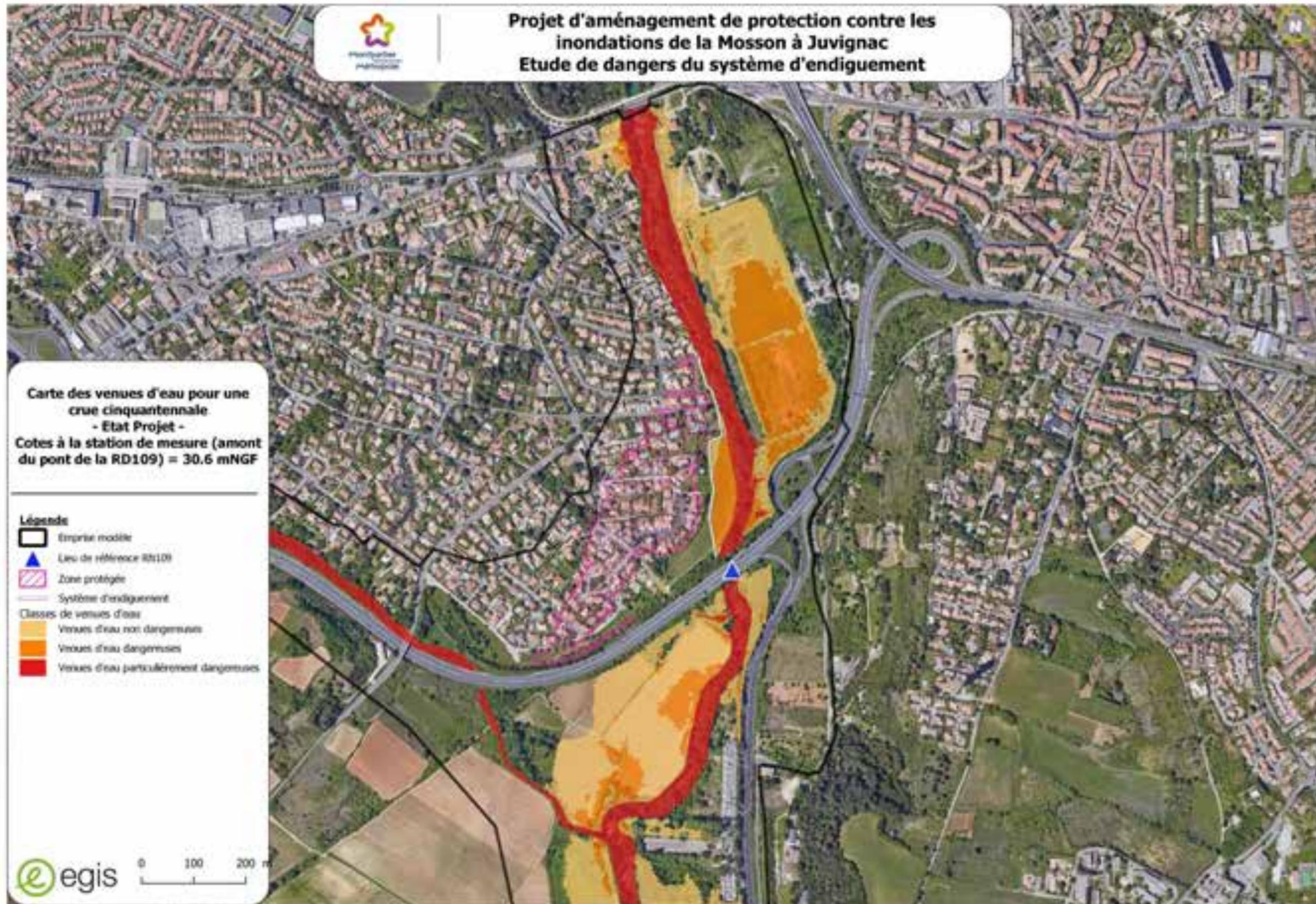


Figure 200 : Etat projet – Crue de 50 ans – Cote à la station de mesure (amont pont RN109) : 30.6 m NGF – Carte des venues d'eau





- Études générales
- Assistance au Maître d'Ouvrage
- Maîtrise d'œuvre conception
- Maîtrise d'œuvre travaux
- Formation

Egis Eau Siège social
889, rue de la vieille poste
CS 89017
34000 - Montpellier Cedex 2

Tél. : 04 67 99 22 00
Fax : 04 67 65 03 18
montpellier.egis-eau@egis.fr
<http://www.egis-eau.fr>