AMENAGEMENT DU BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES

Mission de Maîtrise d'œuvre - Rapport de phase PROJET

Montpellier Méditerranée Métropole
Montpellier | FRANCE

RESTREINT

16 Mars 2017

RAPPORT
Version 3

With the trusted expertise of COYNE ET BELLIER Ingénieurs Conseils

TRACTEBEL ENGINEERING S.A.
AGENCE DE NÎMES
180, rue Guy Arnaud - 30900 Nîmes - FRANCE
tél. +33 4 66 04 05 70 - fax +33 4 66 04 05 69
engineering-fr@tractebel.engie.com
tractebel-engie.fr

RAPPORT PROJET

Nos réf. : **P007624_RP01_RapportPRO_V3.docx**
Entité : Hydraulique France
Imputation : P.007624

Client : Montpellier Méditerranée Métropole
Projet : Aménagement du barrage du lac des Garrigues
Objet : Rapport de phase PROJET
Résumé :

REV.	JJ/MM/AA	OBJET DE LA REVISION	STAT.	REDACTION	VERIFICATION	APPROBATION
03	16/03/17	Suite observation DDTM sur DLE (courrier 21/10/17)		M. Cazenave	Mme. Milesi	M. Cazenave
02	15/01/16	Suite observation DREAL en réunion de présentation		M. Cazenave	Mme. Milesi	M. Cazenave
01	23/07/15	Première émission	Final	M. Cazenave	Mme. Prost	M. Cazenave

AMÉNAGEMENT DU BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES – MISSION DE MAÎTRISE D'ŒUVRE

Rapport de Projet

TABLE DES MATIERES

1. INTRODUCTION 7

2. RAPPEL CONCERNANT LE BARRAGE ACTUEL 9

2.1. Fiche synoptique du barrage actuel 9

2.2. Corps du barrage 10

2.3. Ouvrages annexes 11

2.3.1. L'évacuateur de crue 11
2.3.2. La vidange de fond 11

2.4. Remplissage 13

2.4.1. Conditions actuelles 13
2.4.2. Projet d'aménagement 14

2.5. Contexte géologique 15

2.6. Contexte géotechnique 16

2.6.1. Fondations 17
2.6.2. Caractéristiques du corps du barrage 17
2.6.3. Stabilité 18

2.7. Analyse hydrologique 18

2.7.1. Objectif de l'analyse hydrologique 18
2.7.2. Caractéristiques du bassin versant 19
2.7.3. Quantiles de pluie 19
2.7.4. Estimation des quantiles de débit 20
2.7.5. Conclusion de l'analyse hydrologique 21
2.7.6. Calcul de laminage 21

2.8. Problématique du curage de la retenue 22

2.8.1. Engravement de la retenue 22
2.8.2. Contraintes liées au curage de la retenue 22

2.9. Contexte réglementaire 23

3. ANALYSE DE RISQUE 25
3.1. Rupture du barrage 25
3.2. Rupture de la vidange 26
3.3. Phase de travaux 26
4. TRAVAUX DE REHABILITATION DU BARRAGE 27
4.1. Vidange du plan d'eau préalable aux travaux 27
4.2. Corps du barrage 27
4.2.1. Réhabilitation de la partie supérieure du parement amont de la digue 28
4.2.2. Coupure étanche au droit du couronnement 30
4.3. Evacuateur de crues 31
4.3.1. Rappel de l'Avant-Projet 31
4.3.2. Principe général 32
4.3.3. Calage hydraulique de l'évacuateur 33
4.3.4. Description des travaux à réaliser 34
4.3.5. Intégration paysagère 40
4.4. Vidange du barrage 40
4.4.1. Rappel de l'avant-projet et principe général 40
4.4.2. Calage et dimensionnement 41
4.4.3. Description de l'ouvrage 42
4.4.4. Principe de réalisation des travaux 43
4.4.5. Phasage de réalisation des travaux et recommandations complémentaires 45
4.4.6. Traitement de l'étanchéité en amont 46
4.4.7. Traitement de la traversée de maçonnerie en aval 47
4.4.8. Exposition aux crues pendant les travaux et contrôle de réalisation 48
4.5. Traitement de la vidange existante 49
4.6. Dispositif d'auscultation 49
4.7. Travaux complémentaires sur le barrage 50
5. PROCEDURE ET SUIVI DE LA REMISE EN EAUX DU BARRAGE 51
6. FICHE SYNOPTIQUE DE L'OUVRAGE MODIFIE 53
7. PHASAGE ET CHRONOGRAMME PREVISIONNEL DE REALISATION DES TRAVAUX 57
7.1. Chronogramme général 57

7.2. Chronogramme travaux....57

8. ESTIMATION DES TRAVAUX....59

ANNEXES....61

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques du bassin versant du lac des Garrigues....19
Tableau 2 : Estimation du temps de concentration – bassin versant du lac des Garrigues....19
Tableau 3 : Cumuls de pluies remarquables dans la région de Montpellier – Automne 2014....20
Tableau 4 : Quantiles de pluies - Montpellier....20
Tableau 5 : Laminage des crues extrêmes par la retenue des Garrigues....22
Tableau 6 : Variation du débit de la vidange en fonction du niveau de la retenue....42

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Vue de la retenue depuis le barrage....7
Figure 2 : Visite du 30/11/2015 – débroussaillage du pied aval du barrage pour accéder aux vannes de la vidange existante....12
Figure 3 : Visite du 30/11/2015 – démontage de la plaque pleine (bleue) et ouverture de la vanne aval....12
Figure 4 : Visite du 30/11/2015 – écoulement de vase après léger mouvement de la vanne amont – tarissement des écoulements et vue sur l'exutoire de drainage....13
Figure 5 : variation du plan d'eau du 01/12/09 au 17/10/13 (et des piézomètres)....14
Figure 6 : embarcadère impraticable du fait du niveau d'eau dans la retenue....14
Figure 7: Station de pompage – Schéma de principe....15
Figure 8: stéréogramme pendages mesurés....16
Figure 9: Loi Hauteur-Débit de l'évacuateur....21
Figure 10 : parement amont du barrage – végétation et rip-rap déstructuré....28
Figure 11 : Rip-Rap sur le parement amont du barrage....30
Figure 12 : Rip-Rap sur le parement amont du barrage - coupe....30
Figure 13 : Paroi étanche en partie supérieure de la crête de la rehausse....31
Figure 14 : évacuateur de crue existant en rive droite du barrage et restitution en aval *(extrait rapport de visite post-crue ISL du 06/10/2014)*....32
Figure 15 : Evacuateur de crue de surface - coupe....34
Figure 16 : Evacuateur de crue de surface – vue en plan....34
Figure 17 : crête du barrage actuel....35
Figure 18 : pied du talus aval de la rehausse avec banc en béton armé, ouvrage de protection de la conduite d'eau potable et murette à conserver....37
Figure 19 : Escalier d'accès à la partie inférieur du barrage avec jardinière....38
Figure 20 : Pied aval du barrage – zone déversante....40
Figure 21 : évolution du niveau de la retenue en vidange rapide avec une vanne DN300 mm....42
Figure 22 : Coupe sur l'ouvrage de vidange....43
Figure 23 : Principe forage tarière horizontal....43
Figure 24 : Principe traitement étanchéité en amont....47
Figure 25 : Drainage en aval de la conduite....48

1. INTRODUCTION

La retenue du Lac des Garrigues est située au Nord-Ouest de la Ville de Montpellier, dans le quartier des Hauts de Massane.

Figure 1 : Vue de la retenue depuis le barrage

Cet aménagement a été réalisé en 1896. Il s'agit d'une retenue artificielle, créée par un barrage poids, qui était destinée à l'origine à stocker un volume d'eau brute pour l'irrigation.

Outre son alimentation naturelle par les ruissellements issus de son bassin versant, la retenue était également alimentée par une résurgence karstique, aujourd'hui tarie. Un pompage dans la rivière Mosson en contrebas du barrage a également permis son remplissage. Le pompage, non autorisé, n'est plus en service depuis quelques temps.

Ce barrage, du type barrage poids, présentait une conception originale puisqu'il était constitué de deux murs verticaux transversaux réalisés en maçonneries et entretoisés par cinq contreforts, les vides résiduels entre les murs et les contreforts étant remplis de matériaux meubles étanches.

En 1968, ce barrage a été rehaussé de 3,5 m par la réalisation d'une recharge amont en matériaux meubles, dont le pied aval est appuyé contre le mur amont en maçonnerie du barrage poids initial. Les caractéristiques géotechniques de cette recharge et son profil interne restent relativement imprécis. Sa géométrie apparente est maintenant bien définie, suite aux levés topographiques et bathymétriques réalisés récemment par la Ville.

Dans le cadre de l'arrêté de classement de ce barrage (barrage de classe C), un certain nombre de prescriptions ont été imposées à la Ville de Montpellier, Maître d'Ouvrage. Outre les exigences liées au suivi du barrage, elles portent principalement sur la réhabilitation et le redimensionnement de l'évacuateur de crue et la réfection de la vidange de fond afin de les mettre en conformité avec la réglementation en vigueur.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent rapport de projet consécutivement au rapport d'avant-projet à l'issue duquel le Maître d'Ouvrage a retenu plusieurs options et notamment :

- Remplacement de la vidange de fond par une vidange de demi-fond, afin de limiter la vidange du plan d'eau, mise en œuvre par fonçage depuis l'aval,

- Modification de la crête du barrage pour la rendre déversante au regard d'une crue de projet avec une période de retour 1000 ans,
- Travaux à réaliser avec une vidange partielle de la retenue,
- Pas de curage de la retenue mais un simple nettoyage des déchets imposants,

Le présent rapport détaillera les solutions retenues et précisera les éventuelles modifications qui y ont été apportées depuis la remise de l'avant-projet.

Cette version 3 du rapport de projet fait suite aux demandes du courrier de la DDTM du 21 octobre 2016 suite au dépôt du dossier de demande d'autorisation Loi sur l'eau. Elle complète la version 2 en intégrant une analyse de risque et un cadrage de la procédure de remise en eau du barrage après travaux. Le chronogramme général et l'estimation des travaux sont également revus.

2. RAPPEL CONCERNANT LE BARRAGE ACTUEL

2.1. Fiche synoptique du barrage actuel

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE	
Type	Barrage poids mixte : maçonnerie + remblais
Terrain de fondation	Calcaires
Hauteur au-dessus du TN	13 m
Longueur en crête	85 m
Largeur en crête	4,6 m
Fruit du parement amont (remblai)	2H / 1V
Fruit du parement aval pour la partie en remblai (au dessus de 83,5 NGF)	3H / 2V – butée sur l'ouvrage en maçonnerie
Fruit du parement aval pour la partie maçonnée (77 NGF – 83,5 NGF)	Vertical
Altitude de la crête	87 NGF
Noyau étanche	Incliné vers l'amont – épaisseur variable (1,5 m en crête / 8 m en pied) Ancré de 1,5 m (dans le substratum calcaire ?) sur une largeur de 9 m.
Remblais	Matériaux sablo-argileux compactés à 95% de l'OPN
Parement amont	Terre et petits blocs compactés sur 1,5 m d'épaisseur Protection anti-batillage en enrochements sur 3 m en tête
Parement aval	Mur maçonné d'épaisseur 2,3 m disposant de 5 contreforts espacés de 12 m environ
Dispositif de drainage	Tapis alluvionnaire de 0,5 m d'épaisseur localisé entre le noyau et le parement amont du barrage en maçonnerie ; Blocage aval en matériaux pierreux d'environ 2 m de hauteur et 2 m de large ; Filtre amont et supérieur de 0,4 m d'épaisseur en matériaux alluvionnaires ; Collecte à la base par un conduit poreux puis évacuation à l'aval par une conduite acier de diamètre 150mm, jumelée à la conduite de vidange

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE LA RETENUE	
Retenue normale (RN)	86,3 m NGF
PHEE	Non défini (87,57 NGF a priori)
Emprise et volume de la retenue sous la RN	1,7 ha pour 71 000 m³ (215 mm de ruissellement)
Emprise de la retenue sous les PHEE	2,5 ha pour 104 000 m³

OUVRAGES HYDRAULIQUES	
Evacuateur de crue	
Type	Chambre de mise en charge en béton armé puis conduite Ø600
Cote de déversement	86,3 m NGF
Débit de pointe sous les PHEE (87,57 NGF)	~1 m³/s (en considérant un fonctionnement optimal)
Conduite de vidange – Hors Service	
Diamètre	300 mm
Matériau	Acier soudé, 5 mm d'épaisseur et enduit intérieur bitumineux Enrobage extérieur en béton de 10 cm d'épaisseur.
Longueur	45 m
Vanne	Vanne de garde : vanne à opercule – **Non fonctionnelle** Vanne aval : vanne à opercule, ronde, de type EUROPAM 102 – Pont à mousson à commande manuelle par clef à béquille Obturation aval par une plaque pleine boulonnée
Débit théorique d'évacuation	0,25 m^3/s sous une charge de 10 m d'eau

DISPOSITIF D'AUSCULTATION	
Drainage	L'unique exutoire de drainage est une conduite acier DN150 mm qui débouche sur le parement aval jumelée à la conduite de vidange. *Ce dispositif est difficilement accessible (végétation)* *La mesure est réalisée dans un canalet 40 m en aval de l'exutoire !*
Piézomètrie	En crête de l'ouvrage initial (Sc3 aval) : - cote de tête : 83,5 m NGF - crépine : entre 75,5 & 76,5 mNGF (remblai de remplissage) En crête de la rehausse (Sc2) : - cote de tête : 87,0 m NGF - crépine : entre 72,0 & 73,0 mNGF (fondation superficielle)
Niveau de la retenue	Echelle limnimétrique implantée sur l'embarcadère en RD.

2.2. Corps du barrage

Le barrage initial, réalisé avant 1896, est constitué de deux murs massifs parallèles implantés perpendiculairement à l'axe du vallon. Ils sont réalisés en maçonnerie de pierres appareillées et liées par un mortier, entretoisés par des murs de refend, perpendiculaires aux murs transversaux réalisés également en maçonneries de pierres appareillées, les alvéoles existants entre ces différents murs étant remplies de matériaux meubles.

Une recharge amont a été réalisée en matériaux meubles a priori en 1968, destinée à relever la cote de sa retenue normale maximale de 3,00 m (de 83 à 86 NGF) ; cette recharge a permis d'augmenter très sensiblement la capacité de stockage de la retenue. Cette recharge, réalisée en matériaux argileux étanches, vient se buter contre le barrage initial.

Le profil en travers de la recharge semble comprendre, d'après les plans d'archive fournis par le maître d'ouvrage :

- un pseudo noyau central étanche constitué d'argiles marneuses ;
- un filtre ;
- deux recharges en amont et en aval du noyau constituées de matériaux sablo-argileux compactés ;

- un dispositif drainant réalisé au pied du parement amont du barrage en maçonnerie destiné à intercepter l'eau s'infiltrant dans le corps de digue,

  NOTA : ce zonage dans le remblai de la recharge n'a pas été clairement mis en évidence lors des campagnes de reconnaissance géotechnique effectuées, les matériaux filtrant et drainant ayant été probablement partiellement colmatés avec le temps, voir description géotechnique ci-après. Cependant, le drain fonctionne toujours et la piézométrie dans le barrage reste faible.

- un rip rap de protection du parement amont.

2.3. Ouvrages annexes

2.3.1. L'évacuateur de crue

Un dispositif d'évacuation des crues existe en rive droite de la retenue. Il s'agit d'un dispositif très sommaire constitué d'un regard déversant de mise en charge réalisé en béton armé et d'une conduite Ø 600 mm en béton armé. Le regard est protégé par une grille sommaire horizontale; la cote d'arase du regard, qui correspond à la cote de déversement, est voisine de 86.3 NGF.

NOTA : la RN de la retenue est donc à considérer, notamment pour les calculs de revanche, à cette cote de 86,3 NGF

La conduite en béton débouche sur un tapis de blocs maçonnés intégré au pied du versant rive droite. A son extrémité aval le fil d'eau de la conduite est calé à 75.29 NGF.

Sa capacité globale d'évacuation ne dépasse pas 1,5 à 2 m^3/s, si la grille amont n'est pas colmatée, ce qui reste malheureusement assez probable étant donné sa conception et malgré sa récente modification.

2.3.2. La vidange de fond

Lors des travaux de rehausse du barrage, l'ouvrage a été équipé en partie basse d'une conduite de vidange en acier (Ø 300 mm) dont la débitance est contrôlée par une vanne aval de type EUROPOM 102 à commande manuelle par clé à béquille. Il existe également en aval une deuxième vanne de garde sur la conduite ajoutée plus tard.

L'extrémité amont de la conduite est théoriquement située en pied du talus amont et serait équipée d'un ouvrage d'entonnement.

Aucun plan ne semble exister sur cet ouvrage de vidange.

Ce dispositif n'est plus aujourd'hui opérationnel, cette conduite étant complétement colmatée. Il n'est pas possible d'ouvrir plus qu'au premier quart la vanne de garde amont. L'ouvrage d'entonnement amont, qui semble enseveli sous les dépôts, n'est plus visible et ses caractéristiques (conception, calage…) sont inconnues.

A ce jour une plaque pleine boulonnée sur une bride en aval des deux vannes obture la conduite de vidange hors service.

Une visite et une ouverture de la vidange ont pu être réalisées le 30/11/2015, après un débroussaillage complet du pied aval du barrage. Ci-après, le résumé de la visite :

Figure 2 : Visite du 30/11/2015 – débroussaillage du pied aval du barrage pour accéder aux vannes de la vidange existante

Figure 3 : Visite du 30/11/2015 – démontage de la plaque pleine (bleue) et ouverture de la vanne aval

Lors de la dépose de la plaque pleine, un peu d'eau claire s'écoule (quelques litres) puis s'arrête.

Ensuite la vanne aval est ouverte, il s'écoule également quelques litres (un peu plus que précédemment) d'eau de moins en moins claire pour terminer par un peu de vase.

On cherche à manœuvrer partiellement la vanne amont défectueuse a priori bloquée à ¼ de son ouverture. Celle-ci est manœuvrée de quelques millimètres avec de grandes difficultés. Cette manœuvre remobilise de la vase stockée à l'arrière de la vanne amont, elle s'écoule lentement pendant 1 à 2 minutes jusqu'à ce tarir de nouveau.

Figure 4 : Visite du 30/11/2015 – écoulement de vase après léger mouvement de la vanne amont – tarissement des écoulements et vue sur l'exutoire de drainage

Le pied des vannes et du drain est dégagé sur plusieurs mètres. Il n'y a plus d'écoulement depuis la conduite de vidange mais on identifie clairement un régime permanent de l'ordre de 0,5 litre par minute (non mesuré) en provenance de l'exutoire de drainage et également de sous la conduite de vidange.

La vanne aval est refermée et la plaque pleine est remise en œuvre.

Même si la majorité du débit de drainage arrive directement depuis l'exutoire de drainage un peu d'eau percole sous la conduite de vidange ce qui témoigne probablement d'une étanchéité imparfaite le long de la conduite et/ou d'eaux en provenance du tapis drainant mal canalisées dans le tuyau de drainage.

Une légère résurgence identifiée à proximité de la vidange et l'état humide du pied aval du barrage attestent de quelques légers passages d'eau a priori plutôt en fondation, les parements des maçonneries aval du barrage étant particulièrement secs.

2.4. Remplissage

2.4.1. Conditions actuelles

La retenue actuelle n'est plus aujourd'hui alimentée que par les ruissellements de son bassin versant, puisque la résurgence karstique, qui contribuait à son remplissage et au maintien de sa cote de retenue normale, est aujourd'hui tarie.

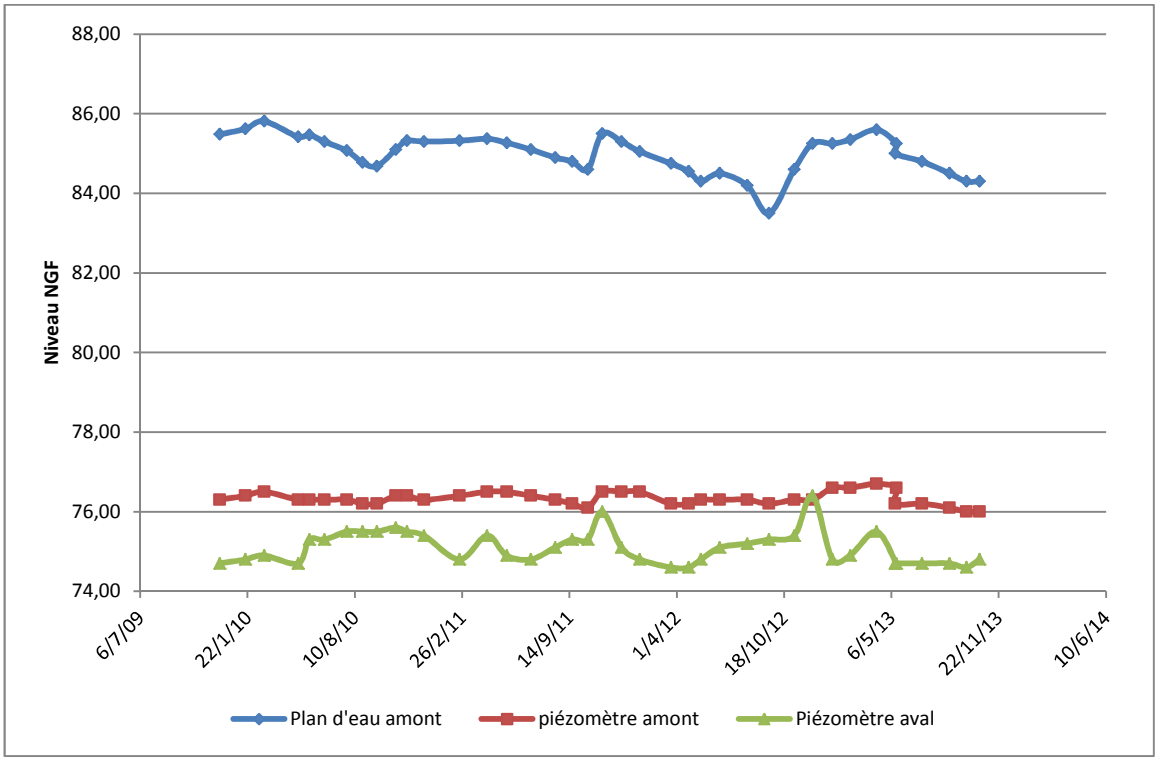
Ces apports naturels ont été, pendant longtemps, complétés artificiellement par des prélèvements effectués par pompage dans la Mosson qui permettaient de compenser l'abaissement du plan d'eau généré par les fuites et l'évaporation. Aujourd'hui, en l'absence d'autorisation administrative de prélèvement le pompage est interdit et la retenue n'est donc plus alimentée que par les ruissellements de son bassin versant.

> **NOTA :** a priori les personnes chargées de la surveillance du bassin depuis quelques années maintenant n'ont jamais assisté à un déversement sur la digue ou sur ses appuis.

Le barrage n'est plus utilisé comme réserve d'eau brute et seules des fuites par la fondation, qui restent très limitées, et l'évaporation contribuent à faire baisser le plan d'eau. Les études SIEE de 1996 font état d'un volume de pertes lié à l'évaporation de l'ordre de 65 m3/jour qui correspond à 3,9 mm de pertes par jour.

De décembre 2009 à octobre 2013, le plan d'eau a évolué entre -0,70 m et -2,80 m sous la RN (86,30 m NGF) avec une moyenne à la cote 85,10 m NGF soit environ 1,00 m sous la RN. C'est la cote que nous avons pu observer lors de notre visite de juin 2015. Le plan d'eau semble donc se maintenir, en moyenne, sans complément de pompage.

Figure 5 : variation du plan d'eau du 01/12/09 au 17/10/13 (et des piézomètres)



Le plan d'eau actuel et l'ensemble du vallon, du barrage à la Mosson, constituent un espace récréatif attractif pour la population de la Paillade. Il est à noter en outre que des activités de pêche et de navigation existent sur la retenue. Cependant, à partir d'un abaissement de l'ordre d'un mètre l'activité navigation est difficile car la mise à l'eau des bateaux est compliquée depuis l'embarcadère en rive droite près du barrage.

Figure 6 : embarcadère impraticable du fait du niveau d'eau dans la retenue

NOTA : Le niveau de la RN est atteint lorsque le plan d'eau affleure la surface de la rampe de mise à l'eau ou le seuil de l'évacuateur de crue.

2.4.2. Projet d'aménagement

A l'issue de l'Avant-projet, il apparait que la solution de réhabilitation de la station de pompage semble la seule pertinente bien qu'elle nécessite le renouvellement des autorisations administratives.

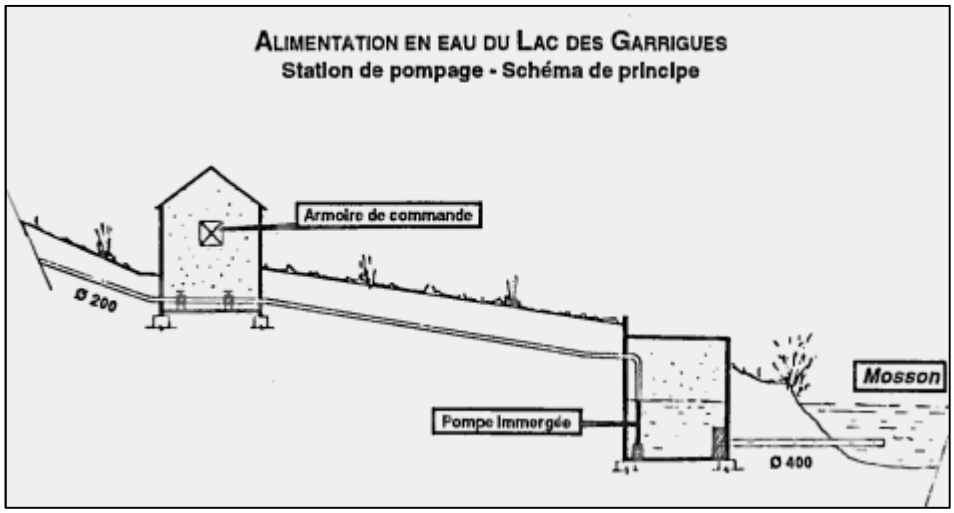
2.4.2.1. INSTALLATION EXISTANTE

D'après le dossier d'autorisation d'avril 1996 du BET SIEE.

L'ouvrage de prélèvement est une pompe immergée implantée sur la berge, en rive gauche de la Mosson.

Cette pompe de type GRUNFOSS SP 75-5 qui prélève dans les eaux superficielles de la Mosson est immergée dans un puits réalisé dans la rive de la Mosson et en communication direct avec celle-ci par l'intermédiaire d'un tuyau DN400 mm.

Figure 7: Station de pompage – Schéma de principe



La pompe, mise en service en 1993, présente une capacité effective de 40 m^3/h (11 l/s).

Une conduite de refoulement, DN200 mm, est enterrée sur une longueur de totale de 550 m avec un dénivelé de 45 m. L'eau prélevée est restituée en rive droite de la retenue à proximité du barrage. Un contrôle volumétrique par compteur est mis en œuvre depuis 1991, le regard du compteur est implanté directement derrière le local du club de voile.

2.4.2.2. SEUIL DE LA GLORIETTE

Dans le cadre de la restauration de la continuité écologique sur la Mosson, un des scénarios à l'étude prévoit la suppression du seuil de la Gloriette qui maintien le plan d'eau pour la station de pompage qui alimentait le lac des Garrigues.

Si ce scénario se confirme, la station de pompage devra être modifiée pour rester fonctionnelle. Cette modification pourra passer par la réalisation d'un puits dans la nappe d'accompagnement de la Mosson ou d'un approfondissement du puits existant.

Dans tous les cas, il faudra envisager de pomper durant les périodes de plus faible sensibilité vis-à-vis des usages et des milieux naturels, c'est à dire en période de hautes-eaux (octobre à mars), pour compléter le niveau de la retenue du lac des Garrigues.

L'estimation du PRO de rénovation du barrage ne prévoit que la remise aux normes et actualisation de l'armoire électrique du local de pompage.

2.5. Contexte géologique

Extraits et résumé des études antérieurs notamment rapport FONDASOL 2013 et essais ALIOS ingénierie de 2009

Sont joint en annexe un extrait du rapport FONDASOL de 2013 et les plans 03 à 06 du diagnostic 2009 d'ISL concernant le report des logs des sondages réalisés lors des campagnes de 1967 et 2009.

Le bassin de la Mosson est formé d'une juxtaposition de plateaux calcaires jurassiques karstifiés, très perméables, et de plaines plus ou moins argileuses.

Le site du barrage se trouve en plein massif calcaire du Pli de Montpellier. Il est précisé que l'étage géologique concerné est le séquanien, qui se caractérise par un ensemble de petits bancs de 5 à 20cm d'épaisseur, à pâte sublithographique de teinte claire.

Ce compartiment, d'allongement Est-Ouest, est limité :

- A l'Est par des terrains éocènes et pliocènes, en contact par faille ou par le biais d'une discordance sédimentaire,
- Au Nord par des faciès triasiques avec lesquels il est en contact anormal par une faille chevauchante,
- Vers le Sud, il s'ennoie sous des faciès oligo-miocènes.

Au sein de ce compartiment, le lac, dans sa totalité repose sur des calcaires séquaniens.

En rive droite et gauche, en amont du plan d'eau, ces calcaires sont en partie masqués par des formations marno-calcaires éocènes discordantes.

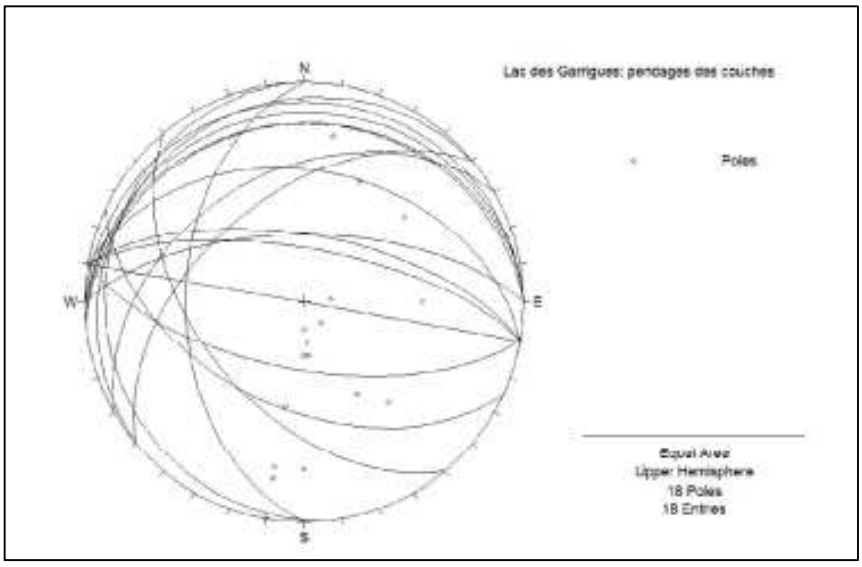
Les calcaires jurassiques, à l'échelle du secteur du lac, ont globalement une disposition monoclinale avec un plongement vers le sud pour des directions de couche Est-Ouest.

Dans le détail, leur structure est plus complexe avec des déformations plicatives et des variations de pendage et de direction des couches rapides et nombreuses, même si la structure dominante reste à plongement Sud.

Les valeurs de plongement peuvent être importantes, elles peuvent atteindre 65 à 70°, voir 90°.

Les pendages sont représentés sur le stéréogramme ci-dessous :

Figure 8: stéréogramme pendages mesurés



Les calcaires séquaniens sont représentés par des calcaires fins, micritiques, localement bréchiques de couleur gris moyen à gris clair.

Ces calcaires sont disposés soit en bancs massifs à la stratification frustre soit, a contrario, en bancs d'épaisseur infradécimétrique à décimétrique à la stratification nette. Ils présentent localement des traces de karstification.

Les faciès éocènes, lacustres à palustres, sont représentés par des calcaires let des marnes blanches feuilletées.

2.6. Contexte géotechnique

Extraits et résumé des études antérieurs notamment rapport FONDASOL 2013 et essais ALIOS ingénierie de 2009

Sont joint en annexe un extrait du rapport FONDASOL de 2013 et les plans 03 à 06 du diagnostic 2009 d'ISL concernant le report des logs des sondages réalisés lors des campagnes de 1967 et 2009.

2.6.1. Fondations

Au droit du barrage, le substratum n'est visible à l'affleurement qu'en rive gauche. En rive droite, seuls des blocs qui ne sont pas en place sont observés dans la pente.

En aval du barrage, le substratum n'est pas visible en fond de vallon où il est masqué par des colluvions.

Les sondages réalisés ont mis en évidence un calcaire très fracturé, parfois caverneux à remplissage argileux. Le sol de fondation semble donc propice à des circulations souterraines et la présence de failles rend probable l'existence d'un réseau karstique susceptible de constituer un vecteur de fuites. Le terrain d'assise du barrage, comme celui de la cuvette, présente une perméabilité en grand due aux fissures et aux karsts ; néanmoins, il semble peu probable que ce contexte géologique puisse se dégrader à l'échelle de quelques années, les fissures ayant, au contraire, tendance à se colmater lors des dépôts de sédiments.

Concernant le niveau de fondation sous le barrage, il est intéressant de se reporter aux résultats :

- des sondages de la campagne de 1967 reportés sur 2 plans du diagnostic d'ISL d'avril 2009,
- des essais au pénétromètre dynamique de la campagne ALIOS Ingénierie de 2009 également reportés sur 2 plans par ISL.

Ces 4 plans sont joints en annexe.

Ils font apparaître très clairement que le niveau du substratum est très homogène par rapport au niveau du terrain naturel avec une profondeur moyenne de la rive droite vers la rive gauche comprise entre 1,00 et 2,00 m.

Il est à noter que la ligne indiquant le TN aval sur les plans 4 & 6 du diagnostic d'ISL correspond au TN directement en aval du parement aval en maçonnerie, or il s'agit probablement d'un niveau remblayé et soutenu par les perrés en arc de cercles existant en aval du barrage en maçonnerie.

2.6.2. Caractéristiques du corps du barrage

Les sondages ont mis en évidence les terrains suivants :

Revêtement de surface :

- un revêtement en béton, reconnu jusqu'à 0,08 à 0,12 m de profondeur.
- des remblais de tout-venant (graves à matrice limoneuse), reconnus jusqu'à 0,85 à 1,00 m de profondeur.

Corps du barrage :

- des remblais de la digue constitués d'argiles bariolées verdâtre gris beige brun avec quelques graves fines à moyennes, reconnus jusqu'à 13,20 à 13,40 m de profondeur en SP1 et SP2, et jusqu'à la base des sondages SC4 et SC5 (12,00 m de profondeur).

Les caractéristiques mécaniques mesurées au moyen d'essais pressiométriques et pénétrométriques sont faibles à moyennes, mais généralement faibles, dans les remblais de digue argileux, avec :

- module pressiométrique : $2,0 \leq EM \leq 20,7$ MPa
- pression limite nette : $0,25 \leq pl - p0 \leq 0,80$ MPa
- résistance de pointe : $0,8 \leq qd \leq 8$ MPa

Les remblais sont classés A3. Au vu des différents essais de perméabilité, on retiendra une perméabilité très faible de l'ordre de 10^{-8} à 10^{-9} m/s dans les argiles constitutives du barrage.

Drain de pied de la recharge amont :

- Le sondage SC2 de la campagne ALIOS Ingénierie de 2009 identifie assez clairement, entre les cotes 76 NGF et 74 NGF, une passée de matériau qui semble s'apparenter au drainage théoriquement présent au pied amont du barrage en maçonneries. Celui-ci serait à ce jour partiellement pollué par des fines, bien que le drain semble fonctionner. Deux granulométies ont été réalisées sur ce matériaux et conduisent à des matériaux de classification GTR C2B5 avec entre 35 et 40% de passant inférieur à 20 mm.

Fondation :

- des calcaires fracturés à remplissage argileux et/ou sableux beige, reconnus jusqu'à la base des sondages (17,00 m de profondeur).

Les caractéristiques mécaniques mesurées au moyen d'essais pressiométriques et pénétrométriques sont bonnes à élevées dans les calcaires fracturés à remplissage argileux et/ou sableux, avec :

- module pressiométrique : $13,3 \leq EM \leq 24,9$ MPa
- pression limite nette : $1,82 \leq pl - p0 \leq 2,97$ MPa

2.6.3. Stabilité

2.6.3.1. STABILITE DES BERGES

Si au moment de la vidange du lac des glissements sur les berges devaient apparaître, ils seront limités à la petite frange de terrains limono-caillouteux visible sur les berges du lac.

L'emprise de ces glissements resterait limitée à l'espace compris entre le plan d'eau et le chemin piétonnier qui longe la retenue.

En aucun cas ils ne s'étendraient au-delà de ce chemin.

2.6.3.2. STABILITE DU BARRAGE

Dans le cas d'une vidange rapide de la retenue, la stabilité d'ensemble du parement amont en situation accidentelle est assurée avec un coefficient de sécurité minimal de 1,13, supérieur au coefficient de sécurité minimal de 1,1 recherché (cf. étude FONDASOL 2013 jointe en annexe).

2.7. Analyse hydrologique

2.7.1. Objectif de l'analyse hydrologique

Dans le cadre du rapport de projet de l'opération de rénovation du barrage du lac des Garrigues, une revue de l'étude hydrologique des crues réalisée par ISL en 2009 est menée pour :

- vérifier les hypothèses de calculs des quantiles de crue exceptionnelle,
- valider les résultats portant sur les quantiles de crue.

Ces différents points sont exposés dans les paragraphes traitant successivement :

- des caractéristiques des bassins versants,
- des quantiles des pluies extrêmes,
- de la modélisation pluie –débit et quantiles des débits extrêmes.

Ce paragraphe est complété par un calcul de laminage des crues exceptionnelles par la retenue des Garrigues en configuration de projet.

2.7.2. Caractéristiques du bassin versant

La retenue du lac des Garrigues contrôle un petit bassin versant semi-urbain dont les caractéristiques mentionnées dans l'étude d'ISL (2009) sont listées dans le tableau ci-après :

Tableau 1 : Caractéristiques du bassin versant du lac des Garrigues

Surface	0,33 km^2
Point haut	119 m NGF
Point bas	74,9 m NGF
Plus long chemin hydraulique	570 m
Pente pondérée	0,0395 m/m

Un contrôle de ces valeurs montre qu'elles ont été correctement estimées à des incertitudes d'interprétation ou d'arrondi près qui n'ont pas de conséquence sur les valeurs affichées.

La forme du bassin versant, assez compact, comme l'occupation du sol, très urbaine, sur un socle calcaire peu perméable, favorisent une réaction rapide du bassin versant aux précipitations intenses.

L'estimation du temps de concentration du bassin versant est alors effectuée à l'aide de la formule de Bressand-Golossof mise au point sur un ensemble de stations hydrométriques contrôlant des bassins versant de surface supérieure à 50 km^2. La règle donnée dans la formule de Bressand-Golossof, communément admise pour les petits bassins versants, n'a cependant jamais été validée par un ensemble de données.

En comparant l'estimation du temps de concentration retenue à des estimations données par d'autres formules empiriques valables pour de petits bassins versants, l'estimation donnée dans le rapport ISL est acceptable et s'entend comme une limite basse plutôt sécuritaire.

En effet, les deux éléments de comparaison fournis applicables sur un petit bassin versant semi-urbain montrent que le temps de concentration serait un peu plus important. Dans le cas de l'estimation donné par l'United States Department of Agriculture – Instruction TR55, la vitesse d'écoulement est estimée à 1,1 m/s dans les rigoles d'écoulements diffus qui vont se former en cas de fortes crues. A l'aide de l'estimation de cette vitesse, le temps de concentration prend alors la valeur de 9 minutes. Stricto sensu, il est nécessaire de prendre en compte les écoulements en tête de bassin versant peu formés et plus lents et les écoulements plus rapides dans le talweg principal. On peut cependant faire l'hypothèse que la plupart des écoulements vont se produire sous forme de ravinement plus ou moins prononcés dont la vitesse est approchée par la valeur donnée. Dans ce cas, le temps de concentration est au moins de 9 minutes.

Tableau 2 : Estimation du temps de concentration – bassin versant du lac des Garrigues

Formule	Vitesse d'écoulement	Temps de concentration	Domaine d'application
Kirpich		9 minutes	Surface de 0,4 à 81 ha Pente comprise entre 3% et 10%
USDA	V = 1,1 m/s	Au moins 9 minutes	Petits bassins versants urbains ou semi-urbains (S < 10 km^2)
Bressand Golossof	V = 1,3 m/s	7 minutes	Petits bassins versants (S < 20 km^2)

2.7.3. Quantiles de pluie

Les quantiles de pluie sont estimés à l'aide des pluies SHYREG sur des durées variant de 15 minutes à 24 heures et sont comparés aux quantiles de pluie déduits des mesures du poste de Montpellier Bel Air et de différentes analyses régionales.

Cette comparaison montre que les quantiles des pluies de courtes durées estimées à l'aide des mesures du poste de Montpellier Bel-Air sont sous-estimés par rapport aux modèles régionaux.

L'effet de l'échantillon considéré pour le poste de Montpellier Bel Air peut influencer fortement l'estimation des quantiles de pluie et la prise en compte des événements notables qui se sont déroulés lors de l'automne 2014 dans la région de Montpellier valident le choix des pluies SHYREG.

Ces pluies récentes sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 3 : Cumuls de pluies remarquables dans la région de Montpellier – Automne 2014

Date	Lieu	Cumuls caractéristiques	Occurrence (d'après M-F)
29 septembre 2014	Montpellier	En 1 journée : 299,5 mm En 3 heures : 251,5 mm	Au-delà de 100 ans
6 et 7 octobre 2014	Prades-le-Lez	En 7 heures : 261,6 mm En 3 heures : 221,6 mm	

En conclusion, il est préférable de retenir les estimations données par un modèle régional ce qui est correctement fait avec le choix des pluies données par la méthode SHYREG indiquées dans le tableau de la figure 9 ci-après.

Tableau 4 : Quantiles de pluies - Montpellier

Période de retour	15 min	30 min	1 h	3 h	6 h	24 h
10 ans	22	35	54	91	121	189
100 ans	40	62	98	161	219	367
1000 ans	59	93	146	233	327	546

2.7.4. Estimation des quantiles de débit

La crue centennale est d'abord calculée à l'aide de la méthode de Bressand-Golossof avec les paramètres suivants :

- Le coefficient de ruissellement pour une crue centennale est calculé en considérant une rétention initiale faible de l'ordre de 20 mm. Sa valeur est de 0,75. Cette dernière valeur est plutôt forte,
- La pluie centennale sur le temps de concentration du bassin versant est estimée par extrapolation à partir des quantiles SHYREG :

$$P_{100}(\text{durée=7minutes}) = 24{,}4 \text{ mm.}$$

Avec cette méthode, la crue centennale est estimée alors à 14 m^3/s.

La crue centennale est ensuite calculée à l'aide d'un modèle de type SCS (Soil Conservative Service). Le paramètre de production du ruissellement (Curve Number) est calculé en fonction de la pédologie et de l'occupation du sol et prend la valeur de 82. Cette valeur est forte mais est justifiée pour ce petit bassin versant semi-urbain sur un socle de calcaire massif.

L'application du modèle SCS est réalisée à un pas de temps de 15 minutes qui est deux fois supérieur au temps de concentration du bassin versant. Cette façon de procéder peut avoir tendance à minimiser les débits de crue par lissage des variations de débit. Une simulation au pas de temps de 10 minutes avec le même modèle donne néanmoins des résultats quasi identiques.

Par ailleurs la forme du hyétogramme de pluie en entrée du modèle SCS est une forme d'averse type avec une intensité maximale centrée et symétrique qui est communément admise. D'autres formes d'averse plus défavorables (pic décentré en fin d'averse) auraient pu être testées après analyse d'épisodes historiques remarquables de pluie.

Les résultats d'exploitation du modèle ainsi construit sont en adéquation avec l'estimation de la crue centennale donnée par la méthode de Bressand-Golossof.

Au final, la crue de temps de retour T=1000 ans est estimé à 21 m^3/s.

Une même démarche conduit à une estimation de la crue décamillénale de 28 m^3/s.

2.7.5. Conclusion de l'analyse hydrologique

Les choix effectués dans l'étude de détermination de la crue de projet pour le barrage des Garrigues apparaissent généralement sécuritaires :

- Temps de concentration estimé à l'aide de la méthode de Bressand Golossof,
- Quantiles de pluies SHYREG,
- Méthode Bressand Golossof pour l'estimation de la crue centennale.

Excepté pour le pas de temps d'application du modèle SCS.

Ces choix amènent à considérer l'estimation de la crue millénale de 21 m^3/s comme une borne haute, de tendance sécuritaire, mais pleinement acceptable pour ce petit bassin versant semi-urbain.

2.7.6. Calcul de laminage

La courbe hauteur-volume de la retenue a été générée à partir des données topographiques transmises par le Maitre d'Ouvrage et est conforme à la courbe présentée dans l'Avant-Projet.

L'évacuateur projet (voir plus loin) est formé d'un seuil libre frontal calé à la cote de 87,10 m.

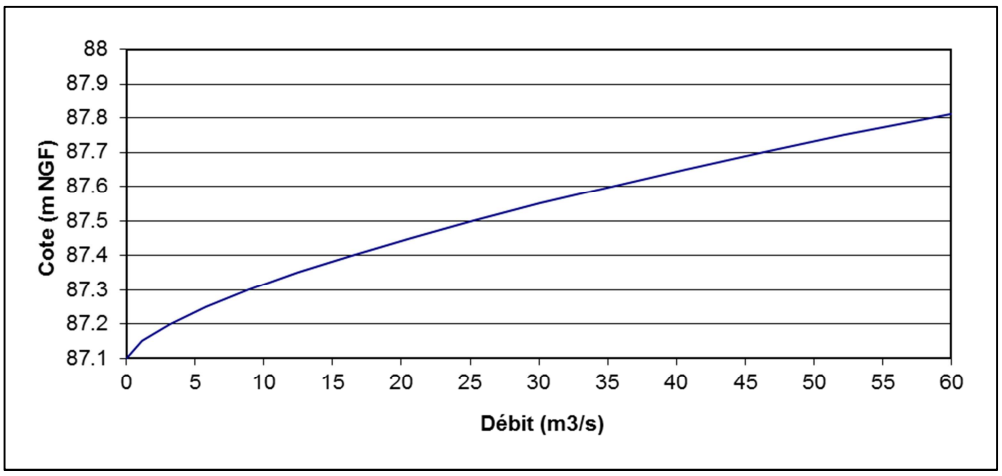
La loi d'évacuation du seuil frontal sera du type :

$$Q = \mu . L . \sqrt{(2 . g . h^3)}$$

Avec :

- μ : coefficient de débit pris égal à 0,45 en considérant une poutre en béton mince de profil optimisé,
- L : la longueur déversante égale à 50 m,
- h : la lame déversante.

Figure 9: Loi Hauteur-Débit de l'évacuateur



Les calculs de laminage sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau 5 : Laminage des crues extrêmes par la retenue des Garrigues

Crue	Qmax entrant (m^3/s)	Qmax sortant (m3/s)	Taux d'écrêtement	Cote max. atteinte (m NGF)
T=1000 ans	21	19,7	6,2%	87,44
T=10000 ans	28	27	4%	87,52

La cote des PHE est donc de 87,44 NGF et la cote des PHEE est de 87,52 NGF.

2.8. Problématique du curage de la retenue

Le rapport d'avant-projet détaille de façon assez complète les données connues concernant l'engravement de la cuvette, nous les rappelons ci-après :

2.8.1. Engravement de la retenue

Sur la base des études précédentes, il apparait que la cuvette est engravée.

Ces études ont comparé plusieurs plans topographiques et bathymétriques réalisés à différentes époques : elles semblent montrer un volume de matériaux déposé dans l'emprise de la cuvette voisin de 8 000 m³, ce qui reste malgré tout limité, ramené à l'emprise du plan d'eau (1,6 ha) puisque cela correspond à une hauteur moyenne de dépôt de l'ordre de 0,50 m/m².

Cependant, en partie centrale, les plans d'archive présentent le pied du parement amont à une cote voisine de 75 NGF. La cote aujourd'hui est plutôt à 78,00 NGF ce qui donne une hauteur de sédiment en partie centrale et au pied du barrage de près de 3,0 m.

Le levé bathymétrique récent montre cependant un parement amont assez régulier, sans glissements ni instabilités apparentes qui auraient pu permettre d'expliquer cette accumulation en pied et le colmatage actuel de la vidange de fond.

2.8.2. Contraintes liées au curage de la retenue

Les contraintes liées à la réalisation d'un curage partiel, limité à la zone en amont immédiat de la digue, ou général de l'emprise de la retenue sont fortes car les contraintes administratives et les sujétions techniques liées à la réalisation de ce type de travaux sont lourdes et entraineront des sujétions financières importantes. Les points évoqués dans le rapport AVP sont les suivants :

- Zone de stockage provisoire pour ressuyage : il n'existe sur le site ou dans sa périphérie aucune zone de stockage permettant de stocker et de laisser ressuyer les produits issus du curage : le curage devra donc être réalisé par des moyens « traditionnels » (et non par pompage, refoulement puis décantation).

- Vidange de la retenue impactant : le curage imposera la vidange totale de la retenue ce qui générera de nombreuses nuisances : impact visuel, impact sur le milieu naturel périphérique de la retenue, odeurs, impact sur la faune piscicole… De plus, afin de bénéficier de la période la plus favorable au ressuyage et au séchage des produits à curer (boues, alluvions), il sera nécessaire de procéder à la vidange de la retenue dès la fin du printemps et de réaliser le curage en saison estivale, le re-remplissage de la retenue ne pouvant intervenir qu'en saison hivernale (pompage dans la Mosson) : le plan d'eau devrait donc être maintenu vide pendant une durée importante, avec tous les impacts que cela aura sur la faune, la flore et la fréquentation du plan d'eau,

- Valorisation des sédiments limités : les solutions permettant de valoriser les sédiments semblent limitées : l'étude CENEAU a montré que la solution la plus économique était une valorisation agricole bien que les analyses réalisées sur les matériaux identifiés montrent qu'ils sont particulièrement pauvres, notamment en matière organique ; ils ne semblent donc pas intéressants pour ce type de valorisation. Une valorisation plus

réaliste en remblai ne semble pas non plus opportune car les caractéristiques mécaniques des matériaux déposés en fond de retenue sont assez faibles.

- Coût d'extraction important : le coût d'extraction est estimé à 10 à 20 €/m^3 auxquels s'ajoute le coût de stockage à 11€/m^3 en cas d'impossibilité de revaloriser les matériaux. Pour 8000 m^3 de matériaux, le coût pourrait donc s'élever à près de 240 000 €HT.

Un dernier argument peut également être ajouté :

- Participation des sédiments à l'étanchéité de la retenue : le contexte karstique local devrait générer quelques fuites en fondation or cela ne semble pas être le cas, ou seulement très partiellement, car malgré l'arrêt du pompage dans la Mosson et un bassin versant assez faible et probablement redirigé vers les réseaux public d'eau pluviale, la retenue se maintient à une cote moyenne voisine de 85 NGF. Le dépôt sédimentaire participe très certainement à étancher la retenue.

L'AVP conclut donc : **« Il ne nous parait donc pas souhaitable de réaliser les travaux de curage envisagés qui ne nous semblent pas justifiables économiquement et nous proposons donc de ne pas les réaliser. »**. Au niveau PRO nous confirmons cette conclusion.

2.9. Contexte réglementaire

Compte tenu de ces caractéristiques, ce barrage a été classé en classe C par un arrêté préfectoral datant du 12 novembre 2012. La nouvelle règlementation du 12 mai 2015 relatif aux règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles de sûreté des ouvrages maintient le classement du barrage des Garrigues en classe C.

Concernant le suivi et la surveillance de l'ouvrage les dispositions du nouvel arrêté sont relativement similaires et la propriétaire doit établir :

- Le dossier d'ouvrage,
- Les consignes de surveillance,
- Un registre (travaux, exploitation, surveillance, entretien, conditions météorologiques et hydrologiques exceptionnelles…),
- Un rapport de surveillance périodique tous les 5 ans minium,
- Un rapport d'auscultation périodique tous les 5 ans minimum,
- Une visite technique approfondie tous les 5 ans minimum.

3. ANALYSE DE RISQUE

La présente analyse de risque a pour objet de déterminer en quoi les réponses techniques apportées dans le cadre du présent projet de réaménagement du barrage du lac des Garrigues répondent aux impératifs de l'arrêté de mise en sécurité du barrage et en améliorent sa sécurité.

Les ERC (évènements redoutés centraux) du barrage sont :

- Rupture du barrage,
- Rupture de la vidange.

Cette analyse est complétée par une approche des risques spécifiques à la phase chantier.

3.1. Rupture du barrage

Les causes possibles de rupture du barrage sont les suivantes :

- 1- Surverse sur la recharge amont en remblai,
- 2- Défaut de stabilité (glissement, érosion interne)
- 3- Défaillance de la fondation.

La gravité de cet ERC est jugée significative (>10 et <100) comme en attestent les résultats de l'étude d'onde de rupture (étude ISL 2010). En effet, la zone inondée par la rupture du barrage au droit de la Mosson se limite à la zone inondable établie pour une crue décennale (étude SIEE 1997). Cependant, le stade de la Mosson est situé dans cette zone. Si le stade lui-même est peu vulnérable les parkings et voie de secours sont submergés.

La troisième cause possible de rupture, défaillance de la fondation, est considérée comme d'occurrence extrêmement rare du fait de la bonne qualité de la fondation et de l'assise du barrage directement sur ce substratum.

La deuxième, défaut de stabilité, est considérée comme rare du fait de la géométrie particulière du barrage (barrage poids en maçonneries épaulé par une rehausse en remblai de faible hauteur), la constitution de la rehausse avec notamment un drainage au pied aval, l'observation d'une piézométrie très faible.

Pour la première, surverse sur la recharge amont, l'occurrence est en revanche probable, dans la mesure où :

- l'évacuateur de crue actuel est sous-dimensionné (capacité évacuateur 1 m3/s << 19 m3/s de la crue de projet retour 1000 ans),
- son dispositif de protection (grille horizontale) est particulièrement sensible au colmatage,

La mesure corrective envisagée vis-à-vis de la première cause est celle exigée par le Préfet dans son arrêté, à savoir la création d'un nouvel évacuateur de crue. La solution proposée prévoit de rendre la rehausse du barrage déversante sur la quasi-totalité de son linéaire (50.5 m) afin d'assurer le passage de la crue de projet (T_{retour} = 1000 ans) avec une lame d'eau limitée (34 cm). Pour ce faire, outre la reprise et le calage du parapet amont de la crête :

- la surface horizontale de la crête est réalisée en béton,
- le parapet aval de la crête est supprimé,
- le parement aval de la rehausse est protégé par des gabions,

- la risberme aval est conservée en béton,
- le pied aval du barrage est protégé par des enrochements maçonnés.

Cette mesure corrective permet de réduire l'occurrence de l'ERC causé par une surverse de probable à extrêmement-rare.

Afin de réduire également l'occurrence de la deuxième cause de rupture du barrage (défaut de stabilité) et de se conformer aux exigences règlementaires, le projet prévoit le remplacement de la vidange de fond.

La réhabilitation de la vidange de fond existante étant difficile voire impossible pour des raisons environnementales (vidange complète de la retenue), budgétaire (curage et évacuation des boues) et techniques (perte d'étanchéité du fond de la retenue, risque d'un nouvel engravement) l'option de la création d'une nouvelle vidange à mi-hauteur du parement amont a été retenue. Cette nouvelle vidange constitue une barrière de protection puisqu'elle permet en cas d'identification de problème de stabilité d'abaisser rapidement le plan d'eau. Cette barrière de protection est néanmoins conditionnée par une bonne surveillance du barrage, le dispositif d'auscultation est donc renforcé par l'adjonction de 3 piézomètres supplémentaires. Par ailleurs, les zones identifiées comme plus perméables en partie supérieure de la rehausse sont prévues recoupées par une paroi étanche. Enfin, les arbres du parement amont sont à dessoucher et le parement amont sera réhabilité avec une protection anti-batillage en rip-rap. Ces travaux et barrières de protection permettent de réduire l'occurrence de l'ERC causé par un défaut de stabilité du barrage de rare à extrêmement rare.

3.2. Rupture de la vidange

Les causes possibles de rupture de la vidange sont les suivantes :

- 1- Rupture du dispositif de vannage,
- 2- Rupture de la conduite.

Dans le cas de l'ERC, lié à la rupture de la vidange, Il est à noter que la vidange est à ce jour totalement colmatée avec une épaisseur de matériau déposé au-dessus de sa cote théorique de près de 3.0 m. La probabilité d'occurrence est donc rare voir extrêmement rare. Par ailleurs, la gravité de l'ERC est modérée (>1 et <10) du fait de l'environnement aval du barrage et du débit maximum de la vidange (0,25 m3/s) à comparer avec celui de la Mosson située directement en aval du thalweg.

3.3. Phase de travaux

Le principal risque, inhérent aux travaux, dans le cas de la survenue d'une crue pendant les travaux est lié à la réalisation de la vidange et notamment la période critique où la conduite foncée aura débouché sur le parement amont. En effet, les travaux sur la crête du barrage ne modifie que partiellement l'état actuel et n'aggrave que faiblement l'état actuel du barrage. En revanche, le fonçage de la vidange expose temporairement le barrage à un risque de percolation le long de la conduite tant que l'ouvrage d'étanchéité amont n'est pas finalisé.

Le paragraphe 4.4.8 détail les dispositions qui devront être prise pour palier à ce risque.

De même, le paragraphe 4.4.4 détail les dispositions à prendre pendant les travaux de mise en œuvre de la conduite de vidange pour garantir l'intégrité du corps de la rehausse amont traversée par la nouvelle conduite de vidange.

4. TRAVAUX DE REHABILITATION DU BARRAGE

Les travaux de réhabilitation portent sur :

- Le corps du barrage proprement dit et notamment la partie supérieure du parement amont et l'étanchéité de la digue également dans sa partie supérieure,
- Le traitement du parement aval de la digue pour le rendre déversant en tant qu'évacuateur de crue principal de l'ouvrage,
- La création d'un nouvel ouvrage de vidange du barrage,
- La mise à niveau de l'auscultation du barrage,

Ces travaux, notamment ceux liés à l'évacuateur de crues, ont un impact non négligeable sur l'aménagement paysager du barrage qui s'intègre dans une zone de promenade et de détente fréquentée. Des propositions seront faites en parallèle de la description des travaux.

Le phasage et l'organisation des travaux font l'objet d'un chapitre à part du présent rapport de projet.

4.1. Vidange du plan d'eau préalable aux travaux

Suite à notre analyse relative aux difficultés et risques liés à un curage complet de la retenue, le Maître d'Ouvrage a retenu notre proposition au stade AVP de ne pas curer la retenue, ainsi :

- La retenue ne sera vidangée que partiellement pour la réalisation des travaux et notamment ceux de la nouvelle vidange du barrage.
- Il sera procédé à une investigation systématique de l'emprise de la retenue, lorsque le plan d'eau aura été partiellement abaissé, afin d'identifier les détritus et les déchets divers de taille importante qui pourraient exister dans son emprise (véhicules, gros électroménager…), de les collecter et de les évacuer en décharge,

En matière de curage, il sera cependant nécessaire de curer et nettoyer le bassin de dissipation de l'ancienne vidange en aval du contrefort central. Cet emprise à curer représente seulement un volume de quelques dizaines de mètres cubes.

Nous retenons pour la réalisation des travaux décrit dans le présent rapport de projet une cote de vidange du bassin de 81,00 NGF* (voir plus loin la justification du calage de la nouvelle vidange du barrage)

La vidange partielle de la retenue sera à réaliser par siphonage à travers le DN600 de l'évacuateur de crue avec un tuyaux fixé sur flotteur afin de ne prélever que de l'eau de surface et limiter ainsi l'envoi de fines en aval.

**une fois le siphonage arrêté, il est probable que le niveau d'eau baisse un peu plus avec notamment l'évaporation de surface et les éventuelles infiltrations de la retenue en fondation et au travers du barrage.*

4.2. Corps du barrage

Le corps du barrage actuel semble en bon état comme l'ont montré les différentes expertises et auscultations réalisées et ne nécessite donc pas de travaux de réhabilitation importants. Cependant les points suivants, indiqués lors de la phase avant-projet, sont à traiter dans le cadre des travaux de réhabilitation :

- réhabiliter la partie haute amont de la digue,

- garantir l'étanchéité de la partie haute de la recharge au droit du couronnement.

4.2.1. Réhabilitation de la partie supérieure du parement amont de la digue

La partie haute du parement amont de la digue est actuellement assez déstructurée comme on peut le constater visuellement sur la photo ci-après.

Figure 10 : parement amont du barrage – végétation et rip-rap déstructuré

Les principaux désordres sont les suivants :

- le remblai de la recharge amont est « décroché » au droit du muret amont dont les fondations sont localement sous cavées,
- le rip rap de protection du talus amont est très déstructuré,
- la présence d'arbres et d'arbustes dont les racines semblent avoir contribué aux désordres actuellement constatés, est importante.

Dans le cadre des travaux de réfection, il nous parait donc nécessaire de reprendre la bande supérieure du parement amont sur la zone de marnage et de batillage de la retenue soit à partir de la cote 84,80 NGF (soit 1,50 sous le niveau de la RN) et jusqu'au pied du muret qui sera à reprendre intégralement, ainsi que sa fondation dans le cadre des travaux liés à l'évacuateur de crue.

Les travaux à réaliser comprendront :

- le débroussaillage et le nettoyage de cette bande,
- le dessouchage soignée des gros sujets (il en existe 3 à 4 sur le parement amont de la digue),
- la reprise complète de la protection du parement dans sa partie supérieure (à partir de la cote 84,80 NGF) après dépose de l'existant et création d'une bêche en pied.

Débroussaillage :

Le débroussaillage de la retenue est réalisé régulièrement par le service en charge de l'entretien du barrage. Il sera bien-entendu à reprendre en totalité par l'entreprise titulaire des travaux afin d'accéder au parement amont une fois la retenue partiellement vidangée.

L'agencement des enrochements à remplacer sur le parement amont devra permettre de poursuivre cet entretien facilement sans risquer d'endommager les outils (tolérance de réglage à fixer au CCTP).

Dessouchage des arbres :

Outre les roseaux sur le parement amont 3 à 4 arbres importants se sont développés par manque d'entretien dans un premier temps et par crainte de générer des renards à partir du système racinaire dans un deuxième temps.

Les travaux d'ensemble sur le parement amont et sur la crête du barrage sont l'occasion d'éradiquer définitivement ces arbres.

Le dessouchage des arbres sera à mener suivant les préconisations du guide de l'IRSTEA qui vient de paraître « Gestion de la végétation des ouvrages hydrauliques en remblai ».

Après abatage des arbres il conviendra de terrasser autour des souches pour en extraire également les racines en fonction de leurs dimensions plusieurs solutions seront à envisager :

- élargissement et talutage des excavations ainsi créées afin de reconstituer le talus par apport et mise en œuvre de sol compacté avec des caractéristiques appropriées,
- création d'une coupure étanche dans le remblai.

Les travaux prévus dans le cadre de l'opération de rénovation du barrage des Garrigues vont dans le sens de ces deux préconisations et permettront de parer aux problématiques que peuvent générer un dessouchage en parement de digue. En effet :

- La reprise du muret amont, à rendre déversant, et de sa fondation nécessitera la création de fouille qui permettra de traiter une partie de la zone racinaire des arbres à dessoucher. De même, la reprise du revêtement du parement amont (rip-rap) ira dans le même sens.
- Enfin le projet de réhabilitation du barrage prévoit également la création d'une paroi au coulis étanche sur 3,50 m de profondeur (voir ci-après). En fonction des dimensions des systèmes racinaires extraits la paroi pourra être approfondie localement au droit des arbres sur une largeur adéquate (4 à 5 m).

Protection du parement amont :

Suite au calcul de la revanche du barrage, présenté dans le cadre du rapport avant-projet et annexé de nouveau dans le présent rapport de projet, la hauteur des vagues est calculée à 0,65 m pour un vent de période de retour 1000 ans.

En fonction de cette hauteur de vague, le guide de « recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi des petits barrages » du CEMAGREF (actuel IRSTEA) propose les principes de protection du parement amont suivant :

- Protection en enrochement libre déversé type rip-rap,
- Epaisseur d'enrochements (mesurée perpendiculairement au parement) : 0,50 m,
- Dimension des blocs de type 100/500 mm avec un d_{50} (50% en poids des blocs avec un diamètre supérieur ou égal à d_{50}) égale à 300 mm,
- Protection du remblai avec un géotextile anti-poinçonnement (au moins 1000 g/m^2) – le géotextile pourra être protégé par une couche de transition en tout venant 0/30 mm (type GNT 0/31,5 mm) de 100 à 150 mm d'épaisseur sous le rip-rap.

Cette couche d'enrochement sera à mettre en œuvre en lieu et place de la couche existante actuellement et partiellement déstructurée. Il conviendra de décaper la couche existante ainsi que la surface du remblai pour y intégrer la nouvelle couche.

> **NOTA :** les zones du parement amont affaissées seront à remblayer avec une grave type GNT 0/31,5 après un décapage de la zone sur une vingtaine de centimètre.

Un élargissement de la couche au pied de celle-ci permettra d'assurer son ancrage et d'éviter son glissement vers le pied du barrage.

Le rip-rap viendra se fermer sur le muret déversant à remplacer en crête du barrage. Au droit du muret l'arase supérieure des enrochements de protection sera calée à la cote **86,70 NGF**.

Au droit des culées du barrage, le rip-rap se retournera sur les rives sur quelques mètres vers l'amont de la retenue.

NOTA : le rip-rap en place sera à ré-agencer suivant les pentes et calage définis au projet.

Figure 11 : Rip-Rap sur le parement amont du barrage

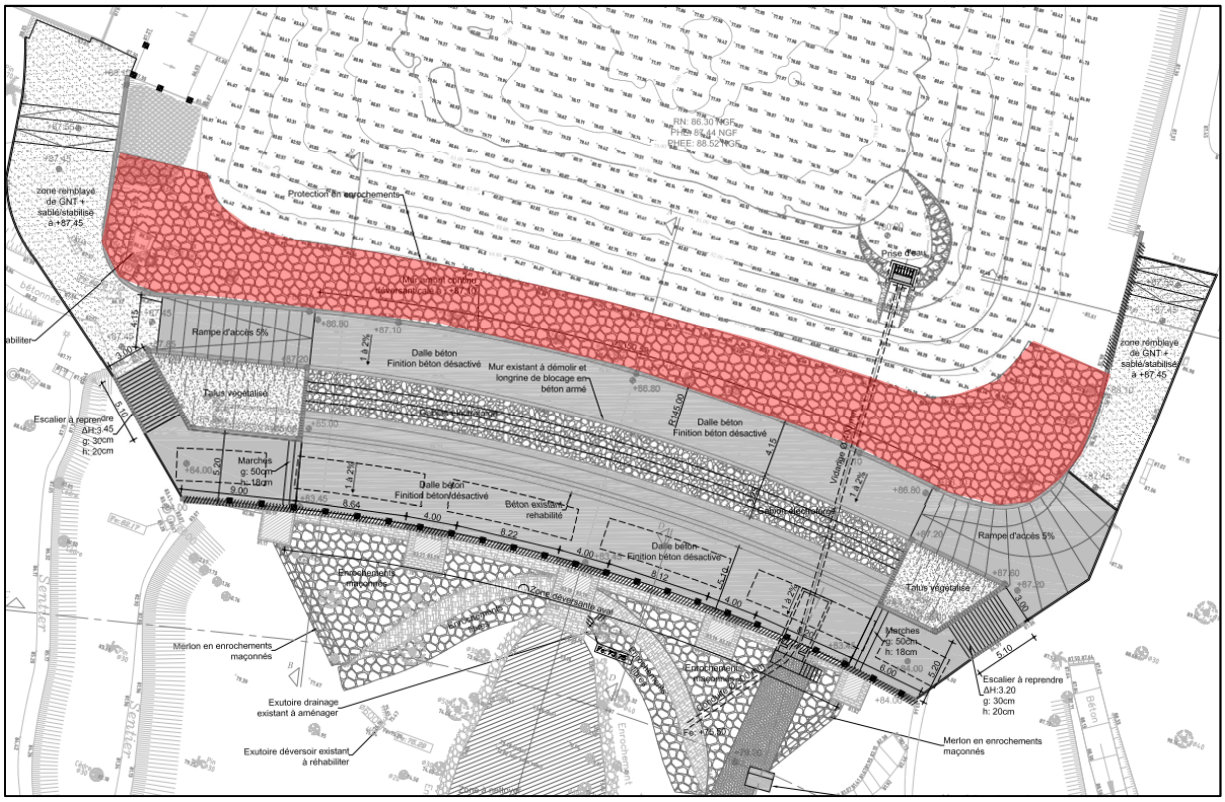
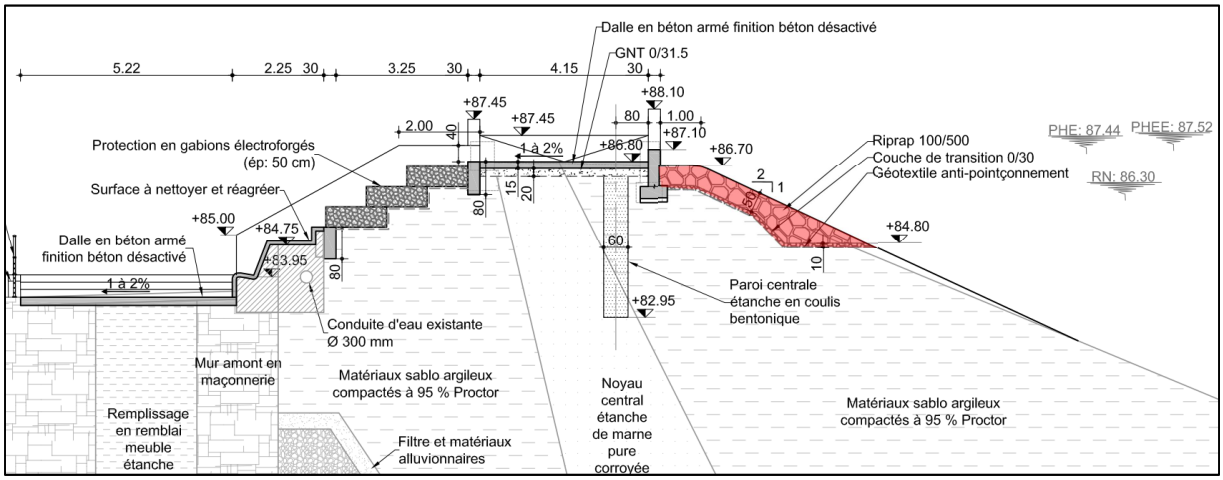


Figure 12 : Rip-Rap sur le parement amont du barrage - coupe



4.2.2. Coupure étanche au droit du couronnement

Bien que les dernières reconnaissances géotechniques effectuées n'aient pas mis en avant la présence de matériaux perméables dans le corps de la recharge en remblai (en-dehors des 70 cm supérieurs constitués de graves), il parait nécessaire d'étancher la partie supérieure du

remblai afin de s'affranchir de la présence possible de passes graveleuses localisées, comme l'avait proposé ISL dans le cadre des études précédentes.

La solution technique retenue consiste à réaliser une paroi en coulis bentonitique de 60 cm d'épaisseur sur tout le linéaire de la digue recoupant les 3,5 m supérieurs du remblai.

Cette solution, dont l'efficacité est garantie, est simple à réaliser et bien adaptée au contexte de ce site. Elle ne nécessite pas de travaux particuliers de démolition ou de terrassement.

Cette paroi est à implanter directement en aval et au plus près de la poutre déversante amont du barrage de façon à garantir une certaine continuité dans l'étanchéité du corps du barrage. La hauteur de 3,50 m permet de recouper sensiblement le noyau étanche théorique même s'il apparait finalement que la recharge amont se rapproche plus d'une digue en matériau homogène avec une perméabilité très faible. La paroi est à réaliser sur toute la longueur en crête de l'ouvrage, soit sur une longueur de l'ordre de 70 m. Sa surface sera donc de 245 m² environ.

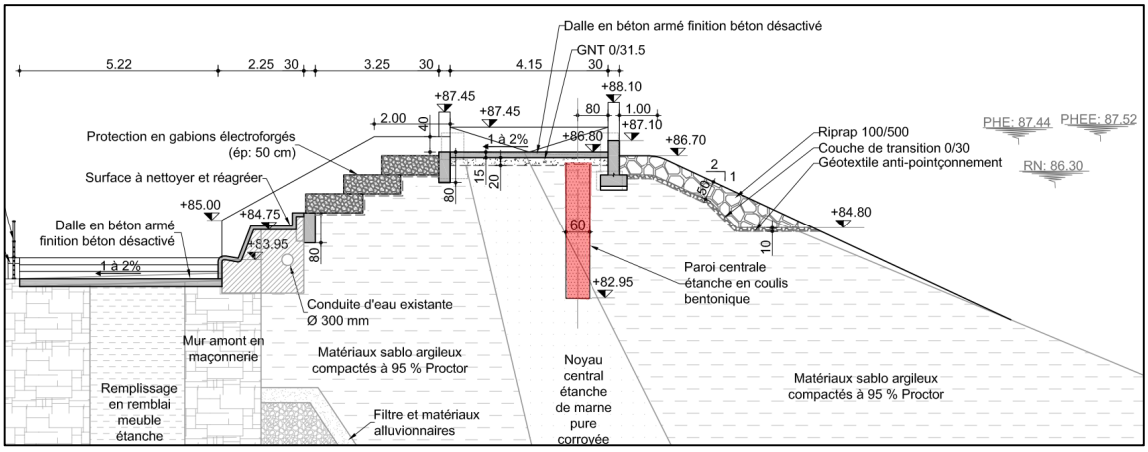
> **NOTA :** comme vu ci-avant, la paroi pourra être approfondie localement au droit des arbres dessouchés pour garantir une coupure étanche au droit de « cavités » ayant été laissées par les racines.

Les caractéristiques du coulis de la paroi seront les suivantes :

- Teneur en bentonite > à 30 kg/m^3 de coulis,
- Teneur en ciment > à 120 kg/m^3 de coulis,
- Rapport C/E en poids compris entre 0,1 et 0,3,
- Densité > 1,2
- Viscosité (Marsh) : viscosité initiale voisine de 40 secondes et < à 60 secondes (à adapter en fonction de la perméabilité constatée de la partie supérieure du remblai à traiter),
- Rigidité du coulis, mesurée au scissomètre de laboratoire < 0,5 g/cm^2.

La paroi sera à réaliser par panneau d'une longueur à déterminer par l'Entrepreneur. L'excavation sera à réaliser à raison d'un panneau sur deux, puis une fois le coulis des panneaux primaires durcis, on procèdera de même pour les panneaux secondaires en s'assurant de la bonne continuité de la paroi.

Figure 13 : Paroi étanche en partie supérieure de la crête de la rehausse



4.3. Evacuateur de crues

4.3.1. Rappel de l'Avant-Projet

Afin d'être en conformité avec la réglementation actuelle, l'évacuateur de crue de ce barrage doit pouvoir évacuer le débit de la crue de fréquence 1 000 ans, après laminage dans l'emprise de la retenue.

L'analyse critique de l'étude hydrologique du bureau d'étude ISL de 2009 et les différentes simulations réalisées montrent que cet évacuateur doit être dimensionné pour des débits de crue estimés à :

- 21 m^3/s pour la crue de fréquence 1 000 ans,
- 28 m^3/s pour une crue extrême de fréquence 10 000 ans.

Figure 14 : évacuateur de crue existant en rive droite du barrage et restitution en aval ***(extrait rapport de visite post-crue ISL du 06/10/2014)***

L'ouvrage actuel (voir photo ci-avant), dont la débitance semble être de l'ordre de 1 m^3/s, ne peut en aucun cas assurer l'évacuation de ce débit et la réalisation d'un nouvel ouvrage, ou d'un aménagement du barrage actuel, s'impose donc pour le mettre en conformité.

Afin d'assurer l'évacuation de ce débit, plusieurs solutions ont été envisagées, comparées et estimées dans le cadre du rapport d'avant-projet :

- Aménagement du couronnement de la digue afin de la rendre déversante sur le plus grand linéaire possible,
- Création d'un évacuateur latéral à surface libre implanté à l'extrémité rive droite de la digue comprenant un seuil libre déversant, un bassin d'entonnement, un coursier de longueur limitée et une cuillère restituant les débits évacués dans le bassin existant au pied aval,
- Création d'un évacuateur à surface libre implanté dans la partie centrale de la digue comprenant un seuil déversant, un convergent, un coursier et une cuillère restituant les débits évacués dans le bassin de dissipation existant au pied aval.

La solution retenue est la première solution notamment pour les avantages suivants qu'elle offre :

- Réaménagement paysager de toute la surface apparente de la digue (couronnement et parement aval)
- Solution la moins coûteuse,
- Travaux réalisables sans nécessité de vidanger la retenue,
- Très bonne sécurité et garantie de fonctionnement avec un grand linéaire de déversement et une lame déversante de hauteur très limitée,

4.3.2. Principe général

La solution consiste à rendre la digue déversante sur la majorité de son linéaire. Cette solution nécessite :

- De démolir, puis de reconstruire le mur parapet situé au droit de l'arête amont de la digue afin de le rendre déversant et résistant au déversement,

- De reprendre l'aménagement du couronnement de la digue afin qu'il puisse accepter les écoulements (surface bétonnée ou pavée),
- De protéger le parement aval de la digue, entre la crête et le couronnement du barrage en maçonnerie, avec des gabions afin qu'il puisse accepter les écoulements,
- De limiter latéralement l'emprise de la zone déversante afin d'éviter des risques de contournement aux deux extrémités de la digue,
- De protéger le pied de digue avec un tapis d'enrochements, afin d'éviter les risques d'affouillement au pied du parement aval du mur en maçonnerie.

L'ouvrage évacuateur existant actuellement en rive droite serait conservé et restauré afin de réguler la cote de retenue normale à son niveau actuel en exploitation courante (86,30 NGF).

4.3.3. Calage hydraulique de l'évacuateur

Un des inconvénients de cette solution reste néanmoins le niveau des PHE plus important que pour une solution avec un évacuateur latéral ou central calé à la RN. En effet, dans la solution retenue, la crête du barrage étant un lieu de promenade et de passage de véhicule, il n'est pas possible de la caler à la RN, le déversement devant avant tout rester occasionnel. C'est notamment pour cette raison que l'évacuateur de crue actuel en rive droite est conservé.

Le calage du muret déversant à reconstruire en crête doit donc être le plus proche possible du niveau de la RN tout en conservant une certaine revanche vis-à-vis notamment des effets du batillage.

Comme indiqué dans la note de calculs de la revanche, pour un vent de période de retour 1 000 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la RN, la hauteur de déferlement vaut R = 0,77 m. C'est donc cette valeur qui est à retenir pour la revanche au regard d'un plan d'eau à la RN : soit 86,30 + 0,77 = 87,07 NGF.

Nous retiendrons une cote de calage du muret déversant de 87,10 NGF.

Compte tenu de la topographie de l'ouvrage existant et de l'implantation des contreforts en aval du barrage. La longueur maximum déversante du barrage est fixée à **50,58 m**.

Dans le cas d'une telle longueur déversante, le laminage des crues de période de retour T = 1 000 et 10 000 ans assuré par la retenue est assez faible et donne les débits maximum sortant suivant :

- T = 1 000 ans : Q max sortant 19,7 m^3/s,
- T = 10 000 ans : Q max sortant 27,0 m^3/s,

Compte tenu de la formule ci-après d'écoulement sur un seuil dénoyé avec un coefficient de débit µ = 0,45 :

$$h = \left(\frac{Q}{\sqrt{2g} * \mu * L}\right)^{2/3}$$

La lame d'eau h aura la hauteur suivante pour les deux débits maximum sortant :

- T = 1 000 ans : h = 0,34 m,
- T = 10 000 ans : h = 0,42 m.

Les futures caractéristiques hydrauliques du barrage sont donc les suivantes :

- RN : 86,30 NGF,
- Muret déversant : 87,10 NGF,
- Cote des PHE (T = 1 000 ans) : 87,44 NGF,

- Cote des PHEE (T = 10 000 ans) : 87,52 NGF.

Au regard de la cote des PHE (87,44 NGF) et du calcul de la revanche (voir en annexe) pour un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE, soit R = 0,60 m, le calage des rehausses bordant le muret déversant est fixé à la cote 88,10 NGF.

4.3.4. Description des travaux à réaliser

Figure 15 : Evacuateur de crue de surface - coupe

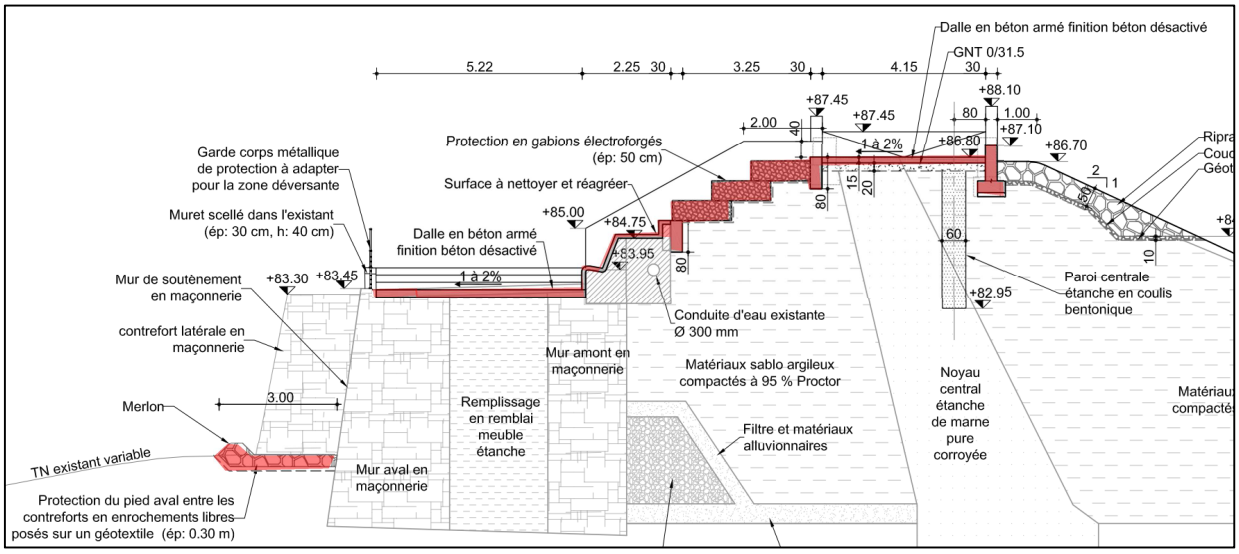
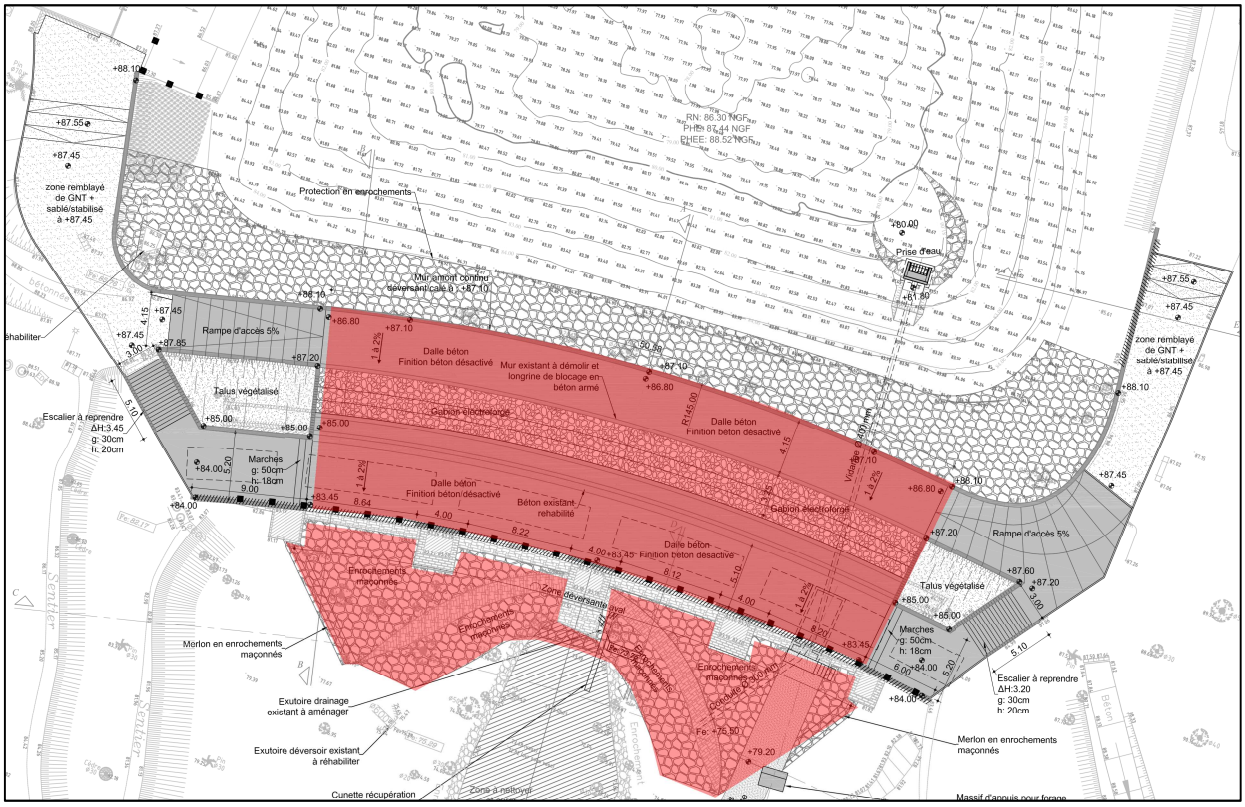


Figure 16 : Evacuateur de crue de surface – vue en plan



4.3.4.1. CRETE DU BARRAGE

Zone déversante :

La crête du barrage est donc à modifier pour intégrer le muret amont déversant dont l'arase sera à caler environ 0,20 m en-dessous de l'arase du muret existant. Le muret déversant étant à caler à la cote 87,10 NGF, le cheminement en crête sera lui à caler 0,30 cm en-dessous de celui-ci, soit à la cote 86,80 NGF. Ainsi, le muret déversant amont, de 0,30 cm de haut, fera office de chasse-roue et matérialisera clairement le bord de la retenue.

Le muret déversant sera à réaliser en béton armé de 0,30 m d'épaisseur avec des chanfreins sur les arêtes amont et aval afin d'améliorer l'écoulement. Ce muret sera coulé en continu avec des arrêts d'armature tous les ~10 m. Au droit de ces arrêts d'armature les parements seront sciés sur une profondeur de 2 cm afin de cadrer au mieux la fissuration de retrait et de dilatation. Le muret sera fondé sur une semelle filante dont l'arase supérieure sera à caler sous les enrochements de protection du parement amont, soit à la cote 86,20 NGF, et aura une épaisseur d'au-moins 0,30 m.

La surface du cheminement sera revêtue d'un béton désactivé de 0,15 m d'épaisseur, fondée sur une couche de grave compactée de 0,20 m d'épaisseur. Ce cheminement présentera une pente transversale vers l'aval de 1 à 2 % afin de bien évacuer l'eau déversante ou de ruissellement vers l'aval. La couche de grave intègrera les fourreaux d'alimentation électrique de l'éclairage public à remettre en place en fin de travaux.

Le muret aval sera à supprimer pour être remplacé par une poutre en béton de blocage de la partie supérieure des gabions déversant. L'arase supérieure de cette poutre sera à aligner avec la surface de cheminement (86,80 NGF – pente de 1 à 2%).

Figure 17 : crête du barrage actuel

Les travaux à réaliser sur la crête du barrage sont les suivants :

- Dépose des candélabres,
- Démolition des murets en maçonnerie de part et d'autre de la crête du barrage,
- Décapage de la surface de roulement (béton + pavés) et décaissement jusqu'à la cote ~86,45 NGF,

  NOTA : un réseau de télécommunication ORANGE circule sous le cheminement, il sera probablement à dévier avant les travaux.

A ce stade, les travaux de l'évacuateur laisseront place à l'atelier de réalisation de la paroi.

- Terrassement pour la fondation du muret amont déversant et de la poutre aval de calage des gabions,

- Bétonnage à pleine fouille de la semelle du muret amont déversant et de la partie basse de la poutre aval,
- Coffrage, ferraillage et bétonnage du muret déversant amont et de la partie supérieure de la poutre aval (on intègrera dans la poutre aval si besoin les massifs de fixation des candélabres),
- Mise en œuvre et compactage de la GNT et mise en œuvre des fourreaux pour l'alimentation des candélabres,
- Réalisation du béton désactivé en surface puis réalisation des sciages en surface (muret déversant, béton désactivé et poutre aval) tous les ~10 m.

Zones latérales :

Afin de concentrer les écoulements dans la partie centrale, le muret amont sera rehaussé de part et d'autre de sa longueur déversante de 50,58 m. L'arase supérieur du muret est calé à la cote 88,10 NGF, au regard du calcul de revanche à partir des PHE. Ce muret est prolongé jusqu'aux rives et se retourne vers l'amont le long des berges de la retenue sur quelques mètres.

Le cheminement en crête du barrage, de part et d'autre de la zone déversante, est également rehaussé, à l'abri du muret, juste au-dessus de la cote des PHE à 87,45 NGF. Une pente à 5% (accessibilité PMR) en béton désactivé permet d'accéder au cheminement déversant à 86,80 NGF depuis les rives et permet de conserver les écoulements dans l'axe du muret déversant en aval de celui-ci.

Au-delà de la rampe en béton désactivé, le cheminement existant en rive à proximité du barrage seront à rehausser jusqu'à la cote 87,45 NGF sur les premiers mètres puis vers l'amont jusqu'à la cote 87,55 NGF au-dessus des PHEE et avec une revanche par rapport au PHE. Cette rehausse se fermera sur les rives existantes de façon à éviter tout contournement en rive des écoulements en cas de crue.

Le muret anti-batillage, calé à la cote 88,10 NGF fera office de soutènement à cette rehausse du terrain naturel sur une dizaine de mètre vers l'amont depuis l'ancrage en rive du barrage et sur chaque rive.

> **NOTA :** Au-delà d'une dizaine de mètre vers l'amont, l'effet du batillage n'a plus d'impact sur la digue et sur les zones non-déversantes de celle-ci. Il n'est donc pas nécessaire de prolonger plus que de raison le muret vers l'amont.

Structurellement, ces rehausses sont à réaliser après un décapage léger de la structure existante et sont composées :

- D'un géotextile anti-végétation,
- D'une couche de GNT 0/31,5 mm compactée sur 0,20 m d'épaisseur,
- D'une couche de finition en grave sablée/stabilisée constituée de sable 0/6 mm et minimum 7% de liant hydraulique adapté.

  NOTA : Dans les zones à rehausser, il conviendra de rehausser également les regards existants (regard télécom en RD…) et le mobilier urbain existant également (bancs, poubelles en RG…).

En aval et au droit des rampes d'accès, la poutre de calage des gabions en béton sera également à rehausser de 0,40 cm. Elle suivra ensuite la pente de la rampe (soit en rive droite de la cote 87,20 NGF à la cote 87,85 NGF). Cette rehausse permet de conserver tous les écoulements vers les gabions et bien matérialiser les éléments de jardinières à conserver en rives sur le parement aval de la rehausse du barrage.

Afin de limiter la structure et les terrassements pour la réalisation du muret anti-batillage, celui-ci devra être drainé côté aval. Un drain de pied longera sa semelle pour se rejeter dans les jardinières en rive.

4.3.4.2. PAREMENT AVAL DE LA REHAUSSE

Zone déversante :

En dehors des zones du parement aval de la rehausse qui ne sont pas dans le prolongement du muret déversant à créer, le reste du parement aval doit être rendu déversant.

Le talus aval entre la poutre aval du cheminement en crête et la risberme aval sera aménagé en marches constituées de gabions de 0,50 m de hauteur posées sur un géotextile, les vides résiduels derrière les gabions étant remblayés en matériaux drainants.

Les gabions seront de type rigide à grille métallique électro-soudée à maille carrée ou rectangulaire. De forme parallélépipédique, ils auront les dimensions suivantes :

- 0,50 m de hauteur,
- 1,00 m de large,
- 1,5 à 4,0 m de longueur.

Les cages seront galvanisées à chaud contre la corrosion.

Elles seront remplies sur place avec un matériau de granulométrie 90/180 trié et agencé à la main en façade et en surface des gabions pour un rendu paysager esthétique.

Au pied du talus, le banc en béton armé existant est conservé le long de la zone déversante. Les gabions s'appuyant sur la petite murette de 0,30 à 0,40 m qui surplombe le banc et l'ouvrage intégrant la conduite d'eau potable. Ainsi, cet ouvrage ne sera pas à modifier.

La structure de la murette existante au-dessus du banc en béton armé n'étant pas connue, elle sera renforcée par une poutre du même type que celle remplaçant le muret aval du cheminement en crête.

Figure 18 : pied du talus aval de la rehausse avec banc en béton armé, ouvrage de protection de la conduite d'eau potable et murette à conserver

L'intégralité du banc et de l'ouvrage de protection de la conduite sera à nettoyer au jet haute-pression. Les zones où les armatures (voir photo ci-avant) du banc sont apparentes seront à repiquer soigneusement et les armatures seront à passiver avant un ragréage complet avec un mortier adapté à ce type de réparation.

Depuis les murettes aval bordant les rampes d'accès à créer pour accéder au cheminement de la crête du barrage, des murets formant bajoyer de la zone déversante en gabions seront à créer de part et d'autre sur le parement aval.

Les travaux à réaliser sur le parement aval de la rehausse à rendre déversant sont les suivants :

- Renforcement de la murette existante au pied du talus et création des bajoyers latéraux,
- Décapage et terrassement du talus aval,
- Réglage de l'assise du premier rang de gabions, pose du gexotextile et pose du gabion,
- Remplissage à l'arrière par un matériau drainant et ainsi de suite jusqu'au dernier rang de gabion.
- Décapage, nettoyage et réparation du banc,

Zones latérales :

L'aménagement existant en rive du parement aval de la rehausse sera conservé sur son principe actuel avec :

- Des escaliers en rive,
- Des jardinières le long de l'escalier entre le cheminement supérieur amont et la zone aval inférieure.

Cependant, pour les besoins du chantier (accès des engins sur la partie inférieure du couronnement) et compte tenu des calages altimétriques à modifier notamment sur le couronnement, ils seront à reprendre intégralement.

Le banc en béton armé à conserver au droit de la zone déversante sera à supprimer en dehors de cette zone. Afin de ne pas endommager l'ouvrage de protection de la conduite d'eau potable, seule l'assise du banc sera à découper dans cette zone et à remplacer par un voile en béton armé qui viendra faire une jonction avec les bajoyers de la zone déversante en gabion.

Figure 19 : Escalier d'accès à la partie inférieur du barrage avec jardinière

L'escalier en rive droite pourra être conservé et rehaussé pour accéder au palier supérieur calé à 87,45 NGF. En revanche l'escalier rive gauche sera probablement à reprendre après le passage des engins pour travailler sur la surface du barrage maçonné. Les voiles latéraux et bordures des escaliers seront eux à reprendre pour assurer la cohérence des différents nivellements modifiés par le projet.

4.3.4.3. SURFACE DU BARRAGE EN MAÇONNERIE

La surface du barrage en maçonnerie sera à traiter de la même façon que le cheminement en crête du barrage (finition en béton désactivé).

Le calage altimétrique de cette surface dans la zone déversante sera identique à l'actuel (~83,50 NGF) en intégrant cependant une pente transversale de 1 à 2% vers l'aval.

Les maçonneries sous les garde-corps actuels seront conservées et rejointoyées si nécessaire, la surface en béton désactivé viendra se fermer dessus.

En dehors de la zone déversante, au pied des escaliers, ce cheminement aval sera rehaussé de 0,50 cm à la cote 84,00 NGF, toujours dans le but de conserver les écoulements de surverse dans l'axe du muret déversant. 2 à 3 marches permettront de rejoindre le niveau à 83,50 NGF.

Afin de limiter les écoulements sur les contreforts en maçonnerie qui pourraient être le siège d'infiltration et de dégradation des joints, des murets en béton seront à créer au droit de l'arête aval de la risberme sous les garde-corps et uniquement au droit des contreforts.

Les garde-corps existant seront à remplacer par des garde-corps adaptés supportant les écoulements éventuels avec un barreaudage horizontal plutôt que vertical (hauteur libre inférieure adaptée à la réglementation et à la hauteur de la lame déversante).

4.3.4.4. PIED AVAL DU BARRAGE

L'aval du barrage doit être traité pour deux raisons :

- Eviter tout risque d'affouillement du pied de l'ouvrage en cas de surverse de l'évacuateur de crue,
- Permettre une auscultation plus aisée du parement et du pied aval du barrage.

Pour ce faire, il sera mis en œuvre au droit de l'évacuateur de crue sur la risberme directement au pied aval du barrage, des enrochements maçonnés afin de protéger durablement le pied du barrage et limiter la reprise de la végétation qui sera entièrement à débroussailler et décaper.

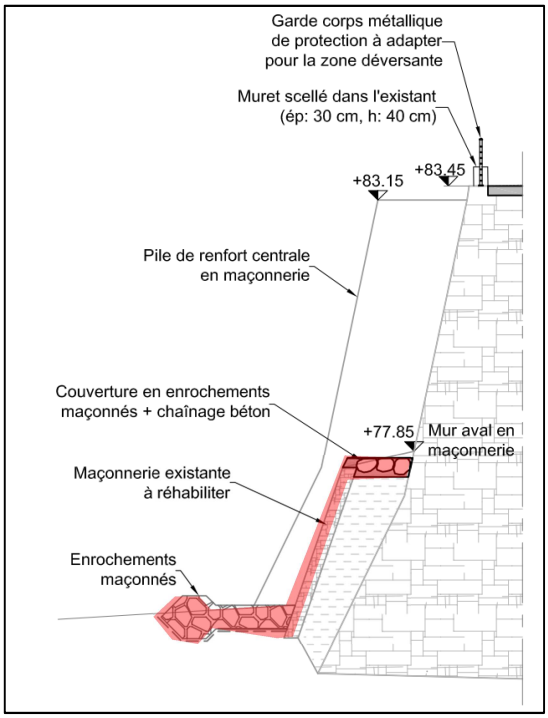
De part et d'autre du vallon les enrochements seront pentés pour guider les écoulements vers la « vasque » existante au pied du barrage.

Au pied du soutènement en arc de cercle existant au pied aval du barrage, des enrochements maçonnés viendront compléter ceux existants. Ces enrochements devront permettre d'accéder facilement à l'exutoire de drainage au pied du contrefort central.

La vasque existante sera à curer et la vase qui y est stockée (probablement une trentaine de mètres cubes) sera à évacuer dans la mesure du possible afin d'éviter en cas de surverse ou de vidange qu'elle ne soit emportée vers la Mosson.

La crête du contre-seuil en aval sera réaménagée de-façon à mieux évacuer l'eau qui stagne aujourd'hui dans la vasque et permettre également de dégager le pied du drain existant sous la vidange actuelle pour en assurer une mesure de précision.

Figure 20 : Pied aval du barrage – zone déversante



4.3.5. Intégration paysagère

L'avant-projet prévoyait, en matière d'intégration, l'habillage des murets à créer en maçonnerie dito les murets existant. Pour des raisons d'économie et afin de faciliter l'auscultation des ouvrages notamment la poutre de l'évacuateur, cette disposition n'est pas retenue au niveau du projet. Tous les murets seront à réaliser en coffrage soigné et seront laissé en béton brut ou avec un enduit de surface dont la teinte sera à fixer par le MOA.

On pourrait également envisager de récupérer les pavés existant et les remettre en œuvre de façon similaire à l'existant ce point sera à valider par le Maître d'Ouvrage ou pourra faire l'objet d'une option dans le marché de travaux. Dans tous les cas, la récupération des pavés représente un post non-négligeable car outre la dépose qu'il convient de soigner, il est nécessaire ensuite de les nettoyer un à un, ce qui peut conduire à une opération couteuse.

Les jardinières latérales, de part et d'autre du parement aval en gabions, seront livrées à l'issue du chantier avec une surface de terre végétale. Les essences existantes qui pourront être conservées y seront remises en œuvre. Il sera difficile d'en garantir la pérennité et il pourra être nécessaire au service de la Ville d'intervenir pour ces espaces vert en fin de chantier.

> **NOTA :** de la même façon, les services des espaces verts de la Ville de Montpellier pourront intervenir en préalable au chantier pour récupérer les arbustes et plantations récentes sur le parement aval de la rehausse du barrage.

4.4. Vidange du barrage

4.4.1. Rappel de l'avant-projet et principe général

A l'issue de l'avant-projet, la création d'un nouvel ouvrage de vidange, distinct de l'ouvrage de vidange actuel a été retenue.

La vidange proposée est une vidange de demi-fond intégrée au pied du versant rive gauche constituée par une conduite en diamètre 400 mm foncée à partir du pied aval du barrage, dont le fil d'eau est calé à 80 NGF en aval à 80,50 NGF en amont.

En amont, un ouvrage de prise avec une grille amovible sera réalisé et intégré dans le talus amont de la rehausse.

En aval, une chambre de vanne sera réalisée après démolition du mur aval en maçonnerie et terrassement de son emprise à l'abri des maçonneries existantes (mur amont et refends intermédiaires. Le mur amont en maçonnerie sera ouvert au droit de la conduite de vidange qui sera ensuite mise en œuvre par forage tarière horizontale à partir de cette zone.

L'extrémité aval de la conduite, dans sa traversée de la chambre de vanne, intègre deux vannes à opercules (vanne de garde et vanne de réglage).

A son extrémité aval, les débits de vidange sont restitués directement dans le bassin de dissipation existant qui sera à curer durant les travaux.

Quelques principes sont modifiés dans le cadre du Projet par rapport à l'Avant-Projet et notamment :

- La conduite sera mise en œuvre par forage tarières horizontal et non plus par fonçage,
- Le regard de dissipation d'énergie intégré au local des vannes est supprimé,
- Les dimensions du local des vannes de vidanges sont également réduites.

4.4.2. Calage et dimensionnement

Dans le contexte de la réglementation actuelle, il est nécessaire d'équiper tous les barrages d'un ouvrage de vidange permettant d'abaisser rapidement le plan d'eau en cas de problèmes techniques sur l'ouvrage, on trouve dans la littérature 2 cas pour le dimensionnement :

- Diviser par 2 le volume en moins de 8 jours (extrait guide de recommandation pour la conception des petits barrages – CEMAGREF) pour un barrage $H^2V^{1/2} > 30$.
- Diviser par 2 la charge à l'amont du barrage en moins de 8 jours (recommandation CFBR pour le dimensionnement des barrages en remblais).

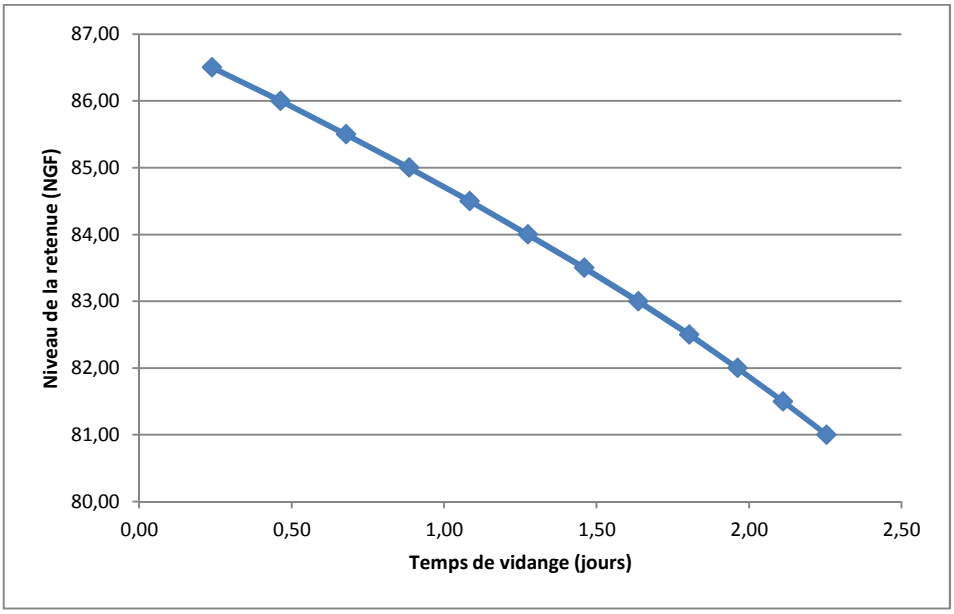
Dans le premier cas, le volume total de la retenue à la RN étant de 70 000 m3, il faut le ramener à 35 000 m^3 en moins de 8 jours. Ce volume est atteint à la cote 83,50 NGF.

Dans le deuxième cas, avec une RN à 86,30 NGF et un fond de retenue à la construction à la cote 75,00 NGF, on a une charge hydrostatique de 64 t/ml. La demi-charge est donc de 32 t/ml, elle est obtenue pour une cote du plan d'eau égale à 83,00 NGF.

Malgré ces recommandations de calage et compte tenu de la configuration du barrage avec sa conception en 2 temps (sur la base d'un barrage existant ancien), il semble raisonnable de pouvoir vidanger à minima à la ½ hauteur du plan d'eau soit à la cote 80,50 NGF. Une telle cote conduit à un abaissement du plan d'eau de 5,80 m et une diminution du volume par rapport à la RN de 60 300 m^3, soit 86% du volume de la retenue à la RN.

Pour les commodités de mise en œuvre du tube (rigidité du tube notamment), il est préférable de mettre en œuvre un DN400 cependant, vis-à-vis des débits de vidange nécessaires, les vannes seront en DN300 (diamètre minimum préconisé pour un barrage en remblai $H^2V^{1/2} > 30$) ce qui permet de vidanger le plan d'eau à la cote 80,50 NGF en moins de 3 jours ce qui est largement sécuritaire et suffisant. Le débit de la vidange à la RN est de **0,45 m^3/s**.

Figure 21 : évolution du niveau de la retenue en vidange rapide avec une vanne DN300 mm



NOTA : compte tenu des préconisations ISL et malgré les vérifications de FONDASOL sur la stabilité de la recharge amont à la vidange, il conviendra, dans les consignes de sécurité de l'ouvrage, de limiter les vitesses de vidange, en-dehors des cas de mise en sécurité de l'ouvrage, ou dans tous les cas de surveiller l'ouvrage lors des vidanges.

Tableau 6 : Variation du débit de la vidange en fonction du niveau de la retenue

Cote de la retenue	Débit (m³/s)
81	0.247
82	0.296
83	0.337
84	0.375
85	0.408
86	0.44
86.3	0.449
87	0.469

4.4.3. Description de l'ouvrage

Les caractéristiques de la vidange à créer sont les suivantes :

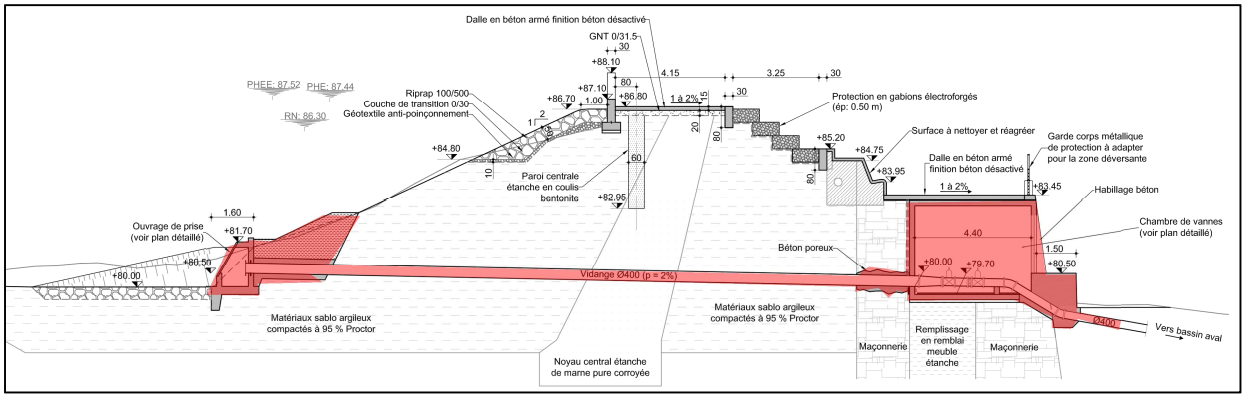
- Ouvrage d'entonnement amont en béton équipé d'une grille amovible :
  - Fil d'eau : 80,50 NGF
  - Largeur de la grille : 1,50 m
  - Hauteur des barreaux : 1,00 m
  - Entre axe entre les barreaux : 0,20 m
  - Vitesse d'entonnement dans la crépine : < 0,4 m/s
  - Batardage possible par plongeur (fixation d'une plaque pleine sur une bride en extrémité amont du tube)
- Traversée du remblai de la rehausse :
  - Diamètre du tube : 400 mm
  - Epaisseur : 10 mm
  - Pente : ~2%
  - Longueur du tube : ~25 ml

- Convergeant en extrémité aval vers un DN300 mm

- Local de vannes en béton en aval :

  - Longueur intérieure : 4,40 m
  - Largeur intérieure : 2,10 m
  - Hauteur intérieure : 3,35 m
  - Surface : 9,2 m²
  - Cote du radier : 79,70 NGF
  - Accès : porte métallique de 0,8 x 2,20 m
  - Vannage : 2 vannes à opercule DN300 mm à manœuvre manuelle
  - Equipements divers : éclairage

Figure 22 : Coupe sur l'ouvrage de vidange



4.4.4. Principe de réalisation des travaux

Conditions de réalisation des travaux :

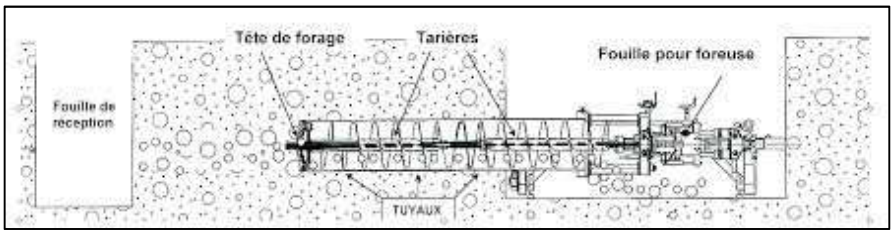
Afin de réaliser les travaux de la vidange dans de bonnes conditions, la retenue sera abaissée jusqu'à 81,00 NGF afin de conserver un culot significatif dans la retenue (12 300 m^3).

Il conviendra donc de créer un cordon de protection dans la retenue au droit du point d'arrivée de la conduite en amont afin de pouvoir réaliser les ouvrages amont d'une part et se prémunir des éventuelles variations du plan d'eau en cas de pluies importantes d'autre part.

Technique de mise en œuvre :

La conduite de vidange sera mise en place par forage tarière horizontal depuis l'aval.

Figure 23 : Principe forage tarière horizontal



Cette technique consiste à excaver le sol à l'aide d'une tarière avec le fonçage d'un tube avec un vérin hydraulique. A l'intérieur du tube, une vis sans fin munie d'une tête de forage excave et évacue les produits de marinage.

Cette technique permet, contrairement au fonçage, de supprimer, grâce aux tarières, le terme de pointe du tube à mettre en œuvre à travers le remblai de la rehausse. Cette technique est beaucoup moins « traumatisante » pour le remblai qu'un fonçage classique.

Risques et recommandations :

Les risques potentiels restent néanmoins les suivants :

- création de fontis par excavation excessive dans des terrains boulants,
- déviations de la trajectoire selon les caractéristiques du terrain et en l'absence d'un radier stable,
- contraintes sur le terrain et la présence d'ouvrages à proximité.

Pour pallier à ces risques, dans une utilisation classique de cette technique pour la mise en œuvre de réseaux sans tranchée, les recommandations et prescriptions habituelles sont les suivantes :

- technique à utiliser avec une couverture minimum de 1,5 fois le diamètre du tube,
- positionner avec soin le tube au départ sur un radier préalablement nivelé et compacté en utilisant un niveau et un système de visée,
- vérifier la capacité de réaction du terrain pour l'appui du vérin,
- si une précision importante est nécessaire, installer la machine sur un radier nivelé en béton maigre,
- éviter l'utilisation dans des terrains boulants et surveiller le débit de déblais.

Le projet de forage tarière horizontale à travers la rehausse amont répond à l'ensemble de ces recommandations habituelles de par :

- la géométrie de la rehausse et du projet de nouvelle vidange : couverture minimum suffisante,
- la capacité de réaction du terrain pour l'appui du vérin puisqu'il est prévu de créer et sceller une butée provisoire dans le substratum calcaire sub-affleurant en aval du barrage,
- la nature du remblai du corps de la rehausse et notamment l'absence de gros éléments permet d'envisager une traversée sans risque de déviation de la trajectoire,
- la nature du remblai du corps de la rehausse ne présente pas non plus les caractéristiques d'un terrain boulant.

A ces recommandations habituelles, le projet prévoit de rajouter de nouvelles contraintes propre à la spécificité du projet de traversée amont-aval du corps du barrage et notamment :

- la limitation de la course de la tarière devant le tube à ½ diamètre,
- la limitation de la vitesse d'avancement du forage,
- la suppression du renfort de tête du tube.

Les deux premiers points doivent permettre de limiter fortement le risque de tassement du remblai lors de la traversée de la digue.

Le troisième point nécessite quelques explications. Lors d'une opération de fonçage, la tête du tube est classiquement renforcée par une « couronne » formant une légère surépaisseur du tube qui permet :

- de limiter les déformations du tube lors de l'opération de fonçage,
- de décomprimer le terrain autour du tube afin de limiter également le terme de frottement du tube.

Cet usage est préjudiciable à la destination de l'ouvrage car il augmenterait le risque d'éventuelles percolations d'eau le long de la conduite de vidange. Ainsi, le DCE exigera la

mise en œuvre d'un tube d'une épaisseur d'au moins 10 mm dont la rigidité permettra de s'affranchir de la présence de cette couronne en tête de tube.

Par ailleurs, afin d'assurer un bon guidage de la tarière celle-ci doit être adaptée au tube et doit frotter contre la paroi intérieure du tube. L'excès d'épaisseur du tube permettra de garantir sa durabilité malgré les éventuels endommagements liés aux rotations de la tarière lors de la mise en œuvre du tube.

Emprise du matériel :

Cette technique nécessite une zone de recul par rapport au front de démarrage du forage d'au moins 10,00 m et une largeur d'au-moins 3,00 m. Une butée à l'arrière des 10,00 m est également nécessaire pour que les vérins qui vont pousser le tube puissent s'appuyer. Cette butée en béton armé sera scellée directement dans le substratum calcaire affleurant sur le versant rive gauche en aval du barrage.

4.4.5. Phasage de réalisation des travaux et recommandations complémentaires

Le phasage de réalisation des travaux sera le suivant :

- Depuis la crête du barrage maçonné (cheminement aval), l'alvéole en remblai rive gauche entre les 2 derniers contreforts sera à vider partiellement jusqu'à la cote 79,50 NGF au droit du futur local des vannes de vidanges. Les contreforts joueront le rôle d'étaiement de la fouille.

  Durant ces travaux, le barrage en maçonnerie sera à équiper de cibles topographiques pour surveiller les éventuels déplacements du mur maçonné amont. La distance entre les deux murs maçonnés de l'alvéole déblayés sera contrôlée en plusieurs points plusieurs fois par jour.

- Le mur maçonné aval sera à démolir après un sciage préliminaire sur une distance de 2,50 et depuis la crête du barrage jusqu'à la cote 79,50 NGF.

  Il est possible que l'intérieur des murs maçonnés aval soit constitué de maçonneries grossièrement agencées, il conviendra de protéger les interventions dans la fouille par la mise en place de filets de protection cloutés sur les parements maçonnés agencés plus sains.

- Le radier et les voiles latéraux ainsi que la couverture du local de vidange seront réalisés le plus tôt possible afin de remblayer l'alvéole au plus vite avec un matériau auto-compactant.

  Les voiles béton à créer seront à ancrer par principe dans les maçonneries des murs amont et aval.

  La structure du local devra être dimensionnée pour reprendre les efforts de poussée du remblai amont sur les 2/3 de la longueur de l'alvéole déblayée. En effet, le 1/3 restant reste repris par les contreforts latéraux qui ne sont pas modifiés.

  Le matériau extrait de l'alvéole pourra être remis en place il sera à compacter soigneusement par couche 15 à 20 cm à la dameuse manuelle notamment au contact avec les maçonneries.

  Le remblaiement soigné a pour but de protéger les maçonneries des circulations d'eau mais ne permettra pas de transmettre les efforts sur le mur maçonné aval du fait de la présence du local de vanne à créer qui constituera un point dur pour la transmission des efforts.

- Le mur maçonné amont sera à percer par carottages sécants sur un diamètre légèrement supérieur au diamètre du tube de la vidange à mettre en œuvre et dans l'axe choisi pour réaliser le forage tarière.

On réalisera en plus 1 à 2 carottages traversant par au-dessus la génératrice supérieure de la réservation créée en prévision du remplissage à réaliser une fois la tube de vidange mis en œuvre.

- Terrassement de la zone de débouché sur le parement amont et préparation du batardeau provisoire.

  La position de l'ouvrage de prise d'eau amont sera à adapter en fonction de la topographie réelle et de façon à limiter au maximum l'angulation donnée au fonçage de la conduite.

- Mise en œuvre du banc de forage/poussage et mise en œuvre du tube DN400.

  L'angle à donner au tube par rapport à l'axe du barrage sera fonction des possibilités de venir se buter sur le versant aval rive gauche pour réaliser le poussage et également de façon à limiter l'apport de matériaux pour réaliser la piste d'accès provisoire.

  La machine de forage ne sera pas à positionner dans l'alvéole mais bien en aval du barrage de façon à limiter l'emprise de l'ouverture sur le mur maçonné aval. Une sur-longueur de tube sera donc à prévoir.

- Réalisation du voile amont du local et finitions,

- Réalisation de l'ouvrage de prise d'eau en amont,

- Mise en œuvre des vannes et de la conduite en aval vers le bassin de restitution existant.

  Le regard de dissipation d'énergie, prévu au stade de l'Avant-Projet, ne semble pas indispensable pour les débits et la charge concernés. La conduite de restitution débouchera directement dans le bassin aval sous le niveau du contre-seuil existant de façon à ce que l'énergie de l'écoulement se dissipe dans un volume d'eau suffisant.

- Réalisation du voile aval du local, pose de la porte et création de l'escalier d'accès.

4.4.6. Traitement de l'étanchéité en amont

La problématique majeure de réalisation de cette nouvelle vidange reste le traitement de l'étanchéité le long de la conduite.

Outre les dispositions prises pour limiter le décollement des matériaux en place le long du tube lors de sa mise en œuvre (limitation de la vitesse d'avancement, suppression de la couronne de renfort en tête de tube, limitation de l'avance de la tarière…), le projet prévoit de soigner l'étanchéité autour du tube notamment en amont de celui-ci directement en aval de l'ouvrage de prise d'eau.

L'ouvrage de prise d'eau sera à insérer au maximum dans le parement amont de la rehausse. A l'arrière de cet ouvrage d'entonnement, la conduite en DN400 sera à dégager sur maximum 2,50 m de part et d'autre et dessous également. Le fond de fouille sera rempli de béton jusqu'au premier tiers inférieur de la conduite. Une fois cette assise en béton réalisée la conduite dégagée sera à enrober de béton sur une épaisseur minimum de 20 cm. Ce béton d'enrobage devra conserver une surface extérieure rugueuse. Le remplissage de la fouille sera à compléter au-dessus du béton et de la conduite avec des argiles plastiques mises en place bien mouillées (Wopt +3% voir Wopt+4%), la densité n'ayant pas beaucoup d'importance en ce point du barrage. Les parements de l'enrobage béton de la conduite présenteront un léger fruit de façon à faciliter la mise en œuvre et le compactage du remblaiement en argile.

L'épaisseur de ce bouchon argileux sera augmentée par rapport au tracé théorique de la pente amont.

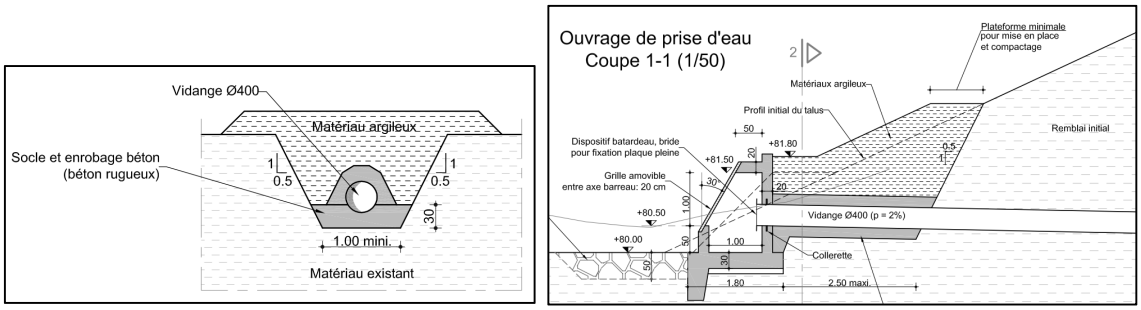
Les matériaux pouvant servir à la constitution de ce bouchon étanche devront présenter un pourcentage de fines (< 80 µm) supérieur à 35 %. Ces matériaux seront constitués d'argile. Ils devront présenter les caractéristiques géotechniques minimales suivantes :

- granulométrie : dmax<20 mm
- pourcentage d'éléments inférieurs à 80 µm supérieur à 35 %
- pourcentage d'éléments supérieurs à 10 mm inférieur à 35 %
- une perméabilité au moule CBR compacté à 97% de l'OPN inférieure à 5.10^{-8} m/s,
- pourcentage de matières organiques égal à 0.

Comme précisé ci-avant, la teneur en eau lors de la mise en œuvre sera légèrement augmentée par rapport à l'optimum Proctor de façon à faciliter sa mise en œuvre et garantir une bonne étanchéité au contact avec la conduite et avec les matériaux en place.

On pourra envisager de récupérer une partie des produits de marinage du forage tarrière.

Figure 24 : Principe traitement étanchéité en amont



4.4.7. Traitement de la traversée de maçonnerie en aval

En aval de la conduite, la traversée de la maçonnerie amont de l'ancien barrage est à traiter.

De façon générale, en aval du noyau étanche d'une digue, il est préférable de drainer. Par ailleurs, en cas de percolation d'eau le long de la conduite de vidange, il n'est pas souhaitable d'accumuler de l'eau derrière la maçonnerie existante. Il est donc prévu un remplissage, le long de la conduite au droit de la maçonnerie, avec un béton poreux de façon à garantir un effet drainant et filtrant.

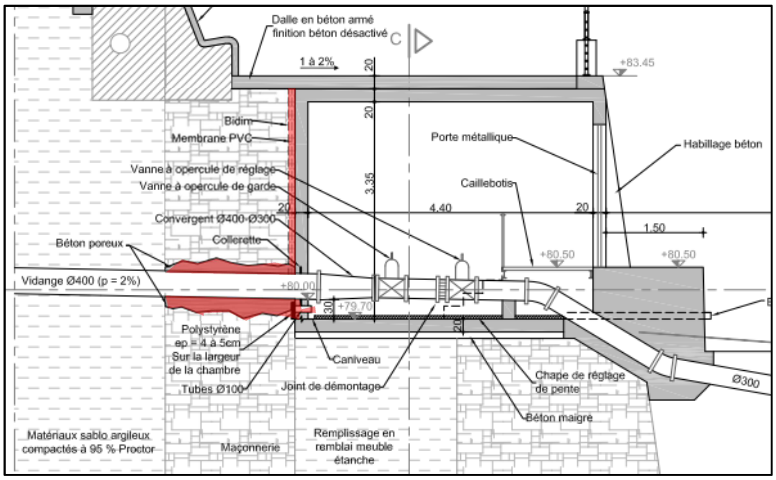
La tranche 0 à 2 mm des agrégats sera ainsi supprimée pour constituer des vides dans la matrice du béton et le rendre ainsi poreux et drainant.

Le Dmax des granulats de ce béton poreux sera limité à 10 mm de façon à en faciliter sa mise en œuvre le long des 2,50 m de conduite traversant la maçonnerie. On pourra utiliser les carottages complémentaires pour réaliser ce remplissage dans les meilleures conditions.

L'ensemble du voile amont du local sera également équipé d'un complexe drainant protégé du bétonnage par un film en PVC. Une réservation au pied du voile sera prévue et équipé de 2 collecteurs de drainage qui se rejetteront dans un caniveau prévu dans le radier du local de vidange.

La mesure régulière de ce drainage permettra de réaliser un contrôle sur les percolations autour du tube de vidange.

Figure 25 : Drainage en aval de la conduite



4.4.8. Exposition aux crues pendant les travaux et contrôle de réalisation

4.4.8.1. EXPOSITION AUX CRUES EN PHASE TRAVAUX

Le principal risque, inhérent aux travaux, dans le cas de la survenue d'une crue pendant les travaux est lié à la réalisation de la vidange comme explicité au paragraphe 3.3.

Pour limiter ce risque, le cahier des charges des travaux imposera la mise en place d'une astreinte dès le débouché du tube sur le parement amont jusqu'à la fin de la réalisation du dispositif d'étanchéité amont. En cas de crue, l'entreprise devra être en mesure de protéger la zone du débouché de la conduite sur le parement amont (mise en place d'une géo-membrane et de big-bags par exemple).

Le chronogramme travaux présenté au chapitre 6 et joint en annexe indique un délai minimum de 2 semaines entre la fin des travaux de fonçage et le début des travaux de mise en œuvre du remblai étanche. Ce délai est nécessaire pour préparer le fond de fouille de l'ouvrage de prise, réaliser le bétonnage de la conduite et réaliser le radier et le voile garde-grève de l'ouvrage de prise. Le cahier des charges de l'entreprise imposera la tenue de ces travaux sur la période estivale la plus favorable (mai-juin-juillet).

Dans tous les cas, dès la fin de la mise en œuvre de la conduite, l'entreprise devra réaliser au plus vite le remplissage aval en béton poreux afin d'éviter les départs de fine en cas de mise en charge de la vidange avant finalisation de l'étanchéité amont.

Le maître d'œuvre devra être tenu informé de toutes montées du plan d'eau qui pourrait mettre en charge la conduite de vidange. Une visite de contrôle sera à organiser dans ce cas.

4.4.8.2. CONTROLE DE REALISATION DE LA NOUVELLE VIDANGE

Outre les contrôles d'implantation et d'altimétrie, la conduite de vidange fera également l'objet de 2 contrôles supplémentaires :

- Contrôle des soudures : le banc de fonçage permet de pousser l'un après l'autre des tubes de 6 à 8 ml qui sont assemblés entre eux par soudure. Ces soudures feront l'objet d'un contrôle par un bureau de contrôle extérieur à mandater par le Maître d'Ouvrage.

- Contrôle de l'étanchéité : le contrôle de l'étanchéité suivra les recommandations des essais de pression pour les conduites d'eau conformément à DIN EN 805 avec une pression minimum de 2 bars.

4.5. Traitement de la vidange existante

Le traitement de la vidange existante est un problème compliqué et hasardeux.

En effet, la conduite de vidange existante est totalement colmatée et son curage ou son injection par l'aval conduit à une prise de risque vis-à-vis d'un débourrage brutal avec pollution du milieu etc.

Par ailleurs, une intervention par l'amont nécessite une vidange totale et un curage du fond de la retenue alors qu'il est établi que ce remplissage participe largement à l'étanchéité de la retenue voir du barrage.

Il semble donc préférable de la laisser en l'état avec la plaque pleine de sécurité déjà existante mise en œuvre et d'en assurer une surveillance régulière au même titre que l'auscultation du barrage.

Il est rappelé que le seul exutoire de drainage connu du barrage se trouve juste sous l'extrémité aval de cette vidange et que sa mesure régulière permettra en même temps de s'assurer de la bonne santé de la vidange existante. Ce point devra figurer dans les consignes de surveillance de l'ouvrage.

L'accessibilité de l'exutoire de drainage existant sera amélioré notamment par le curage de la vasque aval et la mise en œuvre d'enrochements au pied du barrage. Par ailleurs, un petit ouvrage bétonné supportera une grille protégeant les organes de la vidange existante et devra empêcher ou limiter la végétation afin que l'exutoire de drainage soit toujours accessible (ce qui n'est pas le cas aujourd'hui). Le radier de ce petit ouvrage sera calé de façon à pouvoir glisser un seau sous l'exutoire de drainage pour en mesurer précisément le débit.

4.6. Dispositif d'auscultation

Bien que sommaire, le dispositif d'auscultation existant est relativement adapté à la taille de l'ouvrage et aux équipes d'exploitation qui en assure le relevé.

Comme rappelé plus haut, il est composé uniquement de 2 piézomètres et d'une échelle limnimétrique installée dans la retenue.

Les deux piézomètres sont implantés sur le même profil à mi-distance entre le contrefort centrale et le contrefort suivant en rive gauche. Les piézomètres ont été mis en œuvre dans les sondages SC2 et SC3 de la campagne 2009 dont les logs sont représentés en annexe 2. SC2 est implanté au droit de la crête de la rehausse et SC3 est implanté sur la risberme aval constituant la crête de l'ancien barrage en maçonnerie. Les crépines des deux piézomètres, en fondation pour SC1 et dans le remblai de remplissage pour SC2 sont représentées en rouge sur le plan de l'annexe 2.

A ces piézomètres existants, seront ajoutés 3 piézomètres complémentaires implantés en crête de la rehausse :

- au droit de la vidange existante,
- au droit de la nouvelle vidange,
- en rive droite pour ausculter l'ensemble du linéaire du barrage.

Les crépines des deux premiers seront implantées à hauteur des vidanges (existante et à créer) afin d'ajouter un contrôle de la percolation le long de ces ouvrages. La crépine du 3ème sera à réaliser à l'interface avec la fondation (cote 75 mNGF)

Ce dispositif d'auscultation sera renforcé par la mesure plus rationnelle du drain du barrage et par la mesure du drain complémentaire au droit du nouveau local de vidange.

> **NOTA :** Afin de parfaire la connaissance du barrage (rehausse amont) et de ses fondations, la réalisation des piézomètres pourra tenir lieu de reconnaissance géotechnique complémentaire avec la réalisation de sondages carottés.

4.7. Travaux complémentaires sur le barrage

Quelques travaux annexes concernant l'entretien et la réhabilitation de l'ouvrage sont également à prévoir :

- Traitement de la conduite DN600 de l'évacuateur existant notamment la jonction des 2 premiers éléments,
- Traitement des maçonneries des contreforts et du parement aval du barrage : certaines zones sont légèrement déjointoyées et un arbuste a poussé sur le contrefort rive droite,
- Traitement des maçonneries des soutènements en demi-lune en aval du barrage,
- Remise en service de la station de pompage notamment l'installation électrique,
- Plantation à proximité des escaliers en crête de digue.

5. PROCEDURE ET SUIVI DE LA REMISE EN EAUX DU BARRAGE

Le bassin versant étant très faible et les pluies courantes étant globalement captées par les réseaux urbains environnant, il est préférable de gérer le remplissage de la retenue à l'aide du captage dans la Mosson à réhabiliter et qui fait en parti l'objet de la demande d'autorisation. La capacité effective de la pompe est de 40 m^3/h, il faut donc, si les conditions d'écoulement de la Mosson le permettent, un délai minimum de 2 mois pour ramener la retenue à sa RN. Ce délai est largement compatible avec le suivi exigé pour la remise en eau d'un tel ouvrage.

Nous prévoyons à ce stade :

- La mise en place d'une surveillance spécifique qui est détaillée dans le cadre des consignes de surveillance en travaux pendant la remise en eau avec les fréquences de visite et de mesure de l'auscultation et les seuils d'alerte,
- La consigne de limiter la monté du plan d'eau à 1,00 m par semaine :
  - les débits de remplissage sont suffisamment faibles pour respecter cette consigne sans avoir à arrêter la pompe (sauf sur le premier mètre de 80,50 à 81,50 mNGF ou en cas de pluie importante),
  - la manœuvre éventuelle de la nouvelle vidange sera autorisée en cas de venue d'eau importante,
- La réalisation d'un palier de une à deux semaines à la cote 83,50 mNGF (soit 3,0 m au-dessus de la nouvelle vidange) suivi d'une première visite de type VTA,
- La poursuite de la surveillance spécifique pendant 2 à 3 semaines après l'obtention de la RN et la nouvelle tenue d'une visite de type VTA,
- La rédaction d'un rapport de première mise en eau intégrant les conclusions des visites de surveillances, des mesures d'auscultation et des VTA spécifiques à cette première mise en eau.

Une procédure de remise en eau du barrage sera établie sur cette base durant les travaux et sera soumise au contrôle des services de l'Etat.

6. FICHE SYNOPTIQUE DE L'OUVRAGE MODIFIE

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE	
Type	Barrage poids mixte : maçonnerie + remblais
Terrain de fondation	Calcaires
Hauteur au-dessus du TN	13 m
Longueur en crête	85 m
Largeur en crête	4,6 m
Fruit du parement amont (remblai)	2H / 1V
Fruit du parement aval pour la partie en remblai (au dessus de 83,5 NGF)	3H / 2V – butée sur l'ouvrage en maçonnerie
Fruit du parement aval pour la partie maçonnée (77 NGF – 83,5 NGF)	Vertical
Altitude de la crête	**86,80 NGF**
Noyau étanche	Incliné vers l'amont – épaisseur variable (1,5 m en crête / 8 m en pied) Ancré de 1,5 m (dans le substratum calcaire ?) sur une largeur de 9 m. **Paroi étanche centrale en coulis bentonitique (e = 0,60 et h = 3,50 m) jusqu'à la cote 82,95 NGF**
Remblais	Matériaux sablo-argileux compactés à 95% de l'OPN
Parement amont	Terre et petits blocs compactés sur 1,5 m d'épaisseur Protection anti-batillage en enrochements sur 3 m en tête
Parement aval	Mur maçonné d'épaisseur 2,3 m disposant de 5 contreforts espacés de 12 m environ
Dispositif de drainage	Tapis alluvionnaire de 0,5 m d'épaisseur localisé entre le noyau et le parement amont du barrage en maçonnerie ; Blocage aval en matériaux pierreux d'environ 2 m de hauteur et 2 m de large ; Filtre amont et supérieur de 0,4 m d'épaisseur en matériaux alluvionnaires ; Collecte à la base par un conduit poreux puis évacuation à l'aval par une conduite acier de diamètre 150mm, jumelée à **l'ancienne** conduite de vidange

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE LA RETENUE	
Retenue normale (RN)	86,3 m NGF
PHE	**87,44 m NGF**
PHEE	**87,52 m NGF**
Emprise et volume de la retenue sous la RN	1,7 ha pour 71 000 m³ (215 mm de ruissellement)
Emprise de la retenue sous les PHEE	2,5 ha pour 104 000 m³

OUVRAGES HYDRAULIQUES	
Evacuateur de crue	
Type	**Digue déversante :** **- muret déversant en crête de digue,** **- surface horizontale en béton désactivé,** **- parement aval de la rehausse protégée par des gabions,** **- pied aval du barrage en enrochements maçonnés.**
Cote de déversement	**87,10 m NGF**
Longueur	**50,58 m**
Débit de pointe sous les PHE (87,44 NGF)	**19,7 m^3/s (Q1 000)**
Débit de pointe sous les PHEE (87,52 NGF)	**27 m^3/s (Q10 000)**
Ancien évacuateur de crue (conservé pour le réglage de la RN)	
Type	Chambre de mise en charge en béton armé puis conduite Ø600
Cote de déversement	86,3 m NGF
Débit de pointe sous les PHEE (87,57 NGF)	~1 m^3/s (en considérant un fonctionnement optimal)
Conduite de vidange	
Diamètre	**400 mm**
Calage altimétrique	**Fil d'eau amont 80,50 NGF**
Matériau	**Acier soudé, 10 mm d'épaisseur sans enrobage extérieur.**
Longueur	**25 m**
Vannes	**Vanne de garde diamètre 300 mm : vanne à opercule à commande manuelle** **Vanne aval de diamètre 300 mm : vanne à opercule à commande manuelle**
Ouvrage de prise d'eau	**Ouvrage en béton avec une grille métalliques (amovible entre-axe 20 cm + bride pour obturation provisoire)**
Débit max d'évacuation (à la RN)	**0,45 m^3/s**
Ancienne conduite de vidange comdamnée	
Consignation	**Mise en œuvre d'une plaque pleine en aval**
Diamètre	300 mm
Matériau	Acier soudé, 5 mm d'épaisseur et enduit intérieur bitumineux Enrobage extérieur en béton de 10 cm d'épaisseur.
Longueur	45 m
Vanne	Vanne de garde : vanne à opercule Vanne aval : vanne à opercule, ronde, de type EUROPAM 102 – Pont à mousson à commande manuelle par clef à béquille

DISPOSITIF D'AUSCULTATION	
Drainage barrage	L'unique exutoire de drainage est une conduite acier DN150 mm qui débouche sur le parement aval jumelée à la conduite de vidange. **Ce dispositif est rendu accessible** **La mesure est à réaliser directement à l'exutoire**
Drainage local vidange	**DN100 m à mesurer en sortie du local**
Piézomètrie existante (anciens sondages Sc2 et Sc3)	Sur le même profil en travers entre le contrefort centrale et le premier contrefort rive gauche. **Pz5** : en crête de l'ouvrage initial (Sc3 aval) : - cote de tête : 83,5 m NGF - crépine : entre 75,5 & 76,5 mNGF (remblai de remplissage) **Pz3** : en crête de la rehausse (Sc2) : - cote de tête : **86,80 m NGF** - crépine : entre 72,0 & 73,0 mNGF (fondation superficielle)
Piézomètrie de contrôle de la vidange condannée	**Pz2 : en crête de la rehausse à proximité de l'axe de la vidange ancienne :** **- cote de tête : 86,80 m NGF** **- crépine : entre 73,70 & 74,70 mNGF (niveau conduite ancienne vidange)**
Piézomètrie de contrôle de la vidange créée	**Pz4 : en crête de la rehausse à proximité de l'axe de la vidange nouvelle :** **- cote de tête : 86,80 m NGF** **- crépine : entre 80,00 & 81,00 mNGF (niveau conduite nouvelle vidange)**
Piézomètrie en rive droite	**Pz1 : en crête de la rehausse dans l'axe du profil en travers du conterfort rive droite :** **- cote de tête : 86,80 m NGF** **- crépine : entre 75,00 & 74,00 mNGF (niveau contacte fondation)**
Niveau de la retenue	Echelle limnimétrique implantée sur l'embarcadère en RD.

7. PHASAGE ET CHRONOGRAMME PREVISIONNEL DE REALISATION DES TRAVAUX

7.1. Chronogramme général

Un chronogramme prévisionnel couvrant l'ensemble des prestations de maîtrise d'œuvre et des travaux est joint en annexe.

Un démarrage des travaux a été envisagé lors de la dernière réunion en 2018 et notamment du fait des procédures administratives relatives aux dossiers d'autorisation.

Afin de limiter les perturbations sur le cours de la Mosson, il est préférable de procéder à la vidange partielle de la retenue lorsque l'apport due à cette vidange ne modifiera que très partiellement les débits de la rivière. Une vidange programmée pendant le mois de mars avec un débit maximum de 50 L/s permettrait d'avoir un impact mineur, le débit moyen mensuel de la Mosson étant de l'ordre de 800 l/s sur le mois de mars.

A partir du démarrage de la vidange du barrage, la durée des travaux est estimée à 6 mois auxquels il convient de rajouter 2 mois de période de préparation pour les démarches administratives, les études d'exécution et les installations sur site.

Pour finaliser les travaux avant la saison automnale des crues (septembre octobre), la période de préparation doit démarrer au plus tard en février 2018. Les travaux d'installation et de démarrage de la vidange seront à superposer à la fin de la période de préparation.

7.2. Chronogramme travaux

Le chronogramme travaux reprend les principales tâches à réaliser pour finaliser la rénovation du barrage du lac des Garrigues. Les tâches sont regroupées par items et s'articulent entres elles en fonction des contraintes qu'elles génèrent les unes par rapport aux autres :

- Travaux préalables (à démarrer dans le courant de la période de préparation) :
  - Vidange,
  - Débroussaillage du site, notamment le parement amont,
  - Décapage et terrassements préalables
- Ouvrage de vidange :
  - Pistes d'accès et butée provisoire,
  - Découpage des maçonneries et terrassement partiel de l'alvéole de l'ancien barrage,
  - Phase 1 du génie civil de l'ouvrage aval – radier, voiles latéraux, couverture
  - Traversée par carottage du mur amont en maçonnerie,
  - Mise en œuvre de la conduite D400 par forage tarière horizontale,
  - Ouvrage de prise d'eau amont et remblai étanche,
  - Pose des vannes et équipements du local,
  - Phase 2 du génie civil de l'ouvrage amont – voiles amont et aval, pose de la porte, escalier aval
- Parement amont et paroi étanche :
  - Réalisation de la paroi étanche directement après les terrassements préalables,
  - Mise en œuvre du Rip-Rap après réalisation du muret amont
- Evacuateur de crues et aménagement général de surface :
  - Génie civil du muret amont déversant et des retours anti-batillage,
  - Traitement du parement aval : gabions, poutres en béton,

- Traitement des surfaces piétonnes au droit du barrage : béton désactivé, escaliers, bordures…
- Traitement des surfaces piétonnes latérales : grave en stabilisé…
- Mise en œuvre des enrochements en aval une fois le local de vidange terminé,

- Travaux de finition :

  - Traitement des maçonneries en aval du barrage,
  - Finitions : pose des gardes corps et des candélabres au droit du barrage : béton désactivé, escaliers, bordures,
  - Réalisation des piézomètres complémentaires,
  - Travaux d'aménagement paysagers,
  - Remise en état électrique du local de pompage,
  - Lancement et surveillance du remplissage de la retenue.

8. ESTIMATION DES TRAVAUX

Sur la base de prix unitaires de marchés similaires récents et au regard des métrés détaillés issus des plans de projet le montant global des travaux est estimé à **854 230 € HT** :

Ce montant est réparti ainsi :

- Prix généraux – Etudes – Travaux préparatoires : 197 500 €
- Traitement du parement amont : 39 200 €
- Cheminement supérieur, paroi et traitement des rives : 223 650 €
- Parement aval en gabion, escalier, jardinière : 71 420 €
- Cheminement inférieur : 69 700 €
- Vidange du barrage : 156 960 €
- Aval du barrage : 68 000 €
- Auscultation/pompage/divers : 28 300 €

On note une réévaluation significative du montant des travaux par rapport à la version V2 du rapport de projet. Les principales raisons sont les suivantes :

- Mise à jour du montant des frais généraux de chantier au regard des accès, des contraintes environnementales, de la durée générale des travaux, des protections et astreintes à prévoir vis-à-vis du risque hydraulique,
- Mise à jour générale des prix unitaires plus d'un an après la version V2,
- Complément et adaptation des travaux sur la vidange à créer suite aux remarques de la DREAL,
- Complément des travaux au pied aval du barrage avec pus d'enrochements maçonnés.

L'ensemble conduit à un montant TTC de **1 025 076 €**.

ANNEXES

1- EXTRAIT RAPPORT FONDASOL DE 2013

2- PLANS 03 A 06 DIAGNOSTIC ISL DE 2009

3- HYDROLOGIE ISL DE 2009

4- CALCULS DE LA REVANCHE DU BARRAGE

5- PLANNING DE L'OPERATION

6- DETAIL ESTIMATIF DES TRAVAUX

ANNEXE 1

EXTRAIT RAPPORT FONDASOL DE 2013

Agence de Montpellier Tél. 04 67 22 13 33

montpellier@fondasol.fr

EXTRAITS DES ETUDES FONDASOL DE 2013

EMO.13.114.001.Ind0

MONTPELLIER (34000)

Aménagement du barrage du Lac des Garrigues

Diagnostic géotechnique G5 et étude géotechnique préliminaire G11

Sommaire

Généralités 5

Descriptif général du site et approche documentaire 6

1 – Description du site 6

2 – Contexte géologique 7

3 – Enquête documentaire sur les risques de la commune 7

3.1 – Risques liés aux inondations 8

3.2 – Risques liés à la présence d'argiles 8

3.3 – Risque sismique 8

Problématique et objectifs de l'étude 9

1 – Problématique 9

2 – Objectifs de l'étude 10

2.1 – Etude de stabilité à la vidange rapide du barrage 10

2.2 – Etude de l'ouvrage de vidange 10

1 – Programme d'investigations 11

Résultats des investigations in situ 13

1 – Description géologique - Barrage 13

2 – Caractéristiques mécaniques 14

2.1 – Caractéristiques mécaniques - Barrage 14

2.2 – Caractéristiques mécaniques - Berges du lac 14

3 – Niveaux d'eau 15

4 – Essais en laboratoire 16

4.1 – Définition des classes selon le GTR 2000 16

5 – Essais de perméabilité 17

5.1 – Essais de dissipation 17

5.2 – Essais de perméabilité de type Lefranc/Nasberg 17

5.3 – Essais de perméabilité à l'oedomètre 18

5.4 – Conclusions 18

Application au projet Ouvrage de vidange 19

1 – Classe des sols vis-à-vis du risque sismique 19
2 – Conditions de terrassements 19
3 – Fondations de l'ouvrage de vidange 19

Application au projet Etude de la stabilité des berges - Relevé géologique **20**
1 – Contexte géologique 20
2 – Structure des formations 20
3 – Nature de la roche 22
4 – Résultats des reconnaissances de terrain 23
5 – Aléa karstique 27
6 – Instabilité identifiées et potentielles 27
7 – Synthèse et conclusions 28

Application au projet Etude de la stabilité du barrage - Stabilité d'ensemble **30**
1 – Caractéristiques intrinsèques 31
2 – Niveau d'eau 31
3 – Calcul de stabilité 31

~~**Conditions Générales** **33**~~

~~**Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)** **35**~~

~~**Missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)** **36**~~

ANNEXES **37**

~~**Calcul d'une fondation superficielle selon le DTU 13-12** **38**~~

~~**Rappel de la définition des termes pressiométriques** **41**~~

La VILLE DE MONTPELLIER a mandaté FONDASOL, agence de Montpellier pour la réalisation des études géotechniques à Montpellier dans le cadre de l'aménagement du barrage du lac des Garrigues.

Cette étude fait suite à l'acceptation de notre devis référencé DE.EMO.13.05.007 par lettre de commande.

Il s'agit de missions de type G5 pour l'étude de la stabilité à la vidange rapide du barrage et G11 pour l'étude de l'ouvrage de vidange de type tour de prise et de vidange, au sens de la norme NFP 94-500 (Missions Géotechniques Types).

L'étude a été établie sur la base des documents suivants :

- le Cahier des Clauses Techniques Particulières – Mission de Maîtrise d'œuvre relatif au marché n°2M1275, non daté,
- le compte-rendu d'intervention établi par la société ALIOS sous la référence ATL093115 en date du 12 octobre 2009,
- des plans du barrage – étude de 2009, au format pdf,
- un plan topographique au format dwg, daté du 12/09/2008,
- un plan du calcul du volume de la rétention au format dwg, non daté,
- notre visite des lieux effectuée le 25 avril 2013.

Le présent document est diffusé à :

VILLE DE MONTPELLIER
Direction Génie Urbain
Service Hydraulique Urbaine
Hôtel de Ville
1 place Georges Frêche
34267 MONTPELLIER CEDEX

A l'attention de Monsieur Sylvain SIMONET

E-mail : sylvain.simonet@ville-montpellier.fr

Copie : DGU – Service Hydraulique Urbaine – Mme Béatrice MARTI
Mail : beatrice.marti@ville-montpellier.fr

DGU – Bureau d'Etudes – M. Didier TACHON
Mail : didier.tachon@ville-montpellier.fr

1 – Description du site

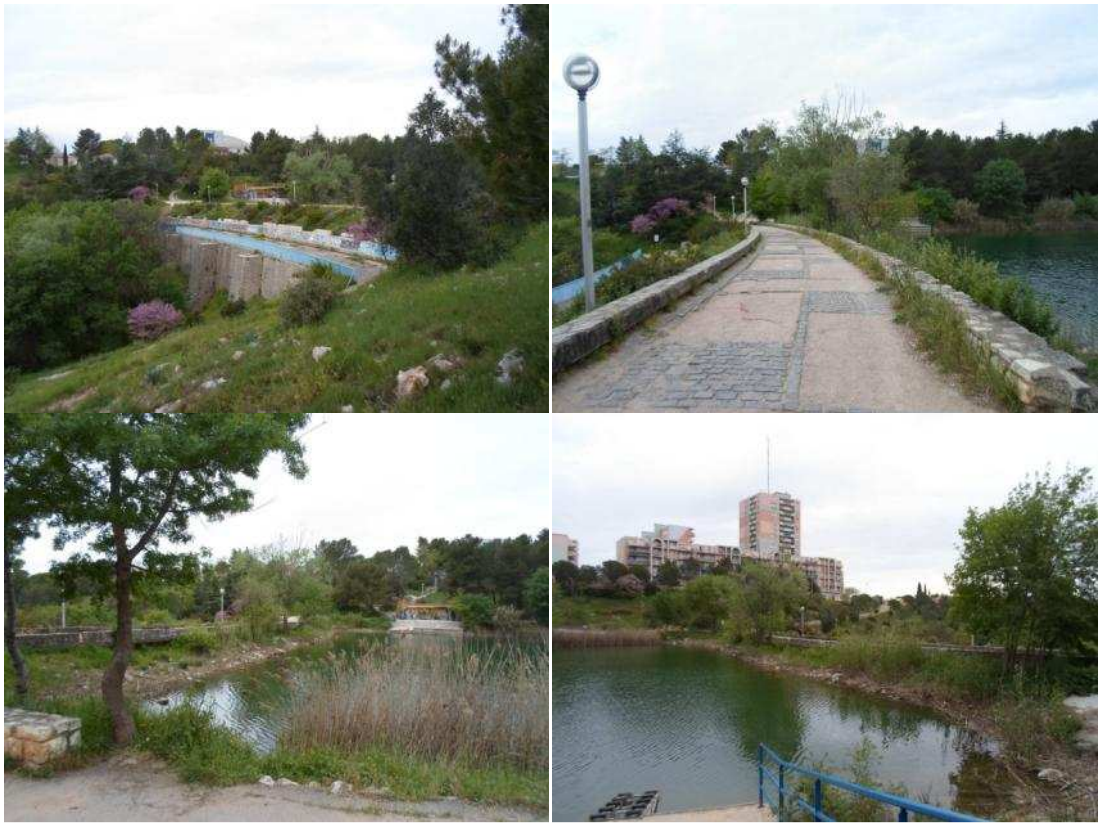
Le site correspond au lac des Garrigues fermé par un barrage au Sud. Il prend place dans le quartier des Hauts de Massane en contrebas de l'avenue Guilhem de Poitier, au nord-ouest de la commune de Montpellier.

Il s'agit d'un lac artificiel de 1,6 hectares et d'un volume de la retenue de l'ordre de 70 000 m³ qui se situe dans un talweg.

Le lac était à l'origine alimenté par une exsurgence temporaire localisée au droit de l'actuel belvédère, en rive gauche de la retenue et par le bassin versant.

Un ouvrage poids en maçonnerie, construit avant 1896, maintenait alors le plan d'eau à une cote d'environ 83,00 m NGF.

En 1968, le réaménagement du lac des Garrigues a conduit à rehausser le barrage existant d'environ 3,50 m au moyen d'un épaulement en remblai coté amont. La hauteur du plan d'eau a ainsi été relevée jusqu'à la cote de 86,00 m NGF.



2 – Contexte géologique

Selon la carte géologique au 1/50 000 de Montpellier, les formations du site sont constituées par les calcaires datant du Séquanien.

3 – Enquête documentaire sur les risques de la commune

Selon le portail des risques majeurs du ministère de l'Écologie et du Développement Durable, les risques liés à la géologie géotechnique du site sur la commune sont :

- inondation,
- séisme.

L'aléa retrait-gonflement des argiles est consigné dans la carte d'aléas du BRGM.

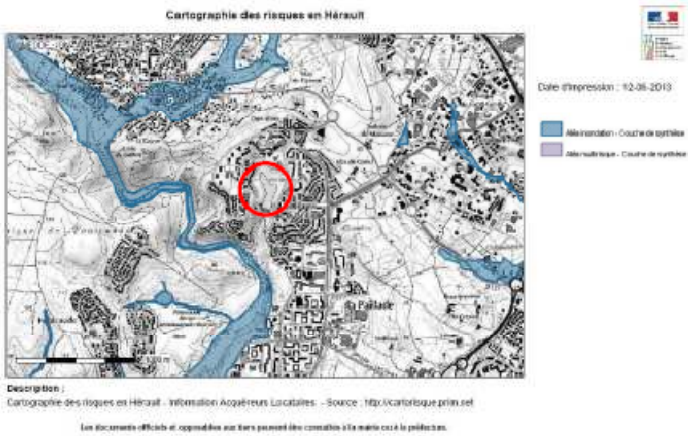
3.1 – Risques liés aux inondations

La commune fait l'objet d'un PPR inondation (bassin de risque Lez-Mosson) et de deux Atlas des zones inondables (Lez, Mosson).

De plus, des arrêtés de catastrophe naturelle ont été déclarés pour des inondations et des coulées de boue.

Les données concernant l'inondabilité du site sont consultables en mairie.

Toutefois, selon le site Prim.net, le projet se trouve hors zone inondable.



3.2 – Risques liés à la présence d'argiles

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

La commune a fait l'objet de cinq arrêtés de catastrophe naturelle propres aux « mouvements de terrain consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols » entre 1994 et 2008.

3.3 – Risque sismique

Selon le décret 2010-1255 du 22 octobre 2010, la commune est en zone de sismicité 2 (zone de sismicité faible).

1 – Problématique

Dans le cadre des travaux d'aménagement du barrage du lac des Garrigues faisant suite à l'arrêté de classement en classe C du 30 mai 2012, il est envisagé :

- la remise en service du dispositif de vidange,
- le redimensionnement de l'évacuateur de crues.

Pour réaliser ces travaux, il est nécessaire de procéder au préalable à la vidange et au curage de la retenue.

Une expertise de cet ouvrage a été menée par ISL en mai 2009 et complétée en mars 2012 ; les conclusions sont entre autres que :

- l'ouvrage présente un bon état général,
- la partie maçonnée est fondée directement sur des calcaires dont la frange supérieure est altérée ; la fondation et les rives présentent des défauts d'étanchéité,
- l'évacuation des crues rares se fait par surverse au-dessus du barrage avec risque d'érosion des parties non bétonnées ou non maçonnées (talus aval de la rehausse),
- la vidange de fond n'est plus fonctionnelle du fait d'un envasement en amont estimé de l'ordre de 3 m ; le fonctionnement de la vidange doit être rétabli ; le volume de vase estimé est d'environ 2000 m^3,

Préalablement à la vidange de la retenue, il est donc nécessaire de s'assurer de la stabilité du talus amont (vidange rapide du bassin) ou alors de prévoir une vidange progressive (plusieurs semaines).

Il est également prévu, dans le cadre de la remise en service du dispositif de vidange, de mettre en place un dispositif de vidange :

- soit de type mat oscillant immergé ; il s'agira d'un bras mobile équipé d'un flotteur,
- soit de type tour de prise et de vidange : il s'agira d'un ouvrage béton.

2 – Objectifs de l'étude

2.1 – Etude de stabilité à la vidange rapide du barrage

L'objectif de cette mission G5 est :

Etude préliminaire du site

- enquête bibliographique et de terrain.

Résultat des sondages et essais in situ

- coupes géologiques et diagrammes des essais géotechniques, et en laboratoire,
- plan d'implantation des sondages.

Analyse et synthèse du contexte géologique et géomécanique du site

- description de la géologie du terrain,
- analyse de la compacité des couches traversées,
- niveaux de l'eau lors de nos investigations, leur influence sur le projet,
- analyse du contexte sismique du site,
- analyse de la perméabilité des sols constitutifs du barrage,
- caractéristiques intrinsèques des sols rencontrés.

Hypothèses géotechniques pour la justification des ouvrages et ébauches dimensionnelles

- vérification de la stabilité du barrage à la vidange (cas d'une vidange rapide) à partir du logiciel TALREN suivant 1 profil.

Recommandations particulières pour la réalisation des travaux

- préconisations vis-à-vis des eaux,
- phasage des travaux,
- suggestions particulières.

2.2 – Etude de l'ouvrage de vidange

L'objectif de cette mission G11 est :

Etude préliminaire du site

- enquête bibliographique et de terrain.

Résultat des sondages et essais in situ

- coupes géologiques et diagrammes des essais géotechniques, et en laboratoire,
- plan d'implantation des sondages.

Analyse et synthèse du contexte géologique et géomécanique du site

- description de la géologie du terrain,
- analyse de la compacité des couches traversées,
- niveaux de l'eau lors de nos investigations, leur influence sur le projet,
- analyse du contexte sismique du site,

Hypothèses géotechniques pour la justification des ouvrages et ébauches dimensionnelles

- 1ère approche des fondations envisageables pour l'ouvrage de vidange de type tour de prise et de vidange,

Recommandations particulières pour la réalisation des travaux

- 1ère approche des conditions de terrassement pour l'ouvrage de vidange de type tour de prise et de vidange,
- suggestions particulières.

1 – Programme d'investigations

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

➢ Au droit du barrage :

- 2 sondages pressiométriques, notés SP1 et SP2, descendus à 17,00 m de profondeur, avec la réalisation de 14 essais pressiométriques.

- 2 sondages carottés de 116 mm de diamètre, notés SC4 et SC5, descendus à 12,00 m de profondeur, avec prélèvements de 8 échantillons intacts.

- 4 essais au pénétromètre statique à la pointe électrique piézocône, notés PS1 à PS4, descendus entre 8,09 et 12,20 m de profondeur.

- 2 essais de perméabilité de type Lefranc/Nasberg.

- une série d'analyses en laboratoire comprenant :

    - 8 teneurs en eau,
    - 5 limites d'Atterberg,
    - 5 valeurs de bleu,
    - 5 analyses granulométriques,
    - 5 analyses sédimentométriques,
    - 3 essais triaxiaux CU+u,
    - 2 essais de perméabilité à l'oedomètre.

➢ Au droit des berges du lac des Garrigues :

- 1 visite d'inspection des berges effectuée par une géologue.

- 11 essais au pénétromètre dynamique de type B, notés PD1 à PD10, descendus au refus entre 0,50 et 1,80 m de profondeur, réalisés le long du chemin piétonnier.

Les sondages ont été implantés conformément au plan joint en annexe.

Les profondeurs qui y sont mentionnées sont mesurées à partir du niveau du terrain naturel en tête de nos sondages au moment de leur réalisation (mai/juin 2013).

Les cotes NGF qui y sont mentionnées sont estimées à partir du plan topographique :

SP1 : 87.00	SC4 : 87.00	PS1 : 87.00	PS3 : 86.95
SP2 : 87.00	SC5 : 87.00	PS2 : 87.00	PS4 : 86.95

Les investigations ont été réalisées au moyen :

- d'une sondeuse pneumatique de type Wagon-Drill (sondages pressiométriques),
- d'une sondeuse hydraulique de marque SOCOMAFOR (sondages carottés),
- d'un pénétromètre stato-dynamique de type PAGANI de marque SOCOMAFOR (sondages au pénétromètre statique),
- d'un pénétromètre dynamique de type B de marque TECOINSA.

I – Description géologique - Barrage

Les sondages ont mis en évidence les terrains suivants :

- un ***revêtement en béton***, reconnu jusqu'à 0,08 à 0,12 m de profondeur.
- des ***remblais de tout-venant (graves à matrice limoneuse)***, reconnus jusqu'à 0,85 à 1,00 m de profondeur.
- des ***remblais de la digue constitués d'argiles bariolées verdâtre gris beige brun avec quelques graves fines à moyennes***, reconnus jusqu'à 13,20 à 13,40 m de profondeur en SP1 et SP2, et jusqu'à la base des sondages SC4 et SC5 (12,00 m de profondeur).
- puis, des ***calcaires fracturés à remplissage argileux et/ou sableux beige***, reconnus jusqu'à la base des sondages (17,00 m de profondeur).

Tableau récapitulatif

Sondages	Revêtement béton	Remblais de tout-venant	Remblais de digues, Argile bariolée avec quelques graves		Calcaire fracturé à remplissage argileux et/ou sableux	
	Epaisseur (m)	Epaisseur (m)	Profondeur du toit (m/TN)	Epaisseur (m)	Profondeur du toit (m/TN)	Epaisseur (m)
SP1	0,10	0,80	0,90	12,50	13,40	>3,60
SP2	0,10	0,90	1,00	11,70	13,20	>3,80
SC4	0,08	0,77	0,85	>11,15	-	-
SC5	0,12	0,78	0,90	>11,10	-	-
PS1	Avant-trou		0,90	>9,45	-	-
PS2	Avant-trou		0,90	>11,10	-	-
PS3	Avant-trou		1,10	>7,00	-	-
PS4	Avant-trou		1,10	>9,50	-	-

2 – Caractéristiques mécaniques

2.1 – Caractéristiques mécaniques - Barrage

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

- faibles à moyennes, mais généralement faibles, dans les remblais de digue argileux, avec :
    - module pressiométrique : $2,0 \leq E_M \leq 20,7$ MPa
    - pression limite nette : $0,25 \leq p_l - p_0 \leq 0,80$ MPa
    - résistance de pointe : $0,8 \leq q_d \leq 8$ MPa

- bonnes à élevées dans les calcaires fracturés à remplissage argileux et/ou sableux, avec :
    - module pressiométrique : $13,3 \leq E_M \leq 24,9$ MPa
    - pression limite nette : $1,82 \leq p_l - p_0 \leq 2,97$ MPa

2.2 – Caractéristiques mécaniques - Berges du lac

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

- médiocres à bonnes dans les formations correspondant probablement aux remblais de berge et/ou à la frange altérée des calcaires, avec :
    - résistance de dynamique : $3,5 \leq q_d \leq 12,2$ MPa

- élevées dans les formations correspondant probablement à des calcaires fracturés, avec :
    - résistance de dynamique : $17,5 \leq q_d \leq +40$ MPa

A noter, que le refus ($q_d > 50$ MPa) a été rencontré sur les calcaires à :

- 0,90 m de profondeur en PD1,
- 1,00 m de profondeur en PD2,
- 1,00 m de profondeur en PD3,
- 0,90 m de profondeur en PD4,
- 1,80 m de profondeur en PD5,
- 0,90 m de profondeur en PD6,
- 0,70 m de profondeur en PD7,
- 0,50 m de profondeur en PD8,
- 0,50 m de profondeur en PD8bis,
- 1,00 m de profondeur en PD9,
- 1,60 m de profondeur en PD10.

3 – Niveaux d'eau

Lors de notre intervention (mai/juin 2013), des niveaux d'eau ont été relevés au droit des sondages, à :

- 10,80 m de profondeur en SP1, soit la cote NGF 76.20 m,
- 10,60 m de profondeur en SP2, soit la cote NGF 76.40 m,
- 2,50 m de profondeur en SC4, soit la cote NGF 84.50 m,
- 3,80 m de profondeur en SC5 soit la cote NGF 83.20 m.

Ces niveaux d'eau sont à prendre avec précaution compte tenu de la technique de forage utilisée (taillant ou carottier avec injection de fluide).

Il s'agit de niveaux d'eau en relation directe avec le niveau d'eau dans la retenue.

Cependant, notre intervention ponctuelle dans le cadre de la réalisation de l'étude confiée ne nous permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes, dans la mesure où le niveau d'eau mentionné dans le rapport d'étude correspond nécessairement à celui relevé à un moment donné, sans possibilité d'apprécier la variation inéluctable des nappes et circulations d'eau qui dépend notamment des conditions météorologiques.

Pour obtenir des indications plus précises, un suivi des piézomètres installés en septembre 2009 en SC2 et SC3 par la société ALIOS sur le site peut être commandé par le Maître d'Ouvrage et une étude hydrogéologique pourra être confiée le cas échéant à un bureau d'études spécialisé.

Le relevé du 22/05/2013 indique un niveau d'eau à :

- 10,43 m de profondeur en SC2 (situé à la cote NGF 86.97 m), soit à la cote 76.54 m NGF,
- 8,67 m de profondeur en SC3 (situé à la cote NGF 83.50 m), soit à la cote 74.83 m NGF.

4 – Essais en laboratoire

Des analyses en laboratoire ont été effectuées sur des échantillons prélevés lors des sondages.

Nous avons obtenu les résultats suivants :

fondasol — Management QSHE — FTQ.243

RECAPITULATIF D ' ESSAIS DE LABORATOIRE — Echantillons intacts

Nom de l' affaire : Barrage du lac des Garrigues — Affaire N° : EMO.13.0114 (indice mémo:) — Ingénieur d'études , visa: C.ARNOUX — RESPONSABLE DU LABORATOIRE S.SEGURA — Date 26-juin-13 — Nom S.SEGURA — Visa — Page

Forage	Profondeur	Nature	cote essais Haut + m	Wn %	ρ T/m³	WL %	Ip (indice) %	WRr %	VBs	passant à 80 µm %	passant à 2 µm %	CIS CD φ' °	CIS CD C' kPa	Triaxial CU+u φ' °	Triaxial CU+u C' kPa	Triaxial CD φ' °	Triaxial CD C' kPa	Triaxial UU φ uu °	Triaxial UU C uu kPa	K m/s	GTR
		Normes		94-050	94-053	94-051			94-068	94-056	94-057	94-071-1		94-074		94-074		94-074			
		Nombre d' essais		8		5			5	5	5			3	3						
SC4	1.50-2.50	argile	0.40-0.50	25.1																	
	3.50-4.50	argile	0.45-0.60	27.1		54	28		4.51	96.9	47.5										A3
	5.50-6.50	argile	0.70-0.84	29.2		52	28		4.19	99.2	47.2										A3
	7.50-8.50	argile	0.21-0.59 0.62-0.66	26.7		67	38		5.50	97.9	54.1			23.1	9.8					1.2 E-10	A3
SC5	1.50-2.50	argile	0.48-0.58	21.8																	
	3.50-4.50	argile	0.15-0.56 0.58-0.62	22.3		55	30		4.39	95.9	45.5			26.8	6.4					1.2 E-10	A3
	5.50-6.50	argile	0.50-0.82	29.3		71	41		5.20	98.2	58.3			21.7	9.7						A3
	7.50-8.50	argile	0.40-0.45	41.5																	

Remarques : *Wn = teneur en eau sur 0/20 (NFP 11-300) * Ic ne peut être calculé uniquement si le matériau < 400 µm (NFP 94-051)

N.B. : ☆ quantité de matériau NON NORMALISEE ★ Cet essai ne représente que l'échantillon

avec :

C' : cohésion,
φ' : angle de frottement interne.

4.1 – Définition des classes selon le GTR 2000

- Sols A_3 : argiles et argiles marneuses très plastiques…

Ces sols sont très cohérents à teneur en eau moyenne et faible, et collants ou glissants à l'état humide, d'où difficulté de mise en œuvre sur chantier (et de manipulation en laboratoire).

Il s'agit de sols fins sensibles à l'eau dont les performances mécaniques et traficabilité chutent rapidement en présence d'eau.

5 – Essais de perméabilité

5.1 – Essais de dissipation

Il a été réalisé trois essais de dissipation au droit du sondage au pénétromètre statique à la pointe piézocône noté PS2.

Les résultats sont les suivants :

- à 8,01 m de profondeur :
  - u_{50} = 109 kPa
  - t_{50} = 601 s

Ces essais à 4,00 et 6,00 m ne sont pas concluant.

Les remblais argileux constitutifs du barrage sont donc probablement très peu imperméables.

5.2 – Essais de perméabilité de type Lefranc/Nasberg

Il a été réalisé deux essais de perméabilité de type Lefranc/Nasberg au droit du sondage SP1.

Les résultats sont les suivants :

Profondeur de l'essai (m)	6,50	8,50
Lithologie	Argile	Argile
k (m/s) (injection)	$< 1{,}0.10^{-7}$	$< 1{,}0.10^{-7}$
k (m/s) (arrêt injection)	$3{,}5.10^{-8}$	$5{,}0.10^{-8}$

Les perméabilités mesurées en injection et après l'arrêt de l'injection correspondent à des perméabilités faibles.

Les perméabilités sont inférieures aux seuils de validité de l'essai Lefranc/Nasberg.

Par ailleurs, il s'agit d'une perméabilité locale et les perméabilités en grand peuvent varier.

5.3 – Essais de perméabilité à l'oedomètre

Il a été réalisé deux essais de perméabilité en laboratoire à l'oedomètre respectivement au droit des sondages SC4 et SC5.

Les résultats sont les suivants :

Sondage	SC4	SC5
Profondeur de l'essai (m)	8,12-8,16	4,08-4,12
Lithologie	Argile	Argile
k (m/s)	$1,2.10^{-10}$	$1,2.10^{-10}$

Les perméabilités mesurées correspondent à des perméabilités très faibles.

5.4 – Conclusions

Au vu des différents essais de perméabilité, on retiendra une perméabilité très faible de l'ordre de 10^{-8} à 10^{-9} m/s dans les argiles constitutives du barrage.

1 – Classe des sols vis-à-vis du risque sismique

Les sols du site sont de classe A selon l'Eurocode 8.

En zone de sismicité 2, l'étude de liquéfaction des sols n'est pas requise (décret 2010-1255 du 22 octobre 2010).

2 – Conditions de terrassements

Les travaux devront impérativement se faire en dehors des saisons pluvieuses.

Les terrassements nécessiteront des moyens puissants (pelle mécanique puissante associée à un BRH).

3 – Fondations de l'ouvrage de vidange

Compte tenu de la nature des terrains rencontrés et des caractéristiques du projet, la nouvelle construction pourra reposer sur un système de fondations superficielles sur radier général sollicitant les calcaires fracturés à remplissage argileux et/ou sableux par l'intermédiaire d'une couche de réglage ou d'un gros béton.

De plus, on respectera une profondeur de mise hors gel de 0,50 m pour les sols d'assise par rapport au niveau final du terrain.

A ce stade du projet, on peut envisager une contrainte de calcul comprise entre 0,30 et 0,50 MPa aux ELS.

Dans le cadre de la mission géotechnique d'avant projet G12, il conviendra de réaliser un sondage complémentaire au droit du projet afin de confirmer les principes de fondations et de préciser les sujétions d'exécution.

1 – Contexte géologique

Le lac des Garrigues intéresse, au droit d'un secteur à la géologique très complexe, un compartiment de calcaires d'âge jurassique, calloviens à séquaniens.

Ce compartiment, d'allongement Est – Ouest, est limité :

- A l'Est par des terrains éocènes et pliocènes, en contact par faille ou par le biais d'une discordance sédimentaire,
- Au Nord par des faciès triasiques avec lesquels il est en contact anormal par une faille chevauchante,
- Vers le Sud, il s'ennoie sous des faciès oligo-miocènes.

Au sein de ce compartiment, le lac, dans sa totalité repose sur des calcaires séquaniens.

En rive droite et gauche, en amont du plan d'eau, ces calcaires sont en partie masqués par des formations marno-calcaires éocènes discordantes.

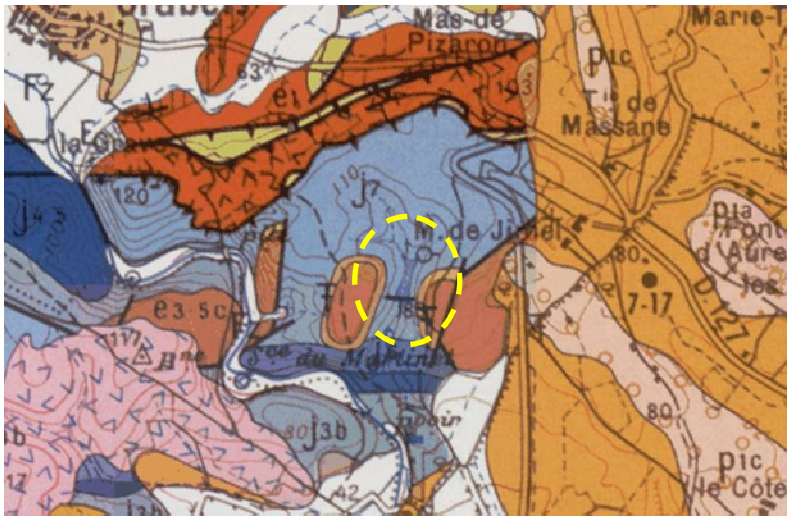


Figure 1 : extrait de la carte géologique à 1/50000 de Montpellier

2 – Structure des formations

Les calcaires jurassiques, à l'échelle du secteur du lac, ont globalement une disposition monoclinale avec un plongement vers le sud pour des directions de couche Est-Ouest.

Dans le détail, leur structure est plus complexe avec des déformations plicatives et des variations de pendage et de direction des couches rapides et nombreuses, même si la structure dominante reste à plongement Sud.

Les valeurs de plongement peuvent être importantes, elles peuvent atteindre 65 à 70°, voir 90°.

Les pendages suivants ont été relevés (notation Est - Ouest) :

Point n°	Direction	Pendage	
2	N85	15	S
	N85	20	S
	N100	40	S
4	N100	90	S
	N100	65	S
11	N90	20	S
21	N50	50	SE
	N50	10	SE
	N175	10	E
23	N115	50	N
25	N100	65	N
27	N0	45	E
29	N90	10	S
	N90	20	S
31	N140	50	E
32	N60	40	S
33	N90	65	S
35	N100	70	S

Ils sont représentés sur le stéréogramme ci-dessous (figure 2).

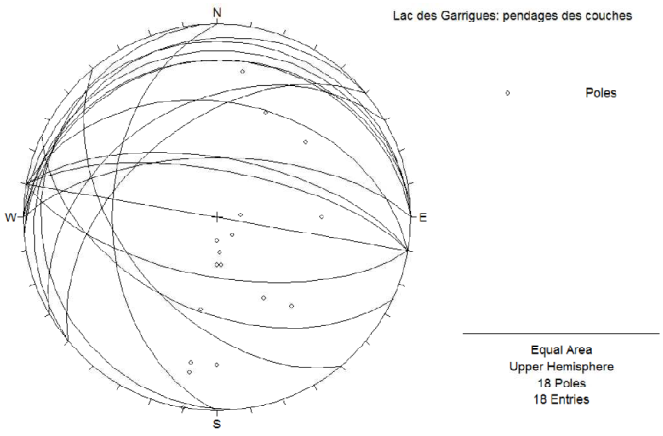


Figure 2 : stéréogramme : pendages mesurés

3 – Nature de la roche

Les **calcaires séquaniens** sont représentés par des calcaires fins, micritiques, localement bréchiques (faciès de brèche synsédimentaire : voir photo 1), de couleur gris moyen à gris clair.

Photo 1 : faciès séquanien : vue de détail d'une passée à faciès bréchique

Ces calcaires sont disposés soit en bancs massifs à la stratification frustre (photo 2) soit, a contrario, en bancs d'épaisseur infradécimétrique à décimétrique à la stratification nette (photo 3).

Photo 2 : faciès séquanien : passée en bancs massifs

Photo 3: faciès séquanien : passée à stratification marquée

Ils présentent localement des traces de **karstification** (voir photo point 25 ci-dessous).

Les faciès éocènes, lacustres à palustres, sont représentés par des calcaires let des marnes blanches feuilletées (photo 4).

Photo 4 : faciès calcaires et marneux éocènes (rive droite - sous l'avenue de Naples)

4 – Résultats des reconnaissances de terrain

Une reconnaissance de terrain générale du site a été réalisée le 30 mai 2013.

Elle a permis de mettre en évidence les points particuliers suivants. La localisation de ces points est représentée sur la planche 1 en annexe :

Point n°	Nature - description	Photo
1	Calcaire micritique et brèchique affleurant	
2	Calcaire micritique à brèchique altéré. Pendage N85-15 à 20S et N100-40S	
3	Calcaire affleurant en Rive gauche en aval du barrage	

4	Calcaire en petits bancs subverticaux Pendage N100-90 à N100-65S	
5	Calcaire affleurant en Rive gauche en aval du barrage	
6	Calcaire non visible en fond de vallon – Couverture de colluvions	
7	Calcaire non visible en rive droite en aval du barrage - Couverture d'éboulis – blocs dispersés dans la pente, non en place	
8	Calcaire non visible en rive droite - Couverture d'éboulis caillouteux	
9	Calcaire non visible en rive droite - Couverture d'éboulis caillouteux	
10	Calcaire en place visible à l'angle NE du court de tennis	
11	Affleurement de calcaires et marnes éocènes. Pendage N90-20S. 1 bloc glissé sur plan N60-35S	
12	Secteur avec calcaire non visible à l'affleurement	
13	Aucun affleurement visible au niveau de la berge	
14	Secteur avec calcaire non visible à l'affleurement	
15	Secteur avec calcaire non visible à l'affleurement	

16	Calcaire affleurant - structure non lisible	
17	Thalweg avec remblai en aval	
18	Calcaire affleurant - structure non lisible	
19	Calcaire affleurant - structure non lisible	
20	Thalweg en amont du lac : pas de rocher visible à l'affleurement	
21	Calcaire affleurant : Pendage N50-50SE à N175-10E	
22	Secteur avec calcaire affleurant – Topographie amont très peu marquée	
23	Calcaire à plongement nord. Pendage N115-50N	
24	Calcaire non visible au niveau des berges du lac	

25	Calcaire affleurant à plongement nord – Faciès karstifié. Pendage N100-65N	
26	Calcaire à faciès brèchique affleurant – Structure non lisible	
27	Calcaire à faciès brèchique Pendage N0-45E	
28	Petit thalweg – pas d'affleurement visible	
29	Calcaire massif affleurant. Pendage N90-10 à 20°S	
30	Calcaire non visible au niveau des berges du lac	
31	Calcaire affleurant massif. Pendage N90-10 à 20°S	
32	Calcaire affleurant. Pendage N60-40S	
33	Calcaire affleurant en bancs massifs et en bancs infradécimétriques. Pendage N90-65S	
34	Calcaire non visible au niveau des berges du lac	

35	Calcaire affleurant. Pendage N100-70 S	

5 – Aléa karstique

Les calcaires séquaniens montrent des traces de karstification.

Les indices de karstification que nous avons pu observer sont légers et correspondent à des traces de dissolutions développées au niveau de plans de diaclases et de fractures. Nous n'avons pas observé de cavités karstiques, vides ou colmatées.

On notera cependant que le site BD Cavité recense une cavité karstique au niveau du lac des Garrigues (figure 3). Malheureusement la fiche de cette cavité n'est pas accessible sur le site du BRGM.

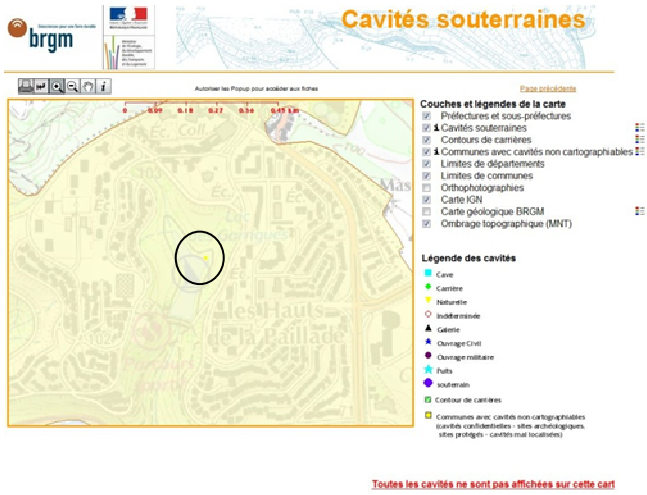


Figure 3 : extrait du site BD Cavité – Commune de Montpellier

6 – Instabilité identifiées et potentielles

Les reconnaissances réalisées nous ont permis de constater l'absence d'instabilité au niveau des rives du lac et des versants ; en rive droite et en rive gauche.

Les berges et versants apparaissent stables.

Le contexte général est favorable que ce soit sur un plan :

- géologique avec un substratum calcaire affleurant à subaffleurant ;
- structural : la structure de ce substratum est globalement favorable avec :

- des directions de couche généralement perpendiculaires aux courbes de niveau limitant des risques de glissement banc sur banc,

- l'absence de plans de discontinuité de grande extension et d'orientation défavorable;

- morphologique : avec des pentes de versant en amont de la retenue généralement faibles.

Le seul « désordre » observé dans le secteur correspond au glissement d'un bloc calcaire sur un niveau de marnes dans des faciès éocènes au niveau de l'Avenue de Naples (photo 5).

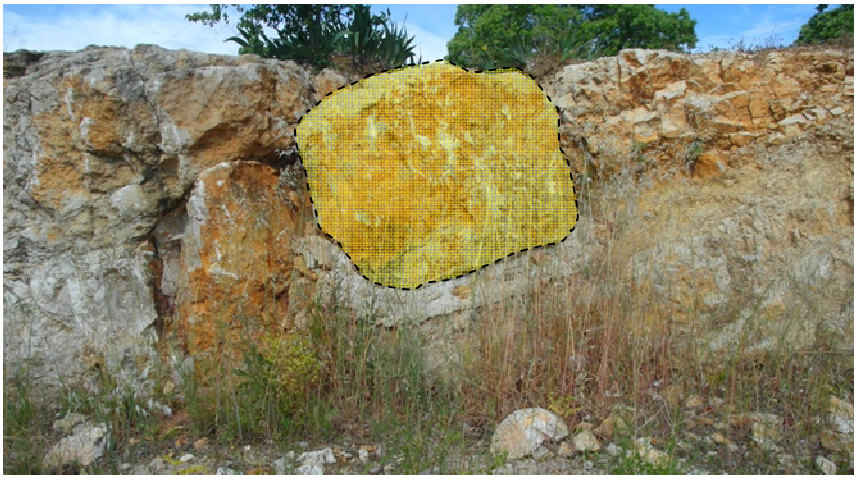


Photo 5 : bloc glissé « conforté » avec blocage en pied.

7 – Synthèse et conclusions

Les reconnaissances réalisées ont permis de constater :

- au niveau des berges du plan d'eau, aucun affleurement calcaire n'est visible **en aval du chemin** qui fait le tour du lac,

- *a contrario*, le substratum calcaire est visible sur tout le pourtour du lac immédiatement en amont ou au droit de ce chemin, excepté :

    - en un secteur, en rive droite, qui s'étend depuis le barrage vers l'amont sur une distance de l'ordre de 150ml (entre les points 8 et 16 – Planche 1) ;

    - en fond de vallon, en amont du lac (point 20) et au droit d'un thalweg secondaire (point 28) ;

- au droit du barrage, le substratum n'est visible à l'affleurement qu'en rive gauche (voir points 3 et 4 – Planche 1) ; en rive droite, seuls des blocs qui ne sont pas en place sont observés dans la pente ;

- en aval du barrage, le substratum n'est pas visible en fond de vallon où il est masqué par des colluvions ;

- en rive droite, en s'éloignant du lac et en remontant dans le versant, les premiers affleurements rocheux sont observés au niveau de l'avenue de Naples, vers la cote 100 NGF soit 15 m au dessus du plan d'eau.

Si au moment de la vidange du lac des glissements devaient apparaître, ils seront limités à la petite frange de terrains limono-caillouteux visible sur les berges du lac.

L'emprise de ces glissements resterait limitée à l'espace compris entre le plan d'eau et le chemin piétonnier qui longe la retenue.

En aucun cas ils s'étendraient au-delà de ce chemin.

Les vérifications sont effectuées à l'aide du logiciel TALREN V4.

Les calculs sont conduits selon la méthode de BISHOP modifiée, par balayage automatique des surfaces de glissements circulaires.

Chaque calcul est représenté par une figure où sont indiquées les caractéristiques géotechniques des sols, le coefficient de sécurité minimal et, dans certains cas, des familles de surfaces de rupture comprises dans une tranche des valeurs du coefficient de sécurité.

Les cas de charges à prendre en compte dans les vérifications de la stabilité au glissement de la digue sont issus du document « Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai » du Comité Français des Barrages et Réservoirs de juin 2010 et sont les suivants :

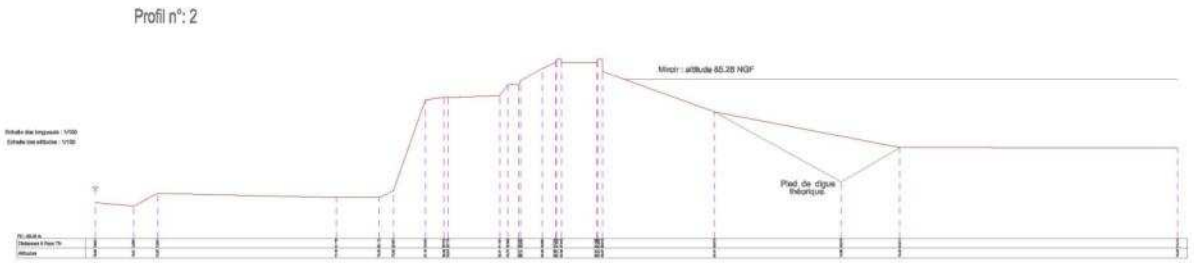
Les coefficients partiels et de modèle sont les suivants :

Situation…	Coefficient partiel γ_m sur c' et tan φ'	Coefficient partiel γ_m sur le poids volumique	Coefficient de modèle γ_d
normale d'exploitation	1,25	1	1,2
transitoire ou rare	1,1	1	1,2
exceptionnelle de crue (PHE)	1,1	1	1,2
extrême de crue	1	1	1,1
accidentelle	1	1	1,1

Tableau 4-2 – Les coefficients partiels et de modèle – ELU stabilité d'ensemble (glissement).

Nous avons considérer pour la prise en compte de la vidange rapide du bassin (étude de stabilité du talus amont), le cas d'une situation accidentelle.

Le profil étudié est la suivant :



1 – Caractéristiques intrinsèques

Pour les calculs, nous retiendrons les caractéristiques intrinsèques à court terme suivantes :

Lithologie	Corps de digue	Calcaire très altéré et argileux
C_u (kPa)	8	20
φ_u (°)	20	30
γ (kN/m³)	17	20

Remarque :

Les caractéristiques intrinsèques prises en compte dans le présent paragraphe ont été déterminées en prenant en compte l'ensemble des résultats des reconnaissances effectuées et des résultats des essais en laboratoire.

2 – Niveau d'eau

Pour la suite des calculs, nous avons considéré, que compte tenu de la faible perméabilité des argiles constitutives du barrage, lors de la vidange de la retenue, aucun rabattement du niveau d'eau dans le barrage ne se produira. Une surpression équivalente à la hauteur d'eau initiale (avant vidange) dans la retenue s'appliquera alors sur le talus amont (côté retenue).

3 – Calcul de stabilité

Pour la suite des calculs, on nommera :

- le talus amont, le parement au contact de l'eau (côté bassin) ;
- le talus aval, le parement extérieur non exposé ;

On trouvera les calculs en annexe.

Dans le cas d'une vidange rapide de la retenue, la stabilité d'ensemble en situation accidentelle est assurée avec un coefficient de sécurité minimal, Γ_{min}, de 1,13, supérieur au coefficient de sécurité minimal de 1,1 recherché.

Néanmoins, lors de la vidange, des glissements superficiels, dits de peau, pourront se produire au niveau du talus amont.

Ce rapport conclut les missions G5 et G11 qui nous a été confiée pour cette affaire.

Pour l'étude de l'ouvrage de vidange de type tour de prise et de vidange, une mission géotechnique d'avant-projet G12 devra être menée afin de valider les principes et recommandations du présent rapport et préciser les spécificités.
Cette mission devra comprendre des investigations géotechniques complémentaires dont le programme devra être défini en fonction des caractéristiques du projet.

Les normes françaises d'application de l'Eurocode 7 relatives au calcul géotechnique des fondations superficielles, des murs de soutènement, et des ouvrages en terre ne sont pas disponibles à la date de rédaction de ce rapport. Seules sont parues la norme NF P94-270 pour les remblais renforcés et clouage, la norme NF P94-282 pour les écrans de soutènement, et la norme NF P94-262 pour les fondations sur pieux.
Pour effectuer un prédimensionnement de ces ouvrages, nous avons donc retenu les approches décrites dans les « Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai » du Comité Français des Barrages et Réservoirs de juin 2010.

Les calculs et valeurs dimensionnelles donnés dans le présent rapport ne sont que des ébauches destinées à donner un premier aperçu des sujétions techniques d'exécution et ne constituent pas un dimensionnement du projet.

Selon la norme NF P 94-500, la mission d'étude de diagnostic géotechnique G5 doit être suivie d'une mission géotechnique de projet G2 visant notamment à :

- traiter les aléas importants identifiés pour ce projet,

- reprendre les points qui demandent une analyse spécifique, par exemple (liste non exhaustive) :

    - préciser les hétérogénéités, les anomalies (cavités, failles, etc…), les éventuels effets des sollicitations sismiques sur la conception des ouvrages géotechniques,
    - préciser les interactions entre la nappe et le projet,
    - fixer tous les paramètres du sol et d'interactions sol-structure permettant la justification par le calcul des ouvrages,
    - évaluer les tassements et les déplacements prévisibles des ouvrages,
    - préciser les sujétions de réalisation, notamment le phasage des travaux, …

Ces points pourront nécessiter un programme d'investigations complémentaire.

FONDASOL est bien entendu à disposition de tous les intervenants dans cette affaire pour réaliser cette mission d'étude de projet G2.

Camille ARNOUX Thierry MENEROUD

Annexes

Sommaire

~~Plan de situation 4~~

Plans d'implantation des sondages 5

Coupes des sondages 7

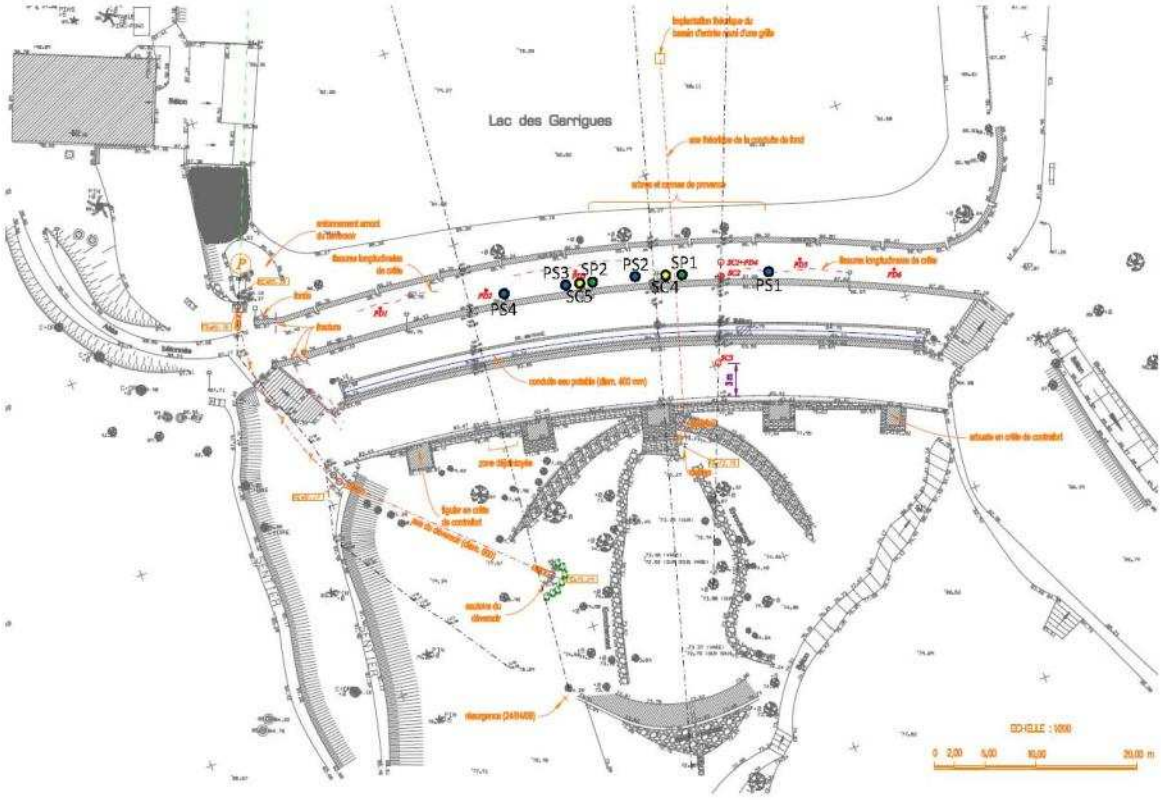
Essais de dissipation au piézocône 21

~~Essais de perméabilité de type Lefranc / Nasberg 24~~

~~Résultats de laboratoire 26~~

Calculs TALREN 64

Plans d'implantation des sondages

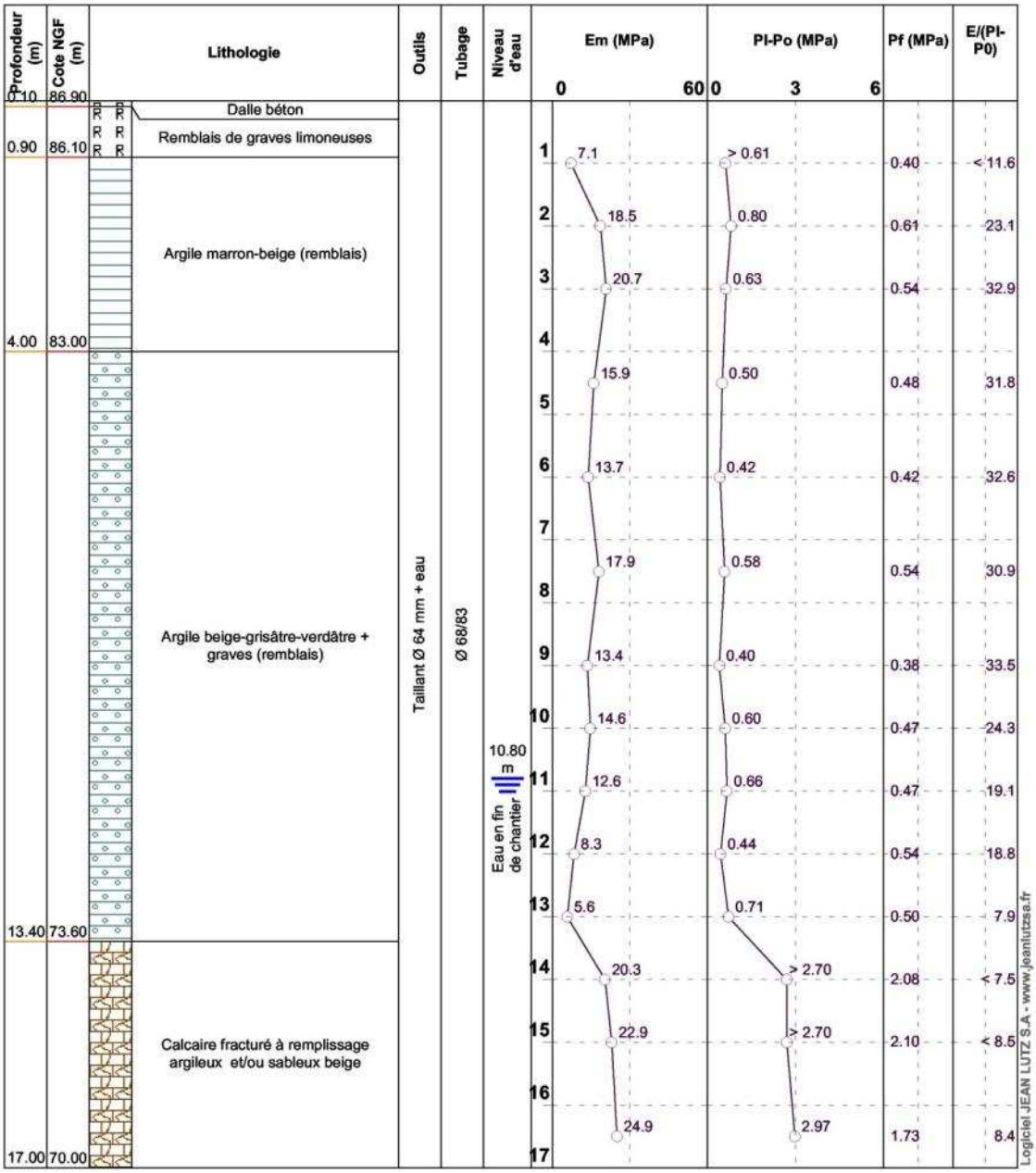


Affaire EMO.13.114

BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES
MONTPELLIER

Date : **27/05/2013** Cote NGF : **87.00** Profondeur : **0.00 - 17.00 m**
Machine : **WD**

Sondage : SP1 EXGTE 2.30/GTE



Affaire EMO.13.114

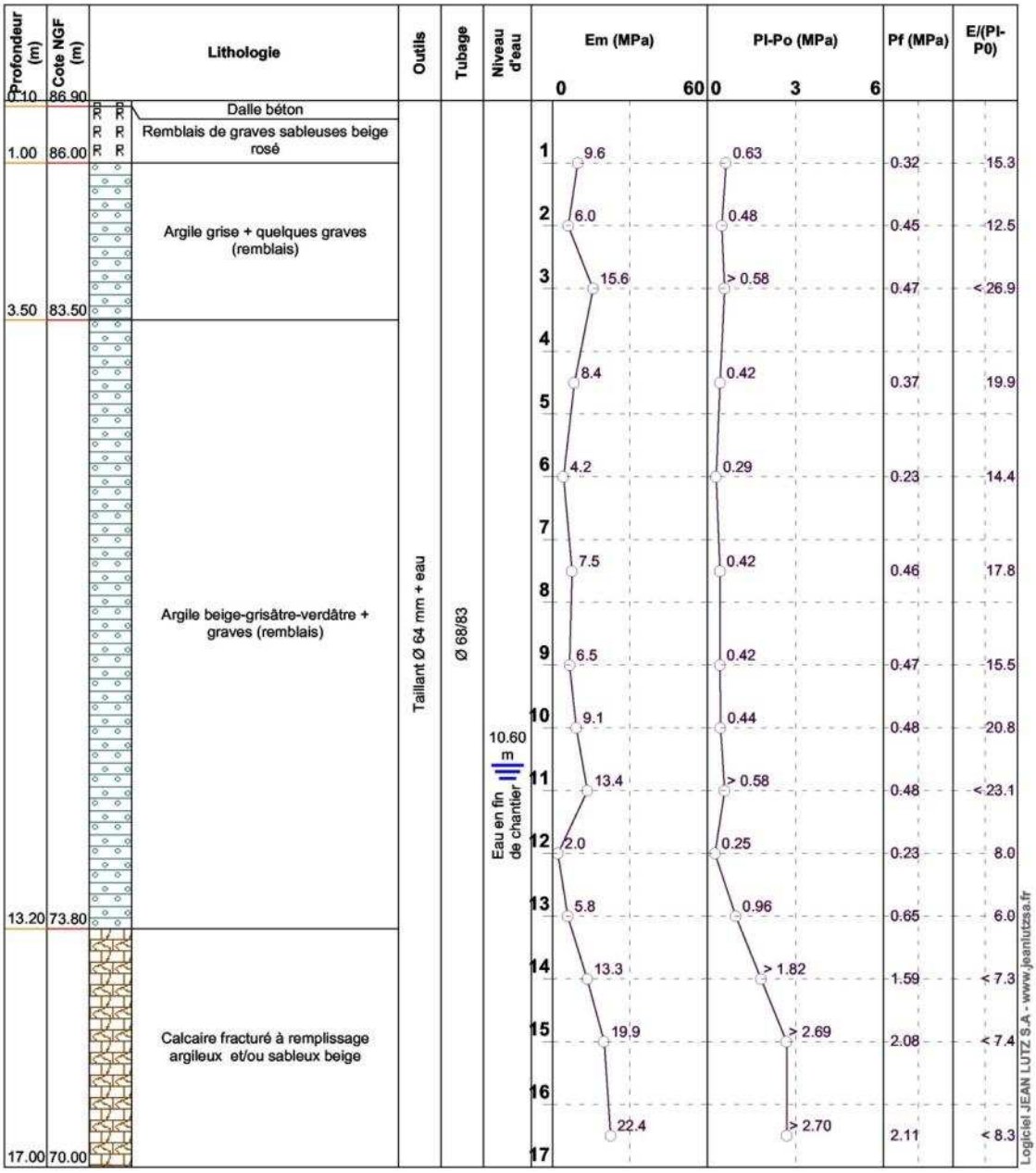
BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES
MONTPELLIER

Date : 29/05/2013 Cote NGF : 87.00 Profondeur : 0.00 - 17.00 m

Machine : WD

Sondage : SP2

EXGTE 2.30/GTE



Affaire EMO.13.114

BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES
MONTPELLIER

Date : **04/06/2013** Cote NGF : **87.00** Profondeur : **0.00 - 12.00 m**
Machine : **SOCOMAFOR**

Sondage : SC4

EXGTE 2.30/GTE

Profondeur (m)	Cote NGF (m)	Lithologie	Outils	Tubage	Niveau d'eau	Récupération (0 50 100)	Echantillon
0.08	86.92						
		Béton	CR Ø 114 mm 1.50 m	néant	En fin de chantier 2.50 m	1	En caisse
0.45	86.55	Remblais de tout-venant (graves Ø env. 1 à 2 cm à matrice limoneuse marron					
0.85	86.15	Remblais de limons marron à graves anguleuses (Ø env. 1 à 3 cm)					
1.50	85.50	Argile bariolée vert kaki, gris-bleu à gris-brun (remblais)					
2.50	84.50	Argile verdâtre à bariolée gris-jaunâtre, ferme à raide Présence d'éléments plurimillimétriques à centimétriques (Dmax 10 mm) subanguleux (remblais)	CR Ø 116 mm + GSP 12.00 m			2	EI
3.50	83.50	Argile bariolée vert kaki, gris-bleu à gris-brun (remblais)				3	En caisse
3.90	83.10	Argile verdâtre, très molle (remblais)				4	EI
4.50	82.50	Argile verdâtre gris, ferme à raide Présence de quelques éléments plurimillimétriques (remblais)					
5.50	81.50	Argile bariolée vert kaki, gris-bleu à gris-brun (remblais)				5	En caisse
6.50	80.50	Argile verdâtre gris, très molle à ferme Présence de quelques éléments plurimillimétriques (remblais)				6	EI
7.50	79.50	Argile bariolée vert kaki, gris-bleu à gris-brun (remblais)				7	En caisse
7.70	79.30	Argile verdâtre, très molle à ferme Présence de quelques éléments plurimillimétriques (remblais)				8	EI
8.50	78.50	Argile verdâtre à bariolée ocre gris, ferme à raide Présence de quelques éléments plurimillimétriques à centimétriques (Dmax 15 mm) subanguleux (remblais)					
12.00	75.00	Argile bariolée vert kaki, gris-bleu à gris-brun (remblais)				9 10 11 12	En caisse

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

Affaire EMO.13.114

BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES
MONTPELLIER

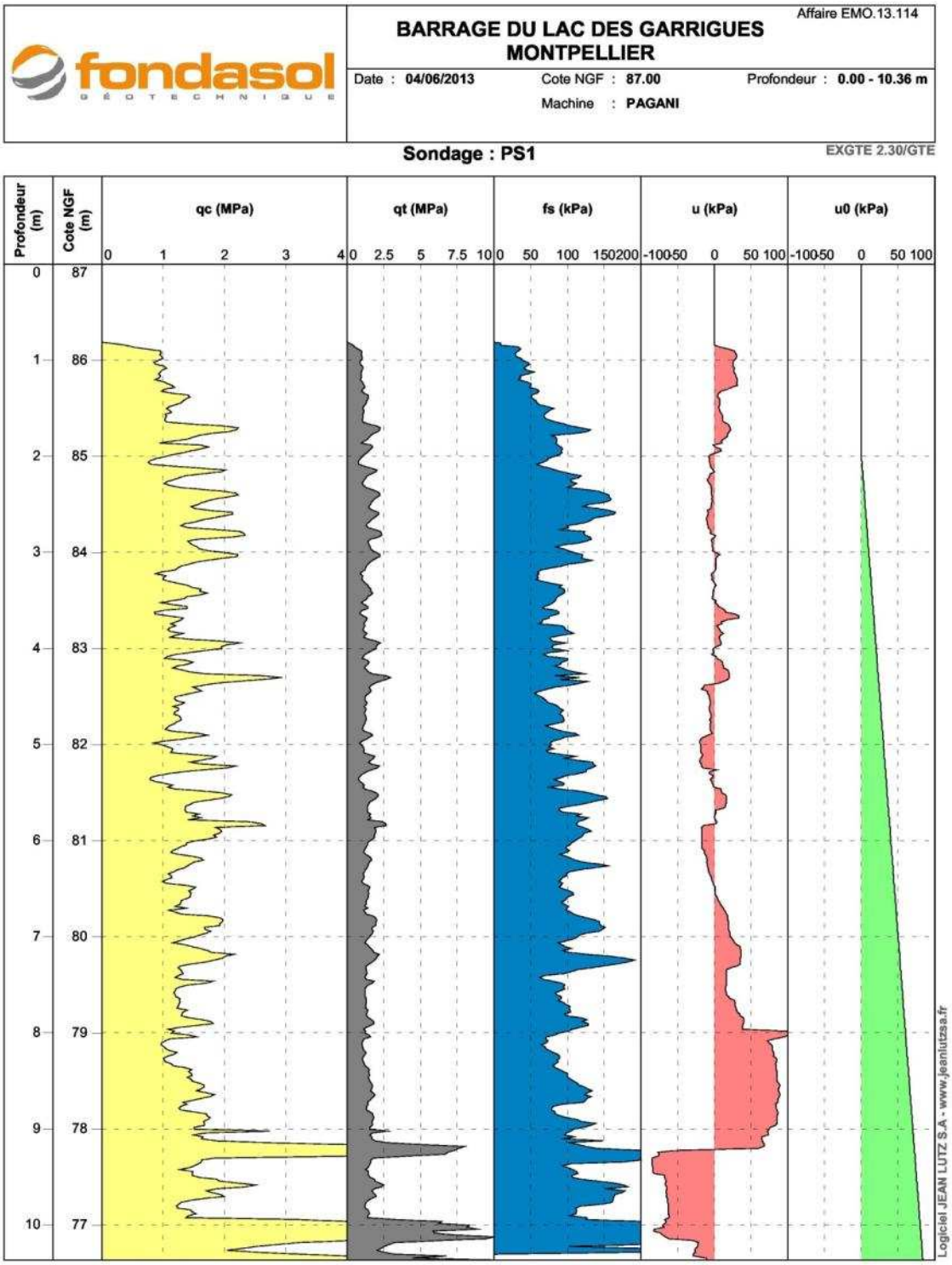
Date : **03/06/2013** Cote NGF : **87.00** Profondeur : **0.00 - 12.00 m**
Machine : **SOCOMAFOR**

Sondage : SC5

EXGTE 2.30/GTE

Profondeur (m)	Cote NGF (m)	Lithologie	Outils	Tubage	Niveau d'eau	Récupération (0 50 100)	Echantillon
0.12	86.88	Béton (pavement de l'allée)	CR Ø 114 mm	néant	3.80 m En fin de chantier	1	En caisse
0.60	86.40	Remblais de tout-venant (graves de Ø environ 1 à 2 cm à matrice limoneuse marron)					
0.90	86.10	Remblais de limon marron, très graveleux à graves anguleuses de Ø env. 1 à 4 cm (probable tout-venant mais plus grossier en granulométrie)					
1.50	85.50	Argile bariolée gris-bleu à vert-kaki (remblais)				2	EI
2.50	84.50	Argile lisse verdâtre à bariolée gris-jaunâtre, ferme à raide Présence de quelques éléments plurimétriques Présence d'une concrétion d'argile raide Ø 80 mm entre 1.83 et 1.88 m (remblais)					
2.65	84.35	Argile bariolée gris-bleu à vert-kaki (remblais)				3	En caisse
3.50	83.50	Argile lisse gris-jaunâtre-verdâtre, ferme à raide (remblais)					
4.50	82.50	Argile verdâtre, très molle, humide (remblais)				4	EI
5.50	81.50	Argile bariolée gris-bleu à vert-kaki (remblais)				5	En caisse
6.50	80.50	Argile lisse verdâtre bariolée gris-rouge, molle à ferme (remblais)				6	EI
7.50	79.50	Argile bariolée gris-bleu à vert-kaki (remblais)				7	En caisse
8.50	78.50	Argile peu graveleuse (graves fines à moyennes, Dmax 12 mm, subanguleuses), très molle, humide				8	EI
12.00	75.00	Argile vert-kaki 1 passage marneux ocre vers 9.00 m (remblais)	12.00 m			9 10 11 12	En caisse

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr


fondasol
GÉOTECHNIQUE
Affaire EMO.13.114
BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES
MONTPELLIER
Date : 04/06/2013
Cote NGF : 87.00
Machine : PAGANI
Profondeur : 0.00 - 10.36 m
Sondage : PS1
EXGTE 2.30/GTE
Profondeur (m)
Cote NGF (m)
qc (MPa)
qt (MPa)
fs (kPa)
u (kPa)
u0 (kPa)
Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

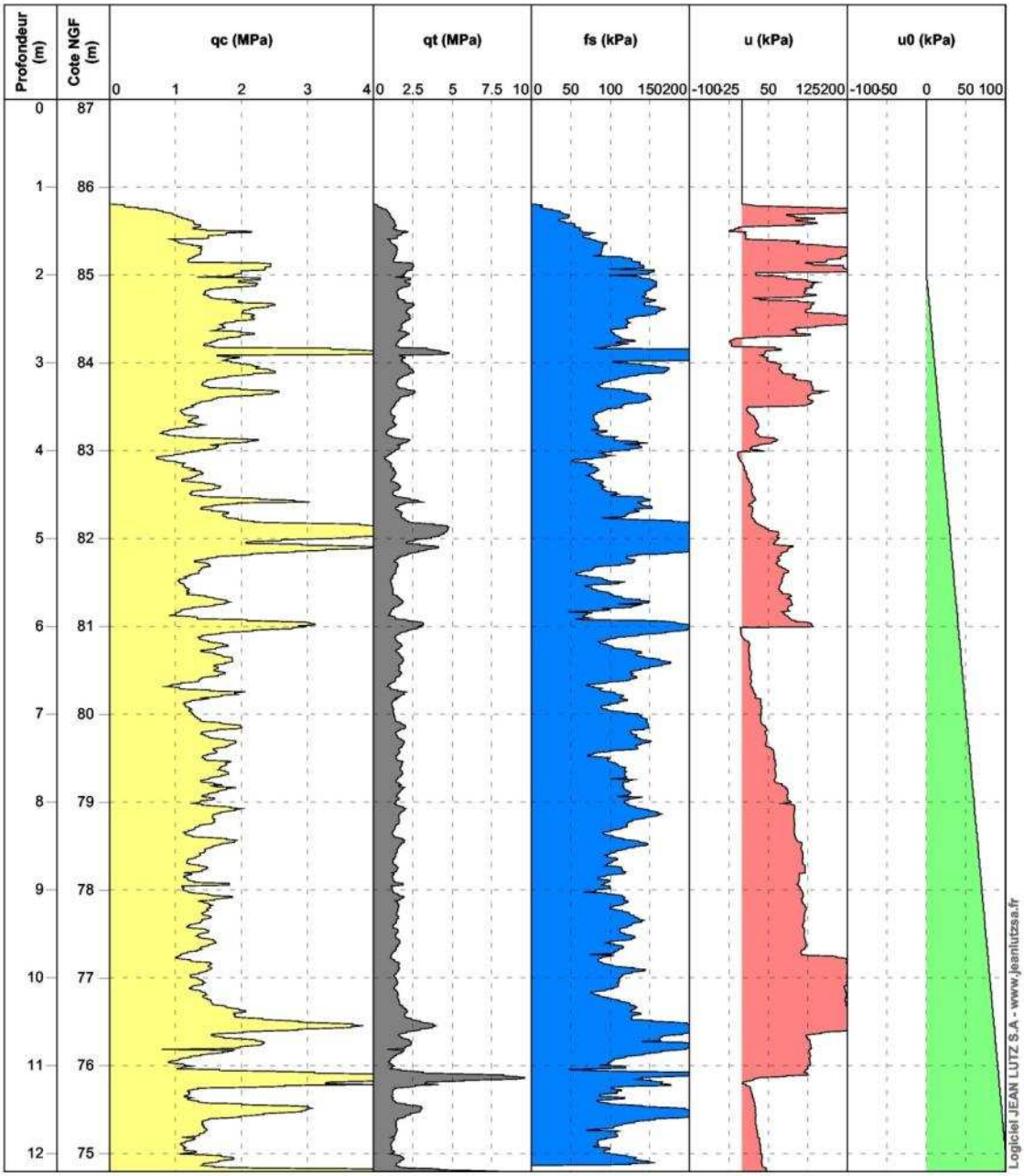
Affaire EMO.13.114

BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES
MONTPELLIER

Date : **06/06/2013** Cote NGF : **87.00** Profondeur : **0.00 - 12.20 m**
Machine : **PAGANI**

Sondage : PS2

EXGTE 2.30/GTE



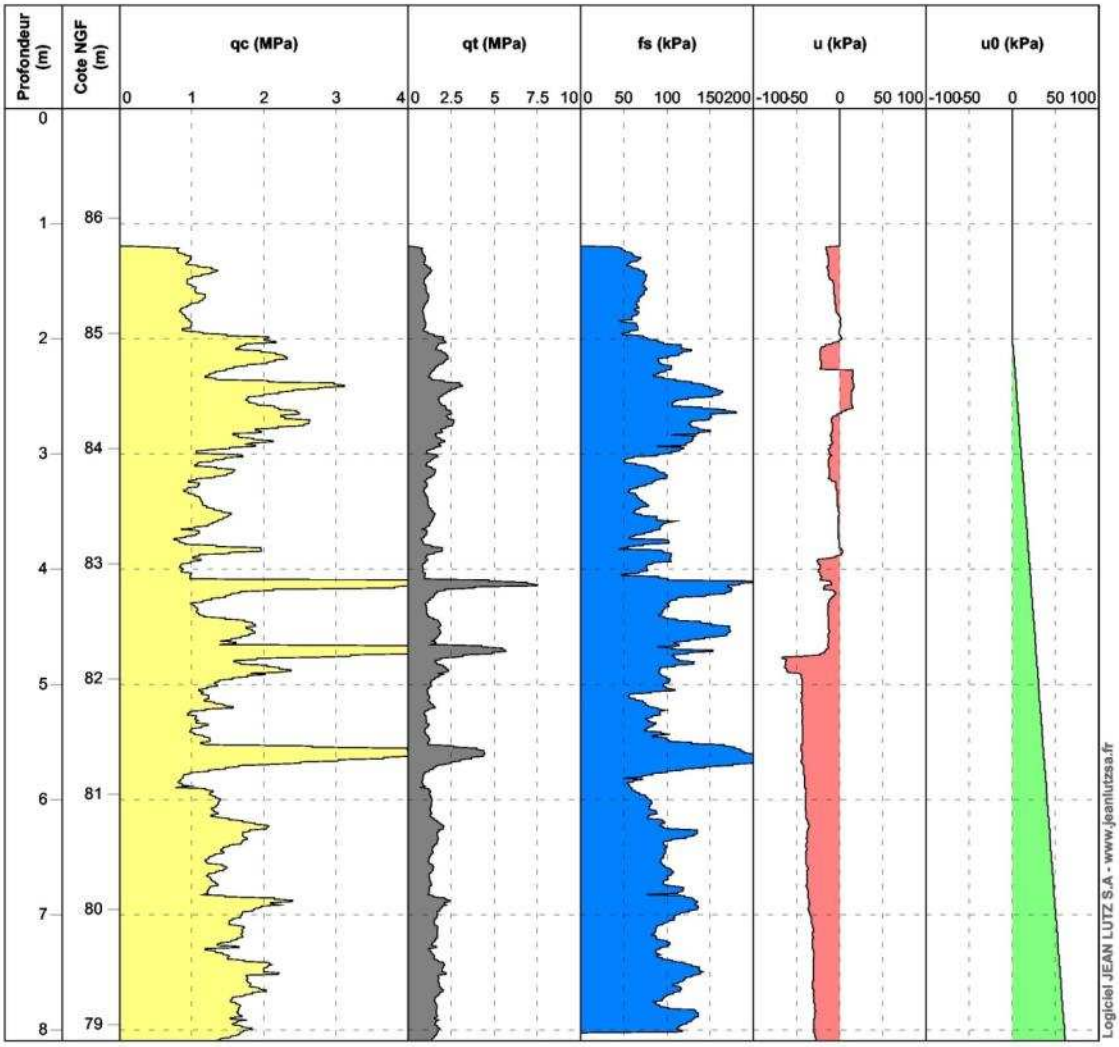
Affaire EMO.13.114

BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES
MONTPELLIER

Date : **05/06/2013** Cote NGF : **86.95** Profondeur : **0.00 - 8.09 m**
Machine : **PAGANI**

Sondage : PS3

EXGTE 2.30/GTE



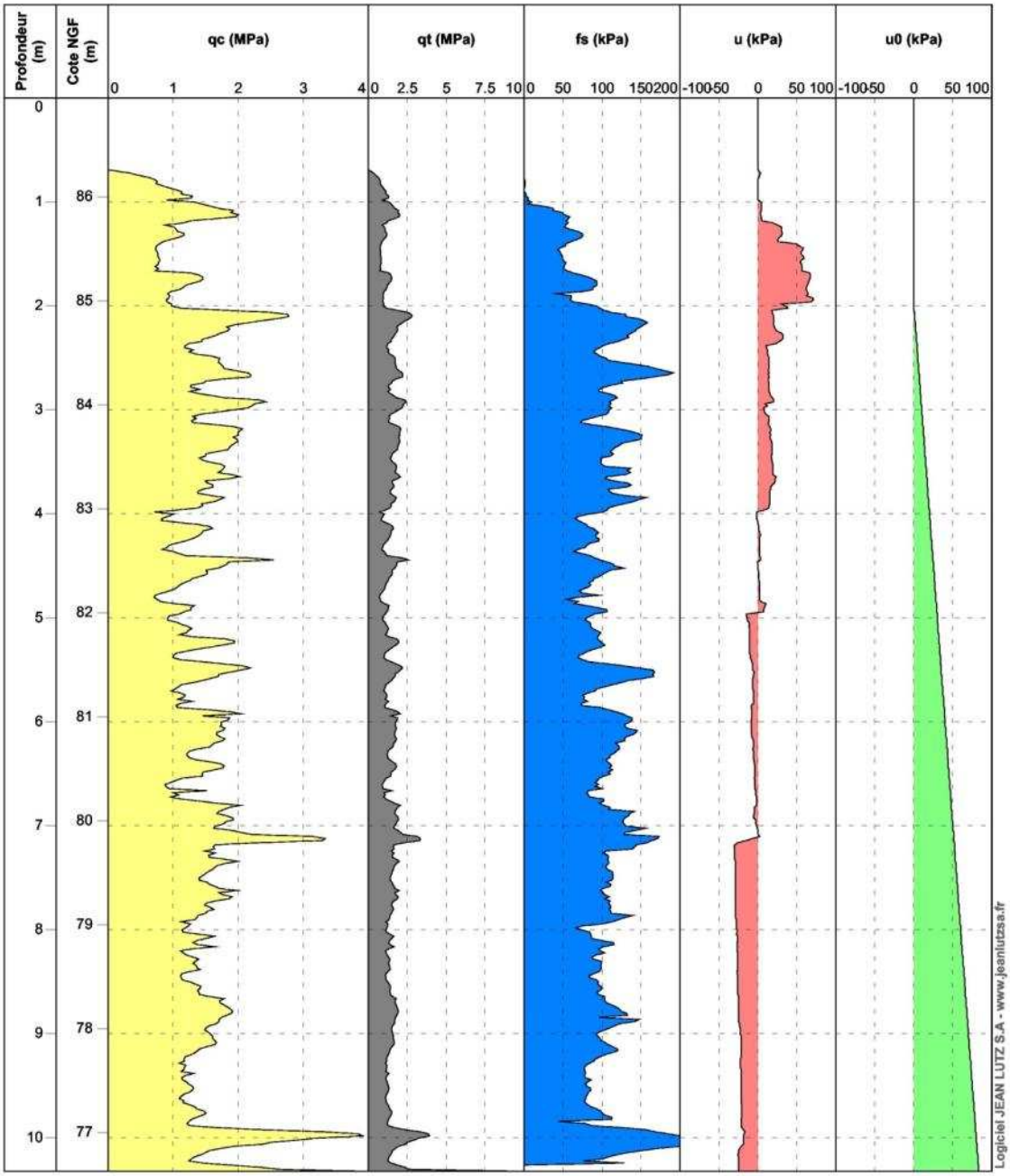
Affaire EMO.13.114

BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES
MONTPELLIER

Date : **05/06/2013** Cote NGF : **86.95** Profondeur : **0.00 - 10.32 m**
Machine : **PAGANI**

Sondage : PS4

EXGTE 2.30/GTE



3

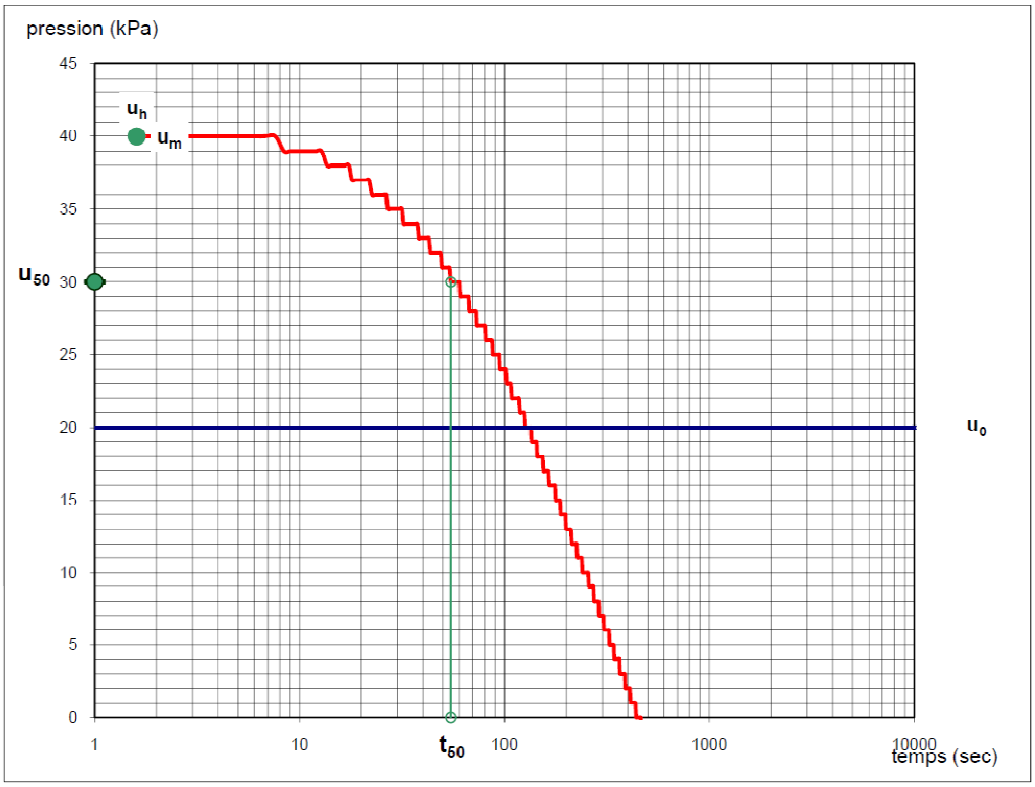
fondasol GÉOTECHNIQUE

ESSAI DE DISSIPATION AU PIEZOCONE

réalisé selon la norme NP P 94-119

FTQ 234-6-1 v 2

AFFAIRE N° :	EMO13114
NOM DE L'AFFAIRE :	LAC DES GARRIGUES - MON
SONDAGE N° :	PS2
DATE :	06/06/2013
PROFONDEUR DE L'ESSAI	4.00 m
PROFONDEUR DE NAPPE :	2.00 m



RESULTATS						
durée de l'essai :	t_{fin} =	5418	sec	soit	90 min	18 sec
Pression interstitielle initiale :	u_{h} =	40	kPa			
Pression interstitielle minimale :	u_m =	40	kPa			
Temps écoulé à la pression maximale :	t_m =	2	sec			
Pression interstitielle en fin d'essai :	u_{fin} =	-11	kPa	soit	100% de dissipation	
Pression interstitielle au repos :	u_0 =	20	kPa			
Pression interstitielle à 50% de dissipation :	u_{50} =	30	kPa			
Temps écoulé à 50% de la dissipation :	t_{50} =	55	sec	soit	1 min	55 sec

CARACTERISTIQUES DU PIEZOCONE	
Pointe n° :	3968
Section du cône :	10 cm^2
Surface du manchon de frottement :	150 cm^2

OBSERVATIONS :
bonne qualité de saturation de la pointe
sol contractant

3

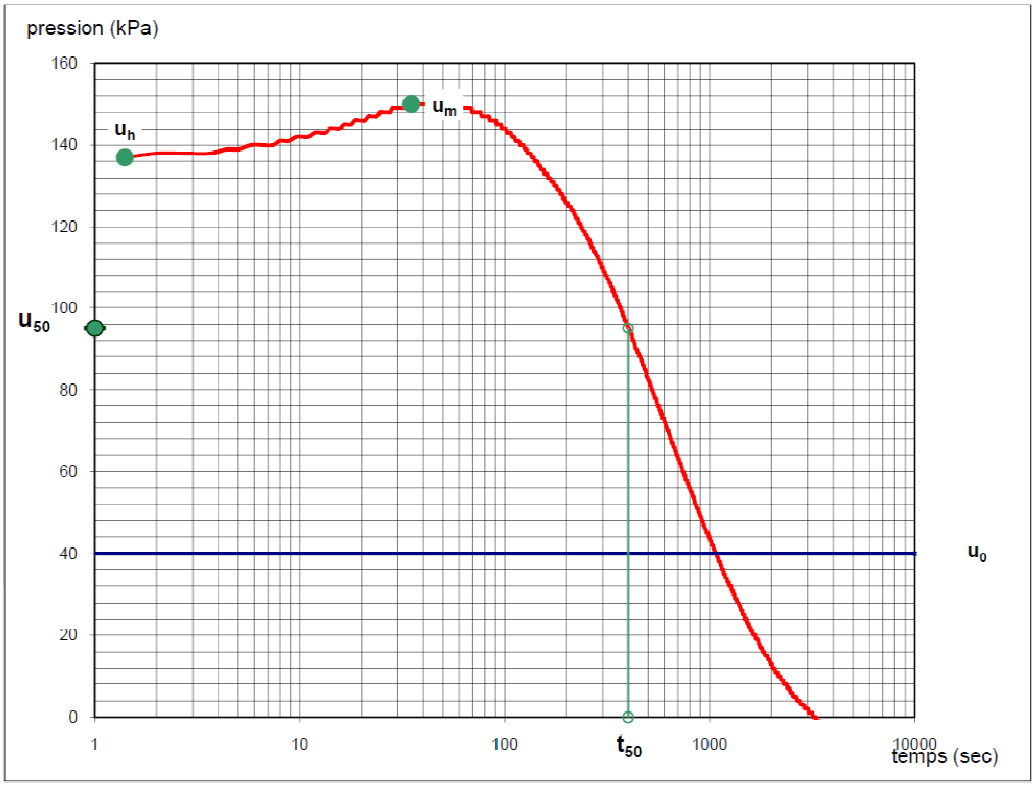
fondasol

ESSAI DE DISSIPATION AU PIEZOCONE

réalisé selon la norme NP P 94-119

FTQ 234-6-1 v 2

AFFAIRE N° :	EMO13114
NOM DE L'AFFAIRE :	LAC DES GARRIGUES - MON
SONDAGE N° :	PS2
DATE :	06/06/2013
PROFONDEUR DE L'ESSAI	6.00 m
PROFONDEUR DE NAPPE :	2.00 m



RESULTATS

durée de l'essai :	t_{fin} =	6063	sec	soit	101 min	3 sec
Pression interstitielle initiale :	u_i =	137	kPa			
Pression interstitielle maximale :	u_m =	150	kPa			
Temps écoulé à la pression maximale :	t_m =	35	sec			
Pression interstitielle en fin d'essai :	u_{fin} =	-8	kPa	soit	100% de dissipation	
Pression interstitielle au repos :	u_0 =	40	kPa			
Pression interstitielle à 50% de dissipation :	u_{50} =	95	kPa			
Temps écoulé à 50% de la dissipation :	t_{50} =	400	sec	soit	7 min	40 sec

CARACTERISTIQUES DU PIEZOCONE

Pointe n° :	3968
Section du cône :	10 cm^2
Surface du manchon de frottement :	150 cm^2

OBSERVATIONS :

sol contractant

3

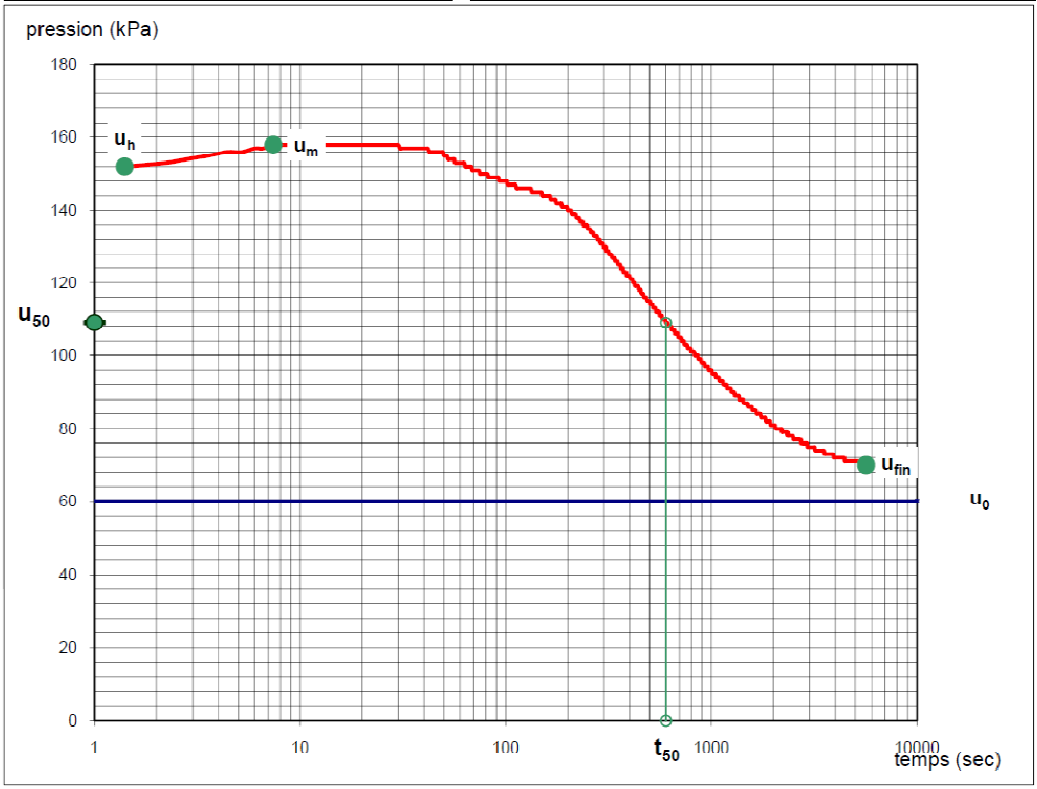
fondasol GEOTECHNIQUE

ESSAI DE DISSIPATION AU PIEZOCONE

réalisé selon la norme NP P 94-119

FTQ 234-6-1 v 2

AFFAIRE N° :	EMO13114
NOM DE L'AFFAIRE :	LAC DES GARRIGUES - MONT
SONDAGE N° :	PS2
DATE :	06/06/2013
PROFONDEUR DE L'ESSAI	8.01 m
PROFONDEUR DE NAPPE :	2.00 m



RESULTATS

durée de l'essai :	t_{fin} =	5646	sec	soit	94 min	6 sec
Pression interstitielle initiale :	u_h =	152	kPa			
Pression interstitielle maximale :	u_m =	158	kPa			
Temps écoulé à la pression maximale :	t_m =	7	sec			
Pression interstitielle en fin d'essai :	u_{fin} =	70	kPa	soit	90% de dissipation	
Pression interstitielle au repos :	u_0 =	60	kPa			
Pression interstitielle à 50% de dissipation :	u_{50} =	109	kPa			
Temps écoulé à 50% de la dissipation :	t_{50} =	601	sec	soit	10 min	1 sec

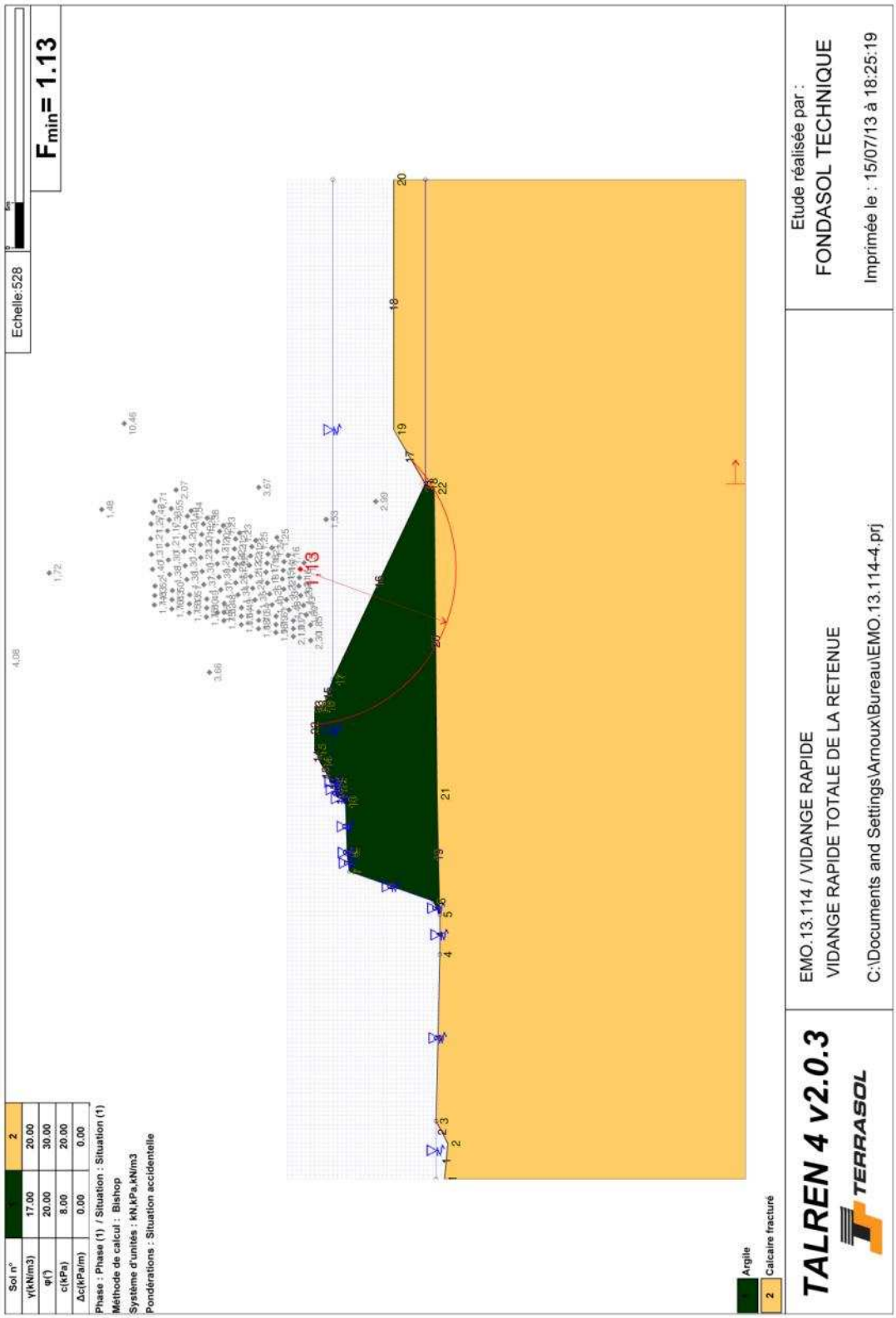
CARACTERISTIQUES DU PIEZOCONE

Pointe n° :	3968
Section du cône :	10 cm^2
Surface du manchon de frottement :	150 cm^2

OBSERVATIONS :

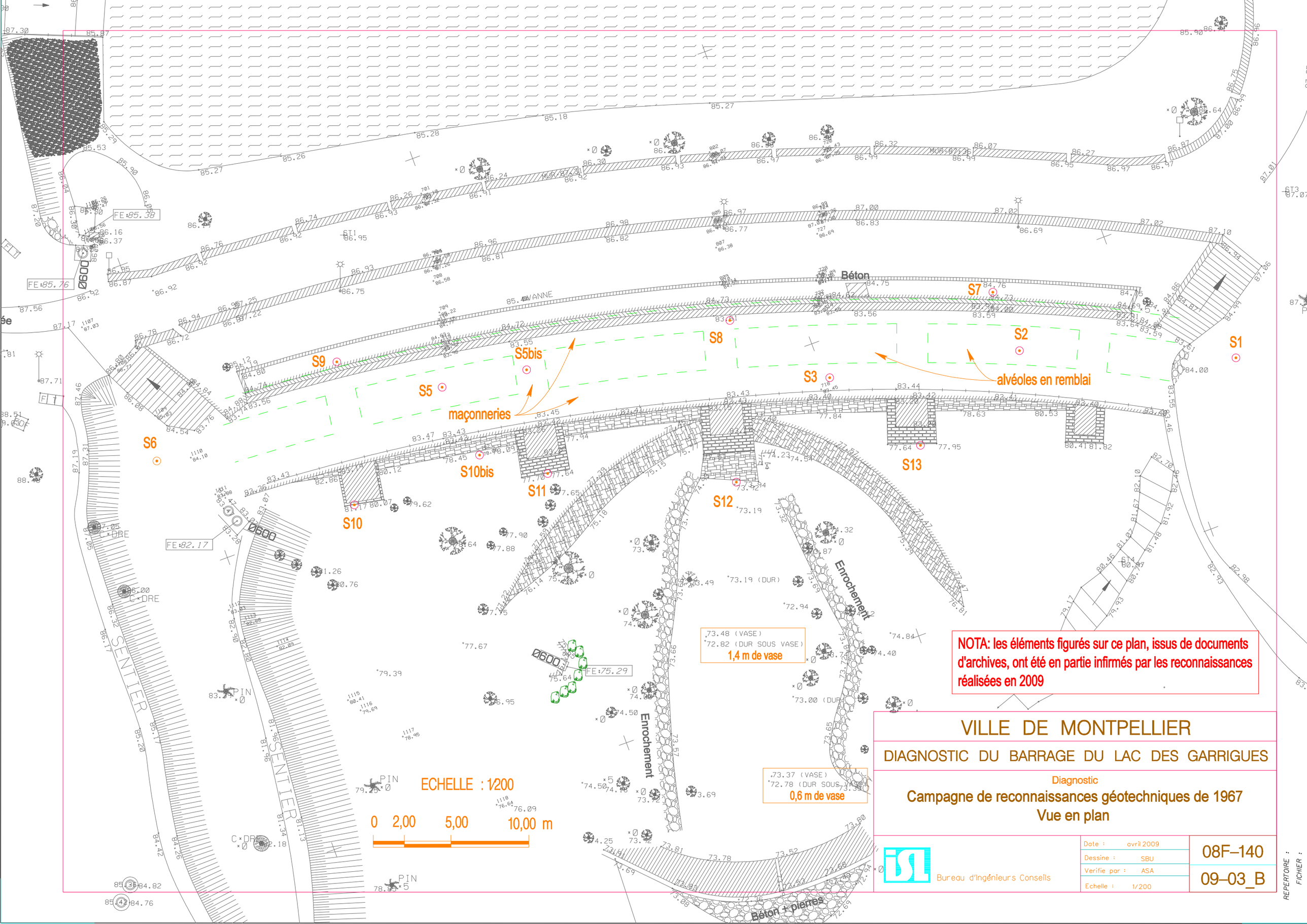
bonne qualité de saturation de la pointe

sol contractant


Fmin= 1.13
Echelle:528
Etude réalisée par :
FONDASOL TECHNIQUE
Imprimée le : 15/07/13 à 18:25:19
EMO.13.114 / VIDANGE RAPIDE
VIDANGE RAPIDE TOTALE DE LA RETENUE
C:\Documents and Settings\Arnoux\Bureau\EMO.13.114-4.prj
TALREN 4 v2.0.3
TERRASOL
Sol n°
γ(kN/m3)
φ(°)
c(kPa)
Δc(kPa/m)
Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)
Méthode de calcul : : Bishop
Système d'unités : kN,kPa,kN/m3
Pondérations : Situation accidentelle
Argile
Calcaire fracturé

ANNEXE 2

PLANS 03 A 06 DIAGNOSTIC ISL DE 2009



NOTA: les éléments figurés sur ce plan, issus de documents d'archives, ont été en partie infirmés par les reconnaissances réalisées en 2009

VILLE DE MONTPELLIER

DIAGNOSTIC DU BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES

Diagnostic

Campagne de reconnaissances géotechniques de 1967
Vue en plan

Bureau d'Ingénieurs Conseils

Date :	avril 2009
Dessine :	SBU
Verifie par :	ASA
Echelle :	1/200

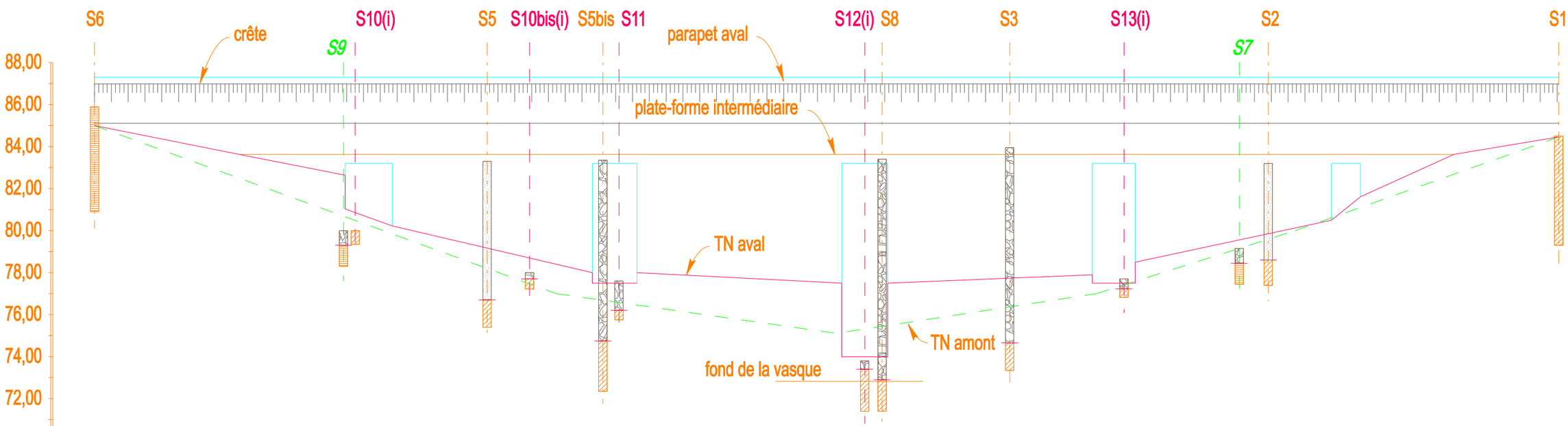
08F–140

09–03_B

REPERTOIRE :

FICHIER :

ELEVATION AVAL (reconnaissances 1967)



Légende:

S9	sondage amont		calcaire sain
S8	sondage plate-forme intermédiaire		calcaire fracturé
S11	sondage aval		remblai
S10(i)	sondage incliné		maçonnerie

NOTA: les éléments figurés sur ce plan, issus de documents d'archives, ont été en partie infirmés par les reconnaissances réalisées en 2009

ECHELLE : 1/200

0 2,00 5,00 10,00 20,00 m

VILLE DE MONTPELLIER

DIAGNOSTIC DU BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES

Diagnostic

Campagne de reconnaissances géotechniques 1967
Report sur élévation

Bureau d'Ingénieurs Conseils

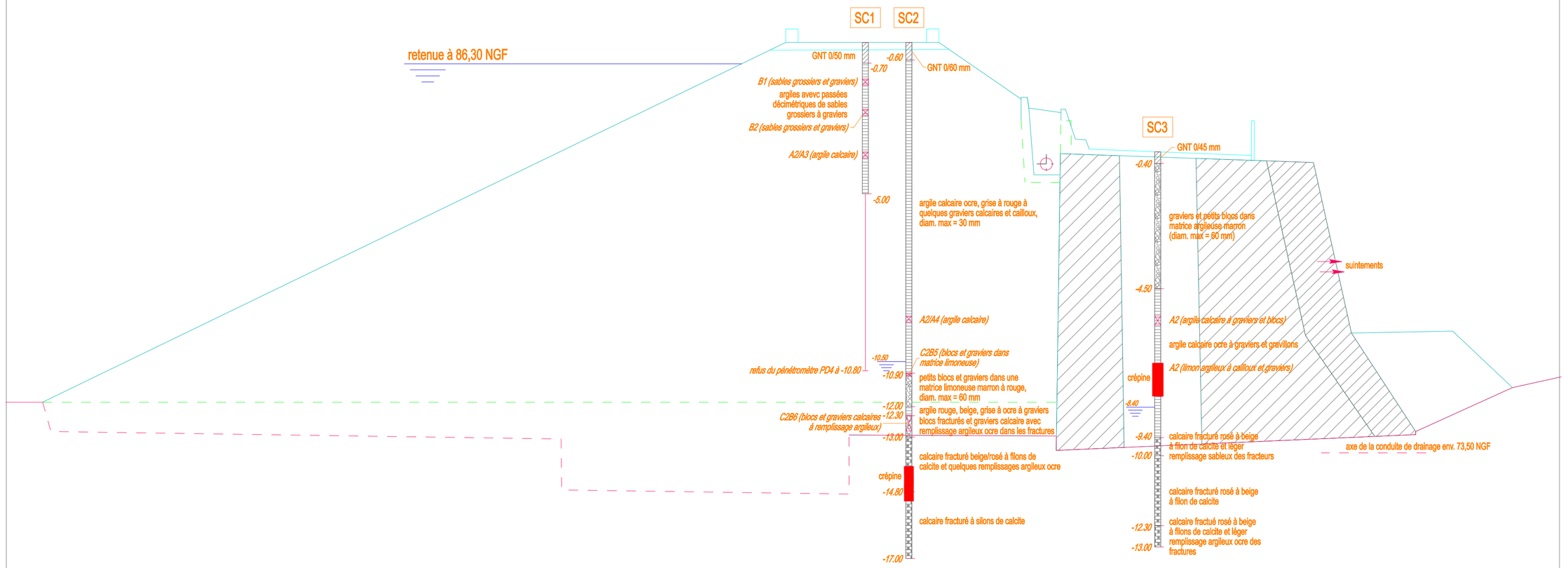
Date : avril 2009
Dessine : SBU
Verifie par : ASA
Echelle : 1/200

08F–140

09–04

REPERTOIRE :

FICHIER :



ECHELLE : 1/100

0 1,00 2,50 5,00 10,00 m

VILLE DE MONTPELLIER

DIAGNOSTIC DU BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES

Diagnostic

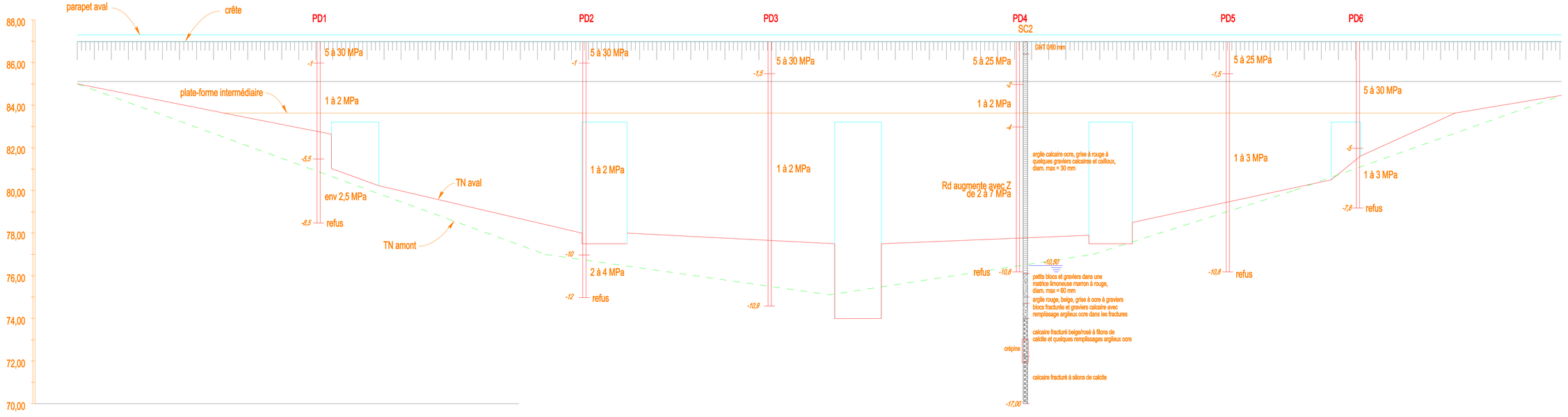
Coupe des reconnaissances 2009

Bureau d'Ingénieurs Conseils

Date : novembre 2009
Dessiné : SBU
Vérifié par : ASA
Echelle : 1/100

08F–140
09–05

RECONNAISSANCES DEPUIS LA CRETE



ECHELLE : 1/100

0 1,00 2,50 5,00 10,00 m

VILLE DE MONTPELLIER

DIAGNOSTIC DU BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES

Diagnostic

Campagne de reconnaissances géotechniques 2009

Bureau d'Ingénieurs Conseils

Date :	novembre 2009
Dessiné :	SBU
Verifié par :	ASA
Echelle :	1/100

08F–140

09–06

REPERTOIRE :
FICHIER :

ANNEXE 3

HYDROLOGIE ISL DE 2009

5. ETUDE HYDROLOGIQUE

5.1 Objectifs de l'étude hydrologique

Les objectifs poursuivis sont les suivants :

- fixer la période de retour de la crue de projet en fonction des caractéristiques de l'aménagement,
- estimer l'hydrogramme de la crue de projet par une analyse statistique des pluies et la mise en œuvre d'un modèle de transformation pluie-débit,
- apprécier les conditions d'évacuation de la crue de projet à partir d'une modélisation hydraulique.

5.2 Choix de la période de retour de la crue de projet

Pour estimer la crue de projet, la formule $H^2*V^{0.5}$, l'ouvrage *Petits barrage, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi* propose des recommandations pour déterminer, en premier approche, la crue de projet à partir du volume V et de la hauteur H de la retenue. La grille retenue est figurée dans le tableau suivant :

$H^2*V^{0.5}$	< 5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	> 700
Période de retour en années	100	500	1 000	5 000	10 000

Dans le cas du barrage du Lac des Garrigues : $H^2*V^{0.5}=45$ avec

- H : hauteur d'eau entre l'aplomb du barrage et le fond du talweg (13 m)
- V volume de la retenue normale (0,07 millions de m3)

La période de retour recommandée pour la crue de projet est de 1 000 ans.

Les enjeux associés à la rupture du barrage selon le mode le plus probable sont également à prendre en compte. En première approche, ces enjeux sont jugés faibles pour les raisons suivantes :

- une rupture brutale du barrage ne paraît pas envisageable ;
- aucun enjeu n'est implanté dans le talweg en aval du barrage jusqu'à la confluence avec la Mosson ;
- le bassin versant de la Mosson au droit de la confluence avec le talweg sur lequel est implanté le barrage est de l'ordre de 160 km² ; le volume du bassin (environ 70 000 m3) représente seulement 0,4 mm de ruissellement à l'échelle du bassin de la Mosson (70 000 m3 / 160 km² = 0,4 mm) ; cette valeur ne peut générer une crue importante de la Mosson.

Ces éléments seront détaillés dans le cadre du rapport de seconde phase qui inclut l'étude de l'onde de rupture du barrage.

Les enjeux étant faibles, il est proposé de retenir pour la crue de projet une période de retour de 1 000 ans. Une analyse des conditions d'écoulement pour une période de retour de 10 000 ans est néanmoins présentée au § 5.6.2.

5.3 Caractéristiques du bassin versant

5.3.1 Morphologie

Le tableau suivant présente les caractéristiques géométriques du bassin versant du lac des Garrigues au droit du barrage :

Surface	Point haut	Point bas	Plus long chemin hydraulique	Pente pondérée
0.33 km²	119 m NGF	74.9 m NGF	570 m	0,0395 m/m

Les cartes n°1 et 2 présentent la localisation du bassin versant.

Le temps de concentration du bassin versant a été estimé à environ 0,12 h (7 minutes) à l'aide de la méthode « Bressand Golossof » développée par la DDE du Gard. Cette méthode, de type rationnelle, permet d'estimer les débits de crues rares et exceptionnels et est spécialement adaptée aux petits bassins versants (S < 20 km²). Une présentation de cette méthode est donnée en annexe 6.

5.3.2 Géologie et occupation des sols

Les points hauts du bassin versant du barrage des Garrigues se situent sur des calcaires massifs. En fond de vallée, les terrains du substratum sont à dominante de calcaires et de marnes.

Une analyse de l'occupation des sols a été réalisée à partir des différents supports de l'IGN, permettant d'observer que la répartition suivante :

- zones urbaines : 73 %,
- zones boisées : 20 %,
- lac des Garrigues : 7 %.

5.4 Données pluviométriques

5.4.1 Préambule

Les données pluviométriques recherchées concernent les cumuls aux pas de temps 15 minutes et 24 h. Ces données permettent de construire des pluies de projet permettant d'être cohérent avec :

- des événements orageux intenses en termes de débit de pointe (cumuls sur 15 minutes),
- des pluies régulières de 24 h en termes de volumes écoulés (cumuls sur 24 h).

5.4.2 Quantiles SHYREG

Les quantiles SHYREG dans la région de Montpellier sont présentés dans le tableau suivant pour les périodes de retour 10 ans à 1000 ans. Pour plus d'information sur la méthode SHYREG, on pourra se reporter à l'annexe 7 :

Quantiles Shyreg de pluie

Période de retour	*15 min*	*30 min*	*1 h*	*3 h*	*6 h*	*24 h*
10 ans	*22*	*35*	*54*	*91*	*121*	*189*
100 ans	*40*	*62*	*98*	*161*	*219*	*367*
1000 ans	*59*	*93*	*146*	*233*	*327*	*546*

5.4.3 Données Météo France au droit du poste de Montpellier Bel Air

– ***Pluies de courtes durées au poste de Montpellier Bel Air***

Le tableau suivant présente les quantiles de pluie sur 15, 30 minutes et 1h pour des périodes de retour de 10 et 100 ans fournis par Météo France. La durée sur laquelle porte le traitement est de 53 ans (1957-2006).

	Quantiles de pluie au poste de Montpellier (mm)		
	15 minutes	30 minutes	1 h
10 ans	*26*	*37*	*53*
100 ans	*39*	*56*	*81*

Le tableau suivant présente les coefficients de Montana établis au droit du poste.

Durée de retour	Coefficient de montana du poste de Montpellier	
	6 minutes à 1 heure	
	A	B
10 ans	*6.3*	*0.48*
100 ans	*9.4*	*0.47*

On rappelle que le cumul « h » sur une durée « t » est calculé de la manière suivante : $h = a.t^{1-b}$ Avec

– *h = hauteur correspondant au pas de temps considéré, en mm*

– *t = pas de temps en minutes*

– ***Pluies de longues durées au poste de Montpellier Bel Air***

Le tableau suivant présente les quantiles de pluie sur 3h à 24h pour des périodes de retour de 10 et 100 ans fournis par Météo France. Les valeurs du poste de Montpellier sont réputées sous-évaluées par rapport aux valeurs régionales établis à partir des postes de l'arc méditerranéen du Gard à l'Aude.

	1 h	3 h	6 h	24 h
10 ans	*53*	*77*	*93*	*136*
100 ans	*81*	*120*	*145*	*212*

5.4.4 Valeurs régionales

Différentes analyses régionales ont été produites dans le cadre d'études réalisées :

– pour ASF et la SCNF dans le cadre de projets structurants régionaux,

– pour la DDE de l'Aude dans le cadre de la définition de l'ensemble des PPRI de l'Aude.

Ces études ont conduit à proposer les ordres de grandeur suivant dans la région de Montpellier :

	1 h	3 h	6 h	24 h
10 ans	*~ 55*	*~ 100*	*~145*	*~ 165*
100 ans	*~ 100*	*~160*	*~250*	*~300*

Une extrapolation du gradex à partir de 10 et 100 ans conduit aux valeurs suivantes pour T=1000 ans.

	Ordre de grandeur des approches régionales			
	1 h	3 h	6 h	24 h
1 000 ans	*~145*	*~220*	*~355*	*~435*

Ces valeurs sont jugées plus représentatives de la région de Montpellier que celles obtenues au droit du poste de Montpellier pour les durées considérées.

5.4.5 Comparaison des données SHYREG et METEO France sur les courtes durées

– ***Pluies de courtes durées***

Le tableau suivant compare les valeurs fournies par Météo-France aux données SHYREG en extrapolant, pour les cumuls Météo-France, les valeurs pour T=1 000 ans avec le gradex calculé entre T=10 ans et T=100 ans.

Durée	100 ans SHYREG	100 ans Poste Montpellier	100 ans régionale	1 000 ans SHYREG	1 000 ans Poste Montpellier*
15 minutes	*40*	*39*		*59*	*52*
30 minutes	*62*	*56*		*93*	*75*
1 h	*98*	*81*	***100***	*146*	*109*

Pour une période de retour 1000 ans, les données Météo-France et SHYREG sont cohérentes. Les écarts s'amenuisent avec les durées considérées (12% pour une durée de 15 minutes).

– ***Pluies de longues durées***

Durée	100 ans SHYREG	100 ans Poste Montpellier	100 ans Régionale	1 000 ans SHYREG	1 000 ans Poste Montpellier*	1 000 ans Régionale
1 h	*98*	*81*	***100***	*146*		***145***
3 h	*161*	*120*	***160***	*233*		***220***
6 h	*219*	*145*	***250***	*327*		***355***
24 h	*367*	*212*	***300***	*546*		***435***

Pour une durée de 1h, toutes les approches sont cohérentes et on retrouve une valeur de l'ordre de 100 mm/h pour une période de retour 100 ans.

Au-delà d'une heure, les valeurs ajustées par Météo-France au droit du poste de Montpellier paraissent faibles au regard des valeurs issues d'approches régionales.

Pour une période de retour 100 ans, les approches régionales et SHYREG (qui est aussi une approche régionalisée) conduisent à des valeurs cohérentes jusqu'à une durée de 6 h. Des écarts notables sont constatés pour une durée de 24 h, les valeurs SHYREG étant supérieures d'environ 25% à celles des autres approches régionales.

5.4.6 Choix des pluies de référence

Les valeurs fournies par SHYREG sont retenues comme valeurs de référence pour les raisons suivantes :

- pour les courtes durées inférieures (15 minutes à 1 h), les valeurs fournies par SHYREG sont cohérentes avec celles obtenues au droit du poste de Montpellier tout en étant légèrement majorantes ;
- pour les durées comprises entre 1h et 3 h, les valeurs fournies par SHYREG sont cohérentes avec autres approches régionales ;
- pour les durées comprises entre 6h et 24 h, les valeurs fournies par SHYREG sont jugées fortes mais ont une incidence marginale :
  - . sur le débit de pointe compte tenu de la taille du bassin versant (33 ha),
  - . sur le laminage, la capacité de l'évacuateur et le volume de laminage étant pratiquement négligeable (cf. § 5.6)

Le tableau suivant rappelle les valeurs de référence qui seront considérées pour déterminer les hydrogrammes de référence.

Quantiles Shyreg de pluie

Période de retour	*15 min*	*30 min*	*1 h*	*3 h*	*6 h*	*24 h*
10 ans	*22*	*35*	*54*	*91*	*121*	*189*
100 ans	*40*	*62*	*98*	*161*	*219*	*367*
1000 ans	*59*	*93*	*146*	*233*	*327*	*546*

5.5 Estimation des hydrogrammes de référence

5.5.1 Estimation du débit centennal : Méthode de « Bressand-Golossof »

Une premier estimation du débit de pointe centennal a été réalisé à l'aide de la méthode « Bressand-Golossof ». Une présentation de cette méthode est donnée en annexe 6.

Le débit centennal estimé à l'aide de cette méthode est de 14 m^3/s.

5.5.2 Modélisation pluie-débit

– ***Présentation du modèle***

Une modélisation pluie/débit a été réalisée à l'aide du logiciel ECRET[ISL]. Il comprend :

– un module pluie-débit de type hydrogramme unitaire SCS (Soil Conservation Service) ; cette méthode permet dans un premier temps le calcul du volume d'eau ruisselée à partir du hyétogramme, via le coefficient CN (Curve Number), et dans un second temps la construction d'un hydrogramme unitaire ;

– un module de propagation de type Muskingum qui permet de simuler les transferts, l'atténuation et le cumul des hydrogrammes dans les biefs ;

– un module de laminage qui permet d'introduire les retenues (lois hauteur-surface) et les caractéristiques hydrauliques des ouvrages d'évacuation (déversoir, pertuis …).

Il a été développé par ISL pour l'étude de 300 ouvrages écrêteurs dans le cadre du Schéma Départemental d'Aménagement pour la Prévention des Inondations dans le département du Gard réalisé pour le compte du Conseil Général du Gard.

– ***Détermination du coefficient CN :***

CN est un coefficient représentatif de la nature du sol, de son occupation et des antécédents pluvieux. L'appréciation des volumes d'eau ruisselés se ramène donc à l'évaluation de ce paramètre.

Une valeur moyenne du coefficient CN a été estimée selon la grille de croisement insérée en page suivante. La géologie ainsi que l'occupation des sols au sein du bassin versant ont été présentées au paragraphe 5.3.2:

Valeurs de CN		1	2	3	4
		Granites Schistes	Calcaires marneux	Calcaires massifs	Alluvions
1	Aéroports, Centres bourgs et Centres anciens	95	93	91	90
2	Réseau routier	95	93	91	90
3	Zones industrielles et commerciales, Zones portuaires, Habitats continus collectifs et individuels	95	90	87	85
4	Habitats discontinus collectifs et individuels	85	78	73	70
5	Territoires agricoles	86	78	73	70
6	Zones boisées feuillus et résineux dominants	75	65	58	55
7	Chantiers mines décharges, Espaces de sport et loisir, Zones humides, Lagunes, Marais salant, Zones végétalisées non boisées	82	74	68	65
8	Zones peu ou pas végétalisées, Roches nues	80	75	72	70
9	Cours d'eau, Plans d'eau	100	100	100	100

Nota : Cette grille a été élaborée en considérant des antécédents pluvieux moyens.

La décomposition du bassin selon les différentes classes est présentée dans le tableau suivant. Le coefficient moyen retenu à l'échelle du bassin versant est CN = 82 qui représente une valeur forte (faible capacité de rétention).

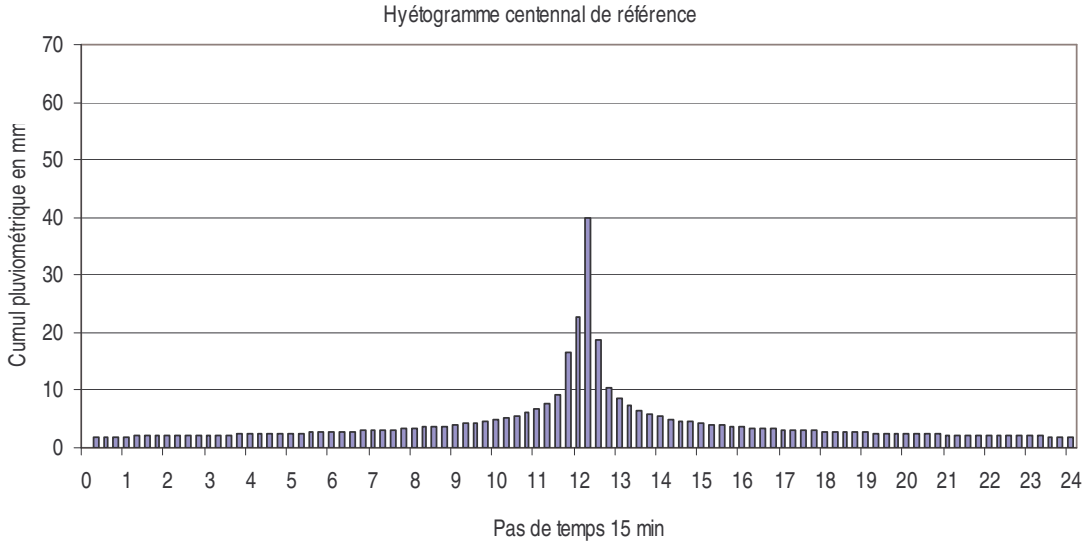
	surface (km²)	% surface	coefficient CN
Plan d'eau	*0.020*	*5.9*	*100*
Garrigue sur calcaires massifs	*0.060*	*18.0*	*58*
Garrigue sur Calcaires marneux	*0.007*	*2.0*	*65*
Urbain sur calcaires massif	*0.211*	*63.4*	*87*
Urbain sur calcaires marneux	*0.035*	*10.7*	*90*
Coefficient CN moyen			*82*

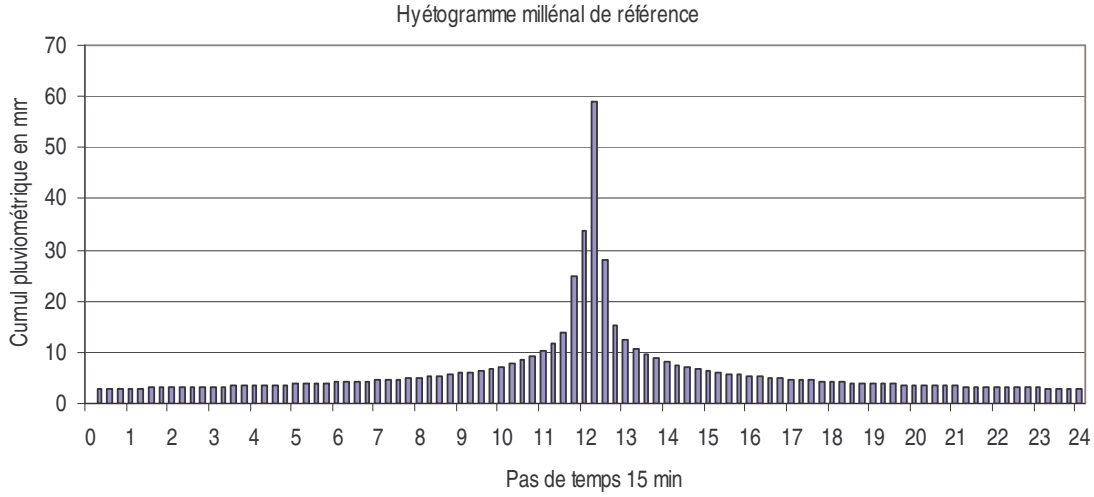
Remarque : Le réseau d'eaux pluviales du bassin versant n'a pas été pris en compte dans le cadre de la présente étude car on peut considérer qu'il sera largement saturé pour les événements rares pris en compte dans le cadre de cette étude (période de retour supérieure à 100 ans).

5.5.3 Définition des hyétogrammes de référence

Les hyétogrammes de projet de période de retour 100 et 1 000 ans ont été construits à partir des cumuls de référence présentés au paragraphe 5.4.6 en considérant un pas de temps de 15 minutes. Ces hyétogrammes respectent les cumuls de référence sur des pas de temps de 15 minutes, 30 minutes, 1h, 3h, 6h et 24h.

Ils sont présentés ci-dessous :



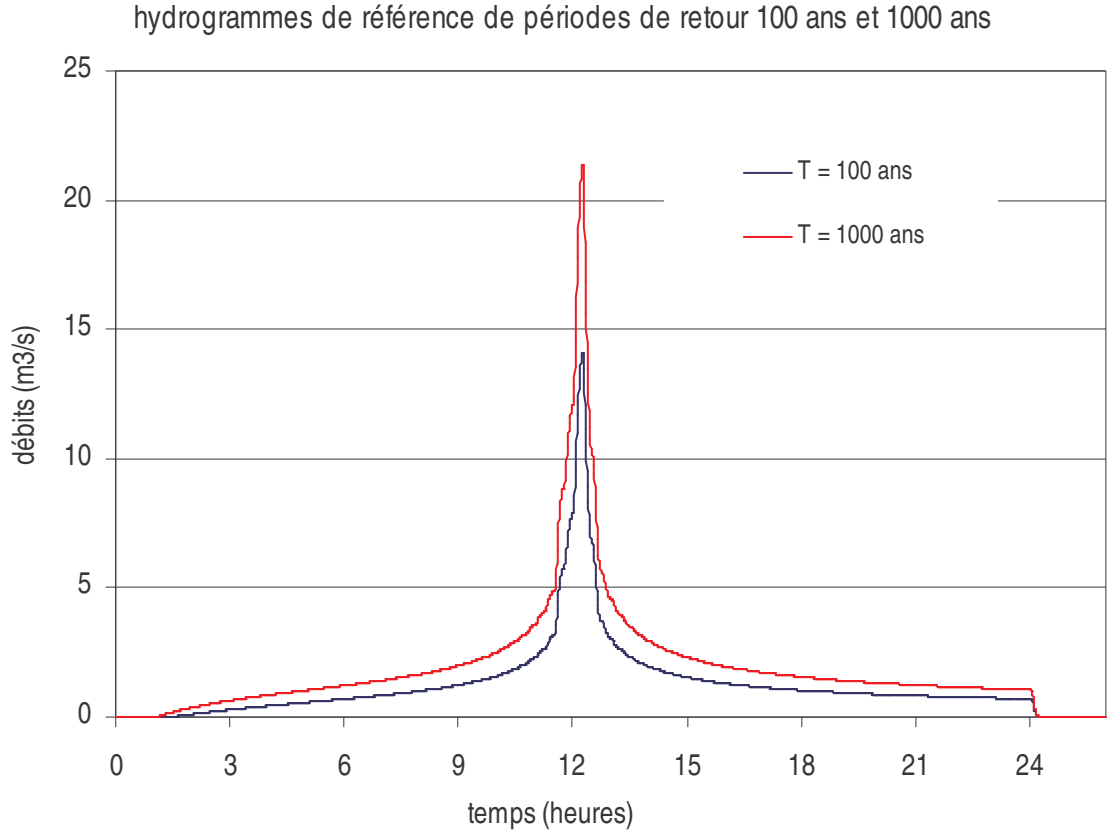


5.5.4 Calculs des hydrogrammes de référence

Le graphique suivant présente les hydrogrammes de référence pour des périodes de retour 100 ans et 1000 ans.

Le débit de pointe de période de retour 100 ans est estimé à 14 m^3/s soit une valeur comparable à celle obtenue par la formulation Bressand-Golossof.

Le débit de pointe de la crue de période de retour 1 000 ans (crue de projet) est estimé à 21 m³/s.



5.6 Evacuation des crues au droit du barrage

5.6.1 Crue de projet de période de retour 1 000 ans

L'évacuateur comprend une chambre de mise en charge qui alimente une conduite de 600 mm dont le fil d'eau est calé à 85,4 NGF. Sous la cote de crête du barrage (87 NGF), la conduite peut évacuer environ 0,9 m³/s.

Une grille de type caillebotis couvre la chambre de mise en charge. Le caillebotis a remplacé une grille qui présentait des barreaux plus largement espacés. Cette ancienne grille permettait sans doute de limiter davantage le risque d'obturation que le caillebotis actuel.

Le faible débit évacué par la conduite et le risque d'obturation conduisent à négliger le fonctionnement de la conduite.

Le caractère négligeable a été vérifié pour l'événement centennal pour lequel le laminage s'est avéré marginal en considérant un bon fonctionnement de l'évacuateur (réduction du débit de pointe < 0,1 m³/s).

Lorsque le niveau de la retenue atteint la cote 86,95 NGF, des débordements se produisent :

– par le parapet amont (qui contrairement au parapet aval comprend des échancrures vraisemblablement ménagées pour évacuer les eaux pluviales) ;

– latéralement par les rives.

La largeur totale de l'écoulement contournant le barrage est de l'ordre de 8 m.

Lorsque le niveau de la retenue atteint la cote 87,30 NGF, cote du parapet aval, il y a une surverse généralisée.

ANNEXE 4

CALCULS DE LA REVANCHE DU BARRAGE

TRACTEBEL ENGINEERING S.A.

AGENCE DE NÎMES
180, rue Guy Arnaud – 30900 Nîmes – FRANCE
tél. +33 4 66 04 05 70 - fax +33 4 66 04 05 69
www.tractebel-engineering-gdfsuez.com

ANNEXE

Nos réf. : P007624_RP01_RapportPRO

Entité : HYF

Imputation: P007624

“”

Client : **Ville de Montpellier**

Projet : **Aménagement du barrage du lac des Garrigues – Mission de Maîtrise d’œuvre**

Objet : **Calcul de la revanche**

Résumé :

REV.	JJ/MM/AA	SUJET DE LA REVISION	STAT.	REDACTION	VERIFICATION	APPROBATION
01	30/07/11		Final	M. Lejanne	M. Milesi	M. Cazenave

Ce document est la propriété de Tractebel Engineering S.A. Toute copie ou transmission à des tiers est interdite sans un accord écrit préalable.

AMENAGEMENT DU BARRAGE DU LAC DES GARRIGUES – MISSION DE MAITRISE D'ŒUVRE

Calcul de la revanche

SOMMAIRE

Contenu

1. VENT DE REFERENCE 5

2. CALCUL DE LA VAGUE DE PROJET ET DE SON DEFERLEMENT SUR LE BARRAGE 6

2.1. Hauteur significative des vagues Hs 6

2.2. Hauteur de vague de projet 7

2.3. Calcul du déferlement 8

Ce document est la propriété de Tractebel Engineering S.A. Toute copie ou transmission à des tiers est interdite sans un accord écrit préalable.

1. VENT DE REFERENCE

La définition et l'estimation d'un vent de référence est nécessaire pour étudier l'influence de l'aléa « vent » sur la retenue du Lac des Garrigues. Ce vent est estimé grâce aux recommandations de l'Eurocode 1.

Ce document propose une carte donnant des bases de vitesses du vent en France établie sur la base d'une étude statistique des données météorologiques enregistrées dans un grand nombre de stations. Cette carte divise le territoire français en quatre régions ayant chacune une vitesse de vent de référence $V_{b,o}$.

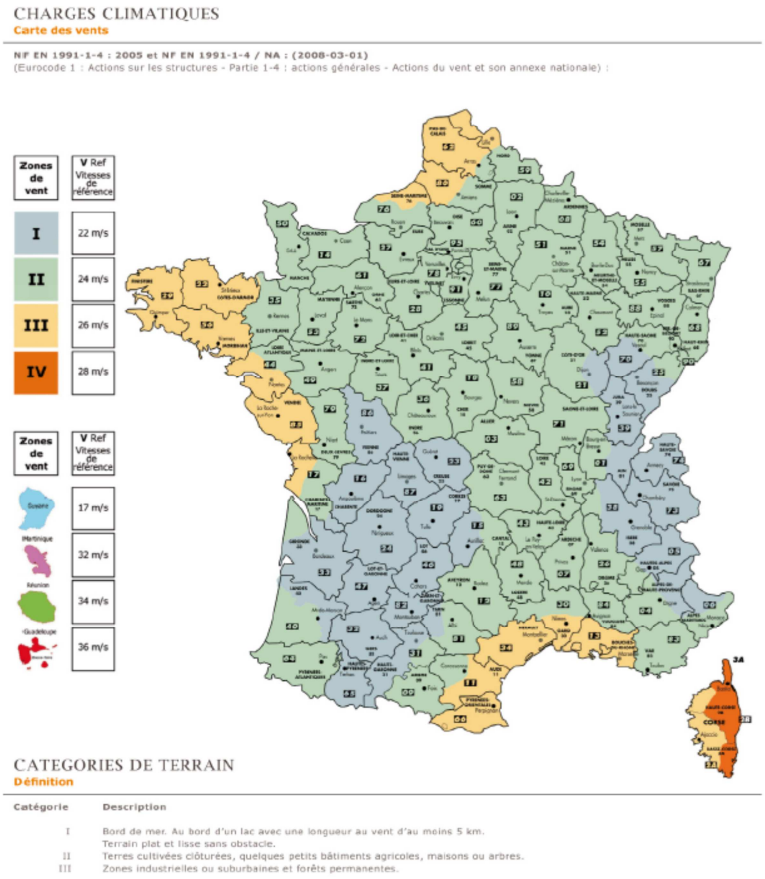


Figure 1 : Carte des vents issue de l'Eurocode 1

Le lac des Garrigues se situe en région 3. On a donc: $\mathbf{V_{b,o} = 26\ m/s}$

La vitesse de référence du vent se déduit de cette vitesse de base. La vitesse de référence V_{ref} est la vitesse moyenne sur 10 minutes à 10 m au-dessus du sol, avec une probabilité annuelle de dépassement de 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans). Elle s'obtient par la formule : $V_{ref} = c_{DIR} * c_{TEM} * c_{ALT} * V_{b,o}$

Les coefficients c_{DIR}, c_{TEM} et c_{ALT} sont respectivement des coefficients relatifs à la direction du vent, à la saison et à l'altitude. Les valeurs de ces coefficients sont inférieures ou égales à 1. N'ayant pas d'information fiable permettant de statuer sur la valeur de ces coefficients, on conservera la valeur 1 par souci de sécurité. On retient donc : $\mathbf{V_{ref} = 26\ m/s}$

Ce document est la propriété de Tractebel Engineering S.A. Toute copie ou transmission à des tiers est interdite sans un accord écrit préalable.

La vitesse de vent pour une période de retour T en années est donnée par la formule suivante (issue des recommandations concernant la stabilité des barrages en remblai du CFBR) :

$$\frac{V_T}{V_{50}} = \sqrt{\frac{1-0{,}33.ln\left(-ln\left(1-1/T\right)\right)}{2{,}29}}$$

On obtient ainsi les vitesses de référence du vent suivantes :

- pour une période de retour T = 50 ans, $\mathbf{V_{ref,50}}$ **= 26 m/s**
- pour une période de retour T = 1000 ans, $\mathbf{V_{ref,1000}}$ **= 31,1 m/s**

2. CALCUL DE LA VAGUE DE PROJET ET DE SON DEFERLEMENT SUR LE BARRAGE

L'analyse de la revanche à conserver au niveau du barrage est menée à partir de l'ouvrage « Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages en remblai » établi par le CFBR.

On considère deux situations de projet vis-à-vis du vent :

- Situation 1 : un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE ;
- Situation 2 : un vent de période retour 1 000 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la RN.

Pour chaque situation de projet vis-à-vis du vent, le calcul de la revanche s'effectue en deux étapes :

- connaissant la vitesse du vent, on estime la hauteur des vagues ; plutôt que la hauteur maximale des vagues, on s'intéresse à la hauteur significative (notée Hs) c'est-à-dire la hauteur moyenne du tiers supérieur de toutes les vagues du spectre ;
- on estime la hauteur de déferlement qui permet de fixer la revanche minimale nécessaire.

2.1. Hauteur significative des vagues Hs

La formule de smith (1995), adaptée aux conditions d'eau profonde et préconisée par le CFBR dans ses dernières recommandations, donne :

$$H_S = 0{,}00048.\hat{U}_a\sqrt{F}$$

H_s désigne la hauteur significative des vagues en m ;

F est la longueur du fetch de la retenue en m, **F = 300 m** ;

$\hat{U}_a$ désigne la vitesse efficace ajustée du vent à 10 m de hauteur en m/s, soit $\hat{U}_a = U_a.\cos\theta$ avec θ l'angle entre les directions du vent et des vagues ;

$$U_a = U\sqrt{\left(0{,}75+0{,}067\times U\right)}$$

Ce document est la propriété de Tractebel Engineering S.A. Toute copie ou transmission à des tiers est interdite sans un accord écrit préalable.

avec *U* vitesse moyenne sur une heure du vent à 10 m au-dessus de la surface de l'eau, pour la période de retour considérée. Sans information sur la direction des vents, on prendra $\hat{U}_a = U_a$.

La durée minimale de vent (t_{min}) nécessaire à la formation des vagues peut être obtenue par application d'une autre formule de (Smith et *al.*, 1991) :

$$t_{min} = 27.F^{0,72}.\hat{U}_a^{-0,44}$$

La vitesse moyenne du vent sur une heure (U_{3600}) est liée à la vitesse $U_{t_{min}}$ correspondant à t_{min} par la formule suivante, formule valable pour $t_{min} < 3600$ *s* selon (USACE, 1984) :

$$\frac{U_{t_{min}}}{U_{3600}} = 1,277 + 0,296.\tanh\left(0,9.\log\frac{45}{t_{min}}\right)$$

Un calcul itératif permet de déterminer U_a correspondant à la donnée du vent mesurée au sol.

Les données de vitesse de vent proviennent en général d'une station terrestre et doivent alors être corrigées du fait du passage du vent sur la surface très lisse du plan d'eau (majoration de 1,01 pour un fetch de 100 m, de 1,06 pour un fetch de 500 m, de 1,1 pour un fetch de 1000 m, de 1,2 pour un fetch de 5000 m et de 1,3 à partir de 8 km selon (Saville *et al.*, 1962)).

On retiendra ici un facteur correctif égal à **1,03**.

Finalement, on obtient avec la formule de Smith :

- Situation 1: T = 50 ans, Vmaj = 26,78 m/s et **Hs = 0,40 m**
- Situation 2:T = 1 000 ans, Vmaj = 32,05 m/s et **Hs = 0,52 m**

2.2. Hauteur de vague de projet

Hs ne correspond pas à la hauteur maximale des vagues mais uniquement à leur hauteur significative. Le groupe de travail du CFBR sur le dimensionnement des évacuateurs de crues indique ainsi que la revanche se calcule à partir de la vague de projet (notée H_d) qui dépend du pourcentage de vagues du spectre que l'on accepte de laisser dépasser la crête. Elle est classiquement exprimée sous la forme $H_d = K * Hs$, où le coefficient K prend les valeurs suivantes:

Ce document est la propriété de Tractebel Engineering S.A. Toute copie ou transmission à des tiers est interdite sans un accord écrit préalable.

Tableau 1: Coefficient K

K	*% de vagues dont la hauteur dépasse H_d*
0,75	*32 %*
0,89	*20 %*
1,00	*13 %*
1,07	*10 %*
1,25	*5 %*
1,33	*3 %*
1,58	*1 %*

Le pourcentage de vagues que l'on autorise à passer sur l'ouvrage dépend ainsi de la résistance des matériaux à l'impact des vagues.

Il est recommandé d'accepter que 5% des vagues déferlent pour les barrages en remblai.

On obtient ainsi:

- Situation 1: T = 50 ans, K = 1,25 et **Hd = 0,50 m**
- Situation 2: T = 1 000 ans, K = 1,25 et **Hd = 0,65 m**

2.3. Calcul du déferlement

Pour la vague de projet, on estime ensuite la hauteur de déferlement (run-up en anglais), notée R, qui est la différence de hauteur verticale entre le niveau maximal atteint par le déferlement de la vague sur le parement amont et le niveau du plan d'eau ; cette hauteur dépend de la nature du barrage (la pente du parement, la rugosité du matériau).

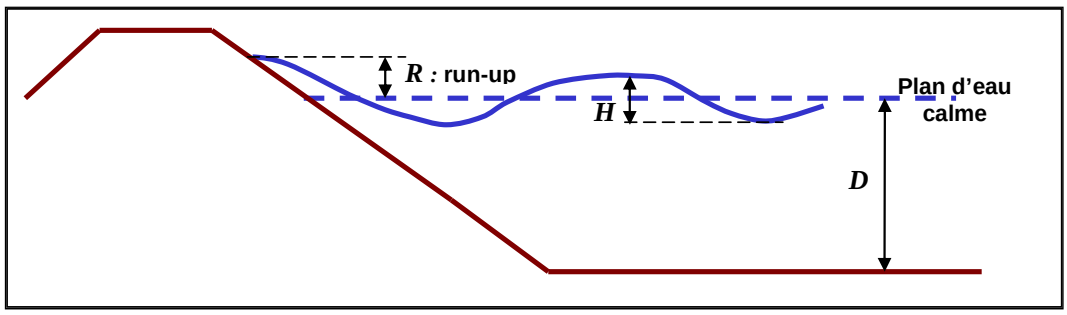


Figure 2 : Déferlement d'une vague due au vent

Le premier cas est celui d'un barrage en remblai à parement amont lisse (masque en béton, géomembrane non recouverte). Le déferlement relatif de la vague (R/Hd) est donné par le tableau 2 résultant de la formule de (Saville et al., 1962), en fonction de la pente du talus et de Hd/L ; L, longueur d'onde des vagues, est donnée par :

$L = 1{,}56.T^2$, formule valable si $D > L/2$.

Ce document est la propriété de Tractebel Engineering S.A. Toute copie ou transmission à des tiers est interdite sans un accord écrit préalable.

T est la période du pic spectral des vagues et peut être estimée, par une formule due à (Smith, 1991) :

$$T = 0{,}0716.Ft^{0{,}28}.\hat{U}_a^{0{,}44}$$

Tableau 2: Valeurs du déferlement relatif R/Hd sur un parement lisse

Pente du talus amont ➔	1/3	1/2,5	1/2
$H_d/L = 0{,}1$	1,15	1,4	1,9
$H_d/L = 0{,}08$	1,37	1,64	2,0
$H_d/L = 0{,}07$	1,49	1,73	2,0

Pour un barrage en remblai à parement amont rugueux comme c'est le cas pour le barrage du lac des Grrigues qui n'est pas revêtu, les vagues déferlent moins haut que pour un barrage à parement amont lisse. Le document issu du groupe de travail sur le dimensionnement des évacuateurs de crues propose de prendre 60 % de la revanche nécessaire pour un parement amont lisse dans le cas d'un parement amont rugueux.

Les résultats sont :

- Situation 1 : un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote des PHE ; la hauteur de déferlement vaut **R = 0,60 m**.
- Situation 2 : un vent de période retour 1 000 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la RN.; la hauteur de déferlement vaut **R = 0,77 m**.

Ce sont ces dernières valeurs qui seront retenues comme revanches à respecter pour le calage des évacuateurs de crues et de la crête de l'ouvrage.

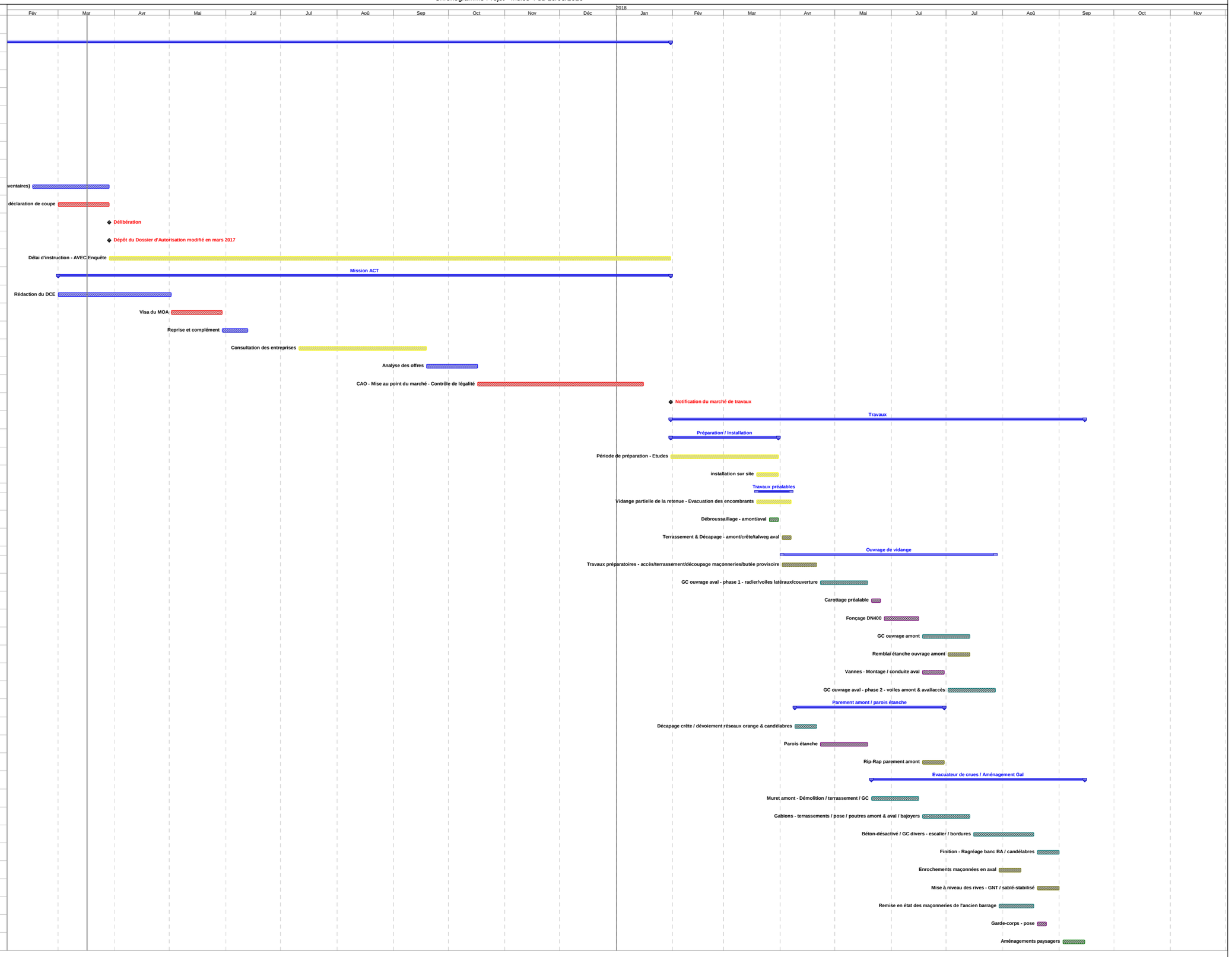
Ce document est la propriété de Tractebel Engineering S.A. Toute copie ou transmission à des tiers est interdite sans un accord écrit préalable.

ANNEXE 5

PLANNING DE L'OPERATION

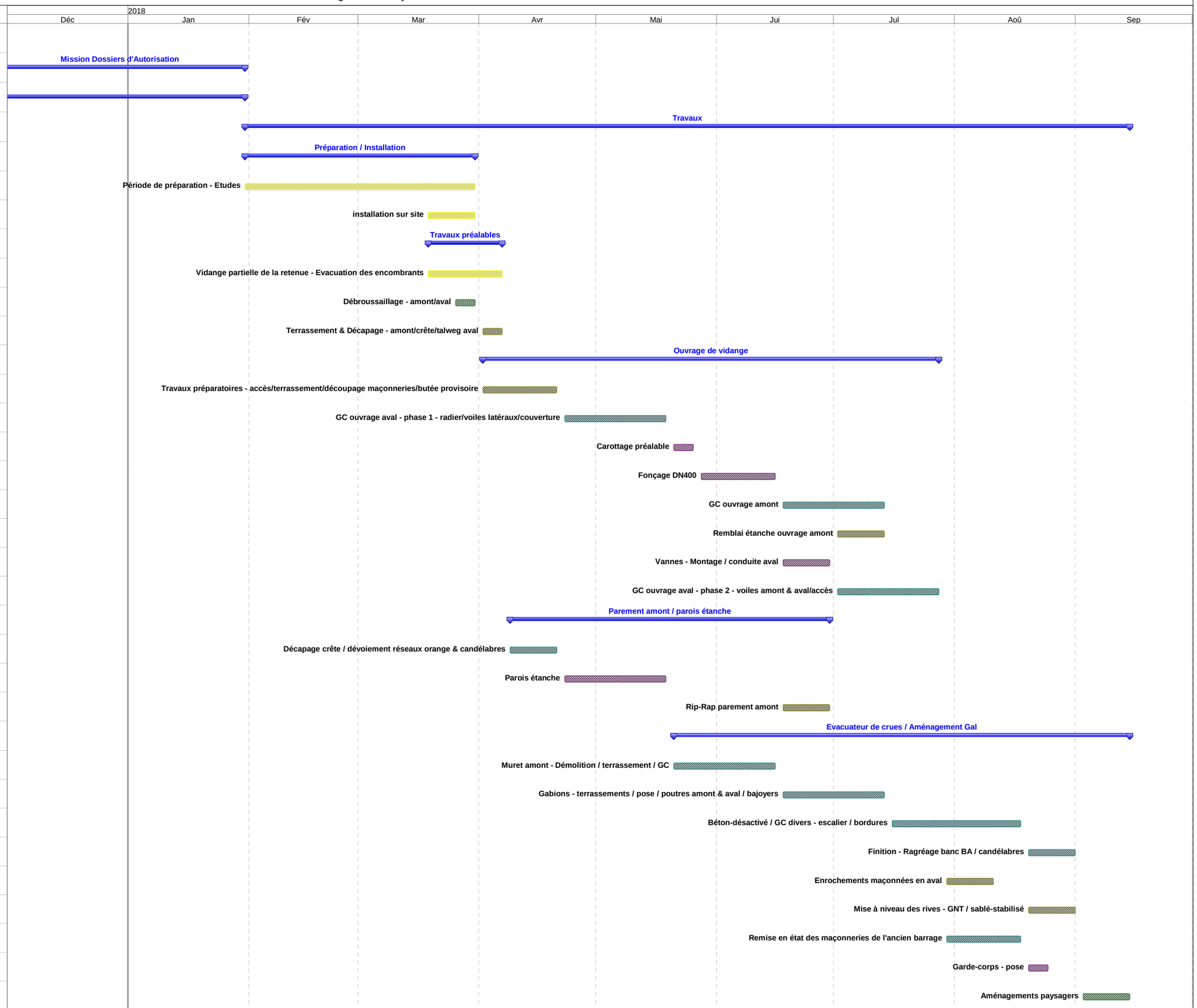
Aménagement du barrage du Lac des Garrigues - Ville de Montpellier -
Chronogramme Projet - Indice 4 du 16/03/2016

N°	Nom de la tâche
1	**Mission PROJET**
12	**Mission Dossiers d'Autorisation**
13	Note de cadrage
14	Réunion de présentation
15	Cahier des Charges inventaires
16	Consultation et réalisation des inventaires
17	Document d'incidence - Etude d'impact
18	Dossier loi sur l'eau
19	Visa du MOA
20	Reprise et complément (intégration inventaires)
21	déclaration de coupe
22	Délibération
23	Dépôt du Dossier d'Autorisation modifié en mars 2017
24	Délai d'instruction - AVEC Enquête
25	**Mission ACT**
26	Rédaction du DCE
27	Visa du MOA
28	Reprise et complément
29	Consultation des entreprises
30	Analyse des offres
31	CAO - Mise au point du marché - Contrôle de légalité
32	Notification du marché de travaux
33	**Travaux**
34	**Préparation / Installation**
35	Période de préparation - Etudes
36	installation sur site
37	**Travaux préalables**
38	Vidange partielle de la retenue - Evacuation des encombrants
39	Débroussaillage - amont/aval
40	Terrassement & Décapage - amont/crête/talweg aval
41	**Ouvrage de vidange**
42	Travaux préparatoires - accès/terrassement/découpage maçonneries/butée provisoire
43	GC ouvrage aval - phase 1 - radier/voiles latéraux/couverture
44	Carottage préalable
45	Fonçage DN400
46	GC ouvrage amont
47	Remblai étanche ouvrage amont
48	Vannes - Montage / conduite aval
49	GC ouvrage aval - phase 2 - voiles amont & aval/accès
50	**Parement amont / parois étanche**
51	Décapage crête / dévoiement réseaux orange & candélabres
52	Parois étanche
53	Rip-Rap parement amont
54	**Evacuateur de crues / Aménagement Gal**
55	Muret amont - Démolition / terrassement / GC
56	Gabions - terrassements / pose / poutres amont & aval / bajoyers
57	Béton-désactivé / GC divers - escalier / bordures
58	Finition - Ragréage banc BA / candélabres
59	Enrochements maçonnées en aval
60	Mise à niveau des rives - GNT / sablé-stabilisé
61	Remise en état des maçonneries de l'ancien barrage
62	Garde-corps - pose
63	Aménagements paysagers



Aménagement du barrage du Lac des Garrigues - Ville de Montpellier -
Chronogramme Projet - Indice 4 du 16/03/2016

N°	Nom de la tâche
1	**Mission PROJET**
12	**Mission Dossiers d'Autorisation**
25	**Mission ACT**
33	**Travaux**
34	**Préparation / Installation**
35	Période de préparation - Etudes
36	installation sur site
37	**Travaux préalables**
38	Vidange partielle de la retenue - Evacuation des encombrants
39	Débroussaillage - amont/aval
40	Terrassement & Décapage - amont/crête/talweg aval
41	**Ouvrage de vidange**
42	Travaux préparatoires - accès/terrassement/découpage maçonneries/butée provisoire
43	GC ouvrage aval - phase 1 - radier/voiles latéraux/couverture
44	Carottage préalable
45	Fonçage DN400
46	GC ouvrage amont
47	Remblai étanche ouvrage amont
48	Vannes - Montage / conduite aval
49	GC ouvrage aval - phase 2 - voiles amont & aval/accès
50	**Parement amont / parois étanche**
51	Décapage crête / dévoiement réseaux orange & candélabres
52	Parois étanche
53	Rip-Rap parement amont
54	**Evacuateur de crues / Aménagement Gal**
55	Muret amont - Démolition / terrassement / GC
56	Gabions - terrassements / pose / poutres amont & aval / bajoyers
57	Béton-désactivé / GC divers - escalier / bordures
58	Finition - Ragréage banc BA / candélabres
59	Enrochements maçonnées en aval
60	Mise à niveau des rives - GNT / sablé-stabilisé
61	Remise en état des maçonneries de l'ancien barrage
62	Garde-corps - pose
63	Aménagements paysagers



ANNEXE 6

DETAIL ESTIMATIF DES TRAVAUX

Aménagements du barrage du lac des Garrigues

Estimation Projet - du montant des travaux

N°	Définitions	Unités	Quantités	Prix unitaires	Sous-totaux
100	**Prix généraux - Etudes - Travaux préparatoires**				
101	Installations et repli de chantier	Forfait	1,00	100 000,00 €	100 000,00 €
102	Aménagement des accès au site	Forfait	1,00	20 000,00 €	20 000,00 €
103	Etudes d'exécution et documents généraux	Forfait	1,00	15 000,00 €	15 000,00 €
104	Dossier de récolement	Forfait	1,00	2 000,00 €	2 000,00 €
105	Travaux topographiques	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
106	Vidange de la retenue	Forfait	1,00	10 000,00 €	10 000,00 €
107	Disposition environnementale (mesures qualité plan d'eau, pêche de sauvegarde, crépine vidange, aérateur du plan d'eau…)	Forfait	1,00	20 000,00 €	20 000,00 €
107	Batardeaux pour ouvrage amont de la vidange - Epuisement fond de fouille	Forfait	1,00	10 000,00 €	10 000,00 €
108	Dépose du mobilier urbain existant (candélabres / bancs / poubelles / …)	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
109	Dévoiement réseau Télécom	Forfait	1,00	PM	
110	Collecte et évacuation des macro déchets déposés dans l'emprise de la retenue	forfait	1,00	10 000,00 €	10 000,00 €
					197 000,00 €
200	**Traitement du parement amont**				
201	Nettoyage, défrichement et dessouchage de la végétation du haut du parement amont	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
202	Réagencement du rip-rap en place	m3	250,00	30,00 €	7 500,00 €
203	Déblais (bêche de pied / dessouchage)	m3	200,00	30,00 €	6 000,00 €
204	Remblai compacté (réglage du profil / comblement dessouchage)	m3	80,00	40,00 €	3 200,00 €
205	Couche de transition (sous les enrochements ép 10 à 15 cm)	m3	70,00	50,00 €	3 500,00 €
206	Géotextile	m2	500,00	4,00 €	2 000,00 €
207	Rip-rap parement amont	m3	150,00	80,00 €	12 000,00 €
					39 200,00 €
300	**Cheminement supérieur**				
301	Démolition des murets amont et aval en maçonnerie	m3	110,00	120,00 €	13 200,00 €
302	Décapage des surfaces des cheminements (pavés + béton)	m2	250,00	20,00 €	5 000,00 €
303	Décapage des cheminement sur les rives à rehausser	m2	350,00	15,00 €	5 250,00 €
304	Déblai (fondation muret et poutre, couche d'assise du béton désactivé)	m3	200,00	30,00 €	6 000,00 €
305	Remblai compacté (contigu aux ouvrages)	m3	100,00	40,00 €	4 000,00 €
306	GNT 0/31,5	m3	80,00	50,00 €	4 000,00 €
307	Sablé stabilisé (ép. 15 cm)	m2	350,00	20,00 €	7 000,00 €
308	Béton désactivé (ép. 15 cm)	m2	350,00	100,00 €	35 000,00 €
309	Décapage terre végétale	m2	100,00	10,00 €	1 000,00 €
310	Béton pour ouvrage (fondation / muret / poutre aval)	m3	100,00	300,00 €	30 000,00 €
311	Coffrage	m2	400,00	80,00 €	32 000,00 €
312	Armatures	kg	10000,00	2,00 €	20 000,00 €
313	Drain (pied des murets anti-batillage)	ml	65,00	20,00 €	1 300,00 €
314	Parois au coulis - Excavation et mise en œuvre du coulis	m3	150,00	300,00 €	45 000,00 €
315	Amené et repli de matériel pour réalisation de la paroi	Forfait	1,00	10 000,00 €	10 000,00 €
316	Fourreau DN90	ml	100,00	4,00 €	400,00 €
317	Rehausse regard Télécom	u	2,00	1 000,00 €	2 000,00 €
318	Pose et branchements des candélabres	u	5,00	500,00 €	2 500,00 €
					223 650,00 €
400	**Parement aval en gabion**				
401	Démolition des maçonneries diverses (escaliers / banc non conservé …)	m3	40,00	120,00 €	4 800,00 €
402	Evacuation des végétaux sur le parement aval	Forfait	1,00	3 000,00 €	3 000,00 €
403	Déblai (gabions, poutre aval...)	m3	100,00	30,00 €	3 000,00 €
404	Remblai compacté (contigu aux ouvrages)	m3	50,00	40,00 €	2 000,00 €
405	Décapage terre végétale	m2	50,00	10,00 €	500,00 €
406	Béton pour ouvrage (poutre aval / escaliers / bordures / muret ...)	m3	40,00	300,00 €	12 000,00 €
407	Coffrage	m2	200,00	80,00 €	16 000,00 €
408	Armatures	kg	4100,00	2,00 €	8 200,00 €
409	Gabions électroforgé (y compris remplissage)	m3	100,00	100,00 €	10 000,00 €
410	Géotextile	m2	250,00	4,00 €	1 000,00 €
411	Matériau drainant (30/80) (assise des gabions)	m3	40,00	50,00 €	2 000,00 €
412	Aménagements paysagers latéraux	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
413	Ragréage banc et protection AEP	m2	190,00	20,00 €	3 800,00 €
414	Fourreau DN90 (vers local vidange)	ml	30,00	4,00 €	120,00 €
					71 420,00 €

N°	Définitions	Unités	Quantités	Prix unitaires	Sous-totaux
500	**Cheminement inférieur**				
501	Décapage des surfaces des cheminements (pavés + béton)	m2	350,00	20,00 €	7 000,00 €
502	Déblai (couche d'assise du béton désactivé)	m3	40,00	30,00 €	1 200,00 €
503	GNT 0/31,5	m3	20,00	50,00 €	1 000,00 €
504	Béton désactivé (ép. 15 cm)	m2	350,00	100,00 €	35 000,00 €
505	Béton pour ouvrage (bordures / marches / rehausse garde corps)	m3	10,00	300,00 €	3 000,00 €
506	Coffrage	m2	50,00	80,00 €	4 000,00 €
507	Armatures	kg	900,00	2,00 €	1 800,00 €
508	Ancrage (HA12)	u	200,00	10,00 €	2 000,00 €
509	Fourniture et pose des garde-corps	ml	70,00	210,00 €	14 700,00 €
					69 700,00 €
600	**Vidange du barrage**				
601	Amené et repli matériel de forage-tarières - butée provisoire	Forfait	1,00	25 000,00 €	25 000,00 €
602	Fourniture et fonçage de la conduite DN400 - èp10mm	ml	25,00	1 200,00 €	30 000,00 €
603	Sciage préalable du mur en maçonneries aval (épaisseur mini 50 cm)	ml	20,00	200,00 €	4 000,00 €
604	Démolition du mur en maçonneries aval	m3	28,00	120,00 €	3 360,00 €
605	Protection pour l'intervention (filet et clous)	Forfait	1,00	3 000,00 €	3 000,00 €
606	Percement du mur en maçonnerie amont	Forfait	1,00	10 000,00 €	10 000,00 €
607	Déblais alvéole	m3	80,00	30,00 €	2 400,00 €
608	Remblai compacté alvéole (y compris sur le local)	m3	60,00	50,00 €	3 000,00 €
609	enrochements libre	m3	20,00	90,00 €	1 800,00 €
610	Gros béton de blocage (ouvrage amont - enrobage conduite)	m3	20,00	250,00 €	5 000,00 €
611	Béton pour ouvrage (local / accès local / ouvrage amont)	m3	20,00	300,00 €	6 000,00 €
612	Coffrage	m2	120,00	100,00 €	12 000,00 €
613	Armatures	kg	2200,00	2,00 €	4 400,00 €
614	Ancrage	u	200,00	10,00 €	2 000,00 €
615	Dalle de couverture du local	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
616	Drainage voile amont du local	Forfait	1,00	1 000,00 €	1 000,00 €
617	Porte métallique 0,80 x 2,20 m du local de vidange	Forfait	1,00	1 500,00 €	1 500,00 €
618	Equipement & contrôle conduite de vidange DN400 (bride et plaque pleine amont, essai pression, contrôle soudure…)	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
619	Conduite DN300 de restitution vers le bassin aval (y compris déblais et remblais)	ml	15,00	400,00 €	6 000,00 €
620	Vanne à opercule DN300 + joint et brides de démontage	u	2,00	5 000,00 €	10 000,00 €
621	Béton poreux traversée murs en maçonnerie amont	Forfait	1,00	2 000,00 €	2 000,00 €
622	Etanchéité conduite en amont (remblai argileux)	Forfait	1,00	4 000,00 €	4 000,00 €
623	Barreaudage métallique entonnement amont (grille amovible)	Forfait	1,00	3 000,00 €	3 000,00 €
624	Caillebotis - escalier	Forfait	1,00	2 500,00 €	2 500,00 €
625	Eclairage du local	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
					156 960,00 €
700	**Aval du barrage**				
701	Nettoyage, défrichement et dessouchage de la végétation du haut de l'aval du barrage	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
702	Curage du bassin de restitution (yc évacuation)	m3	30,00	50,00 €	1 500,00 €
703	Rejointoiement / réparation des maçonneries	m2	300,00	50,00 €	15 000,00 €
704	Chaînage et tête et en pied des soutènement en maçonnerie	ml	70,00	100,00 €	7 000,00 €
705	Décapage	m2	500,00	10,00 €	5 000,00 €
706	Enrochements maçonnés en aval	m3	200,00	150,00 €	30 000,00 €
707	Enrochements libre en aval	m3	50,00	90,00 €	4 500,00 €
					68 000,00 €
800	**Auscultation complémentaire, pompage & divers**				
801	Refection et mise aux normes des coffrets électriques du local de pompage	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
802	Réparation de la conduite DN600 de contrôle de la RN	Forfait	1,00	4 000,00 €	4 000,00 €
803	Regard et cunette drainage et protection ancienne vanne	Forfait	1,00	5 000,00 €	5 000,00 €
804	Etiquetage piézomètres et drains	Forfait	1,00	1 000,00 €	1 000,00 €
805	Piézomètre ouvert mise en œuvre	ml	40,00	20,00 €	800,00 €
806	Aménagement tête des piézomètres	u	5,00	400,00 €	2 000,00 €
807	Mise en station forage carotté	u	3,00	500,00 €	1 500,00 €
808	Forage carotté	ml	40,00	150,00 €	6 000,00 €
809	Plantations	Forfait	1,00	3 000,00 €	3 000,00 €
					28 300,00 €
	TOTAL				**854 230,00 €**

En tant qu'acteur de la transition énergétique, Tractebel propose à ses clients un éventail complet de conseils et services en ingénierie couvrant l'ensemble du cycle de vie des réalisations, y compris la conception et la gestion de projets. Reconnue comme une des plus grandes entreprises mondiales de conseils en ingénierie et s'appuyant sur plus de 150 ans d'expérience, la société a pour mission de façonner le monde de demain. Avec près de 4.400 experts et des implantations dans 33 pays, nous sommes en mesure de proposer à nos clients des solutions multidisciplinaires dans les domaines de l'énergie, de l'eau et des infrastructures.

TRACTEBEL ENGINEERING S.A.

AGENCE DE NIMES
180 rue Guy ARNAUD
30900 - Nimes - FRANCE
tractebel-engie.fr

Pierre CAZENAVE
tel. +33 4 66573060
pierre.cazenave@tractebel.engie.com

MONTPELLIER MÉDITERRANÉE MÉTROPOLE

34000 - Montpellier - FRANCE

Béatrice MARTI
tel. +33 4 67139788
b.marti@montpellier3m.fr