



HYDROGÉOTECHNIQUE SUD EST

INGENIERIE GÉOTECHNIQUE, GÉOLOGIQUE, HYDROGÉOLOGIQUE ET HYDROLOGIQUE
APPLIQUÉE AUX BATIMENTS, GENIE-CIVIL, INFRASTRUCTURES ET À L'ENVIRONNEMENT.
SONDAGES – ESSAIS DE SOLS IN SITU ET EN LABORATOIRE

La Londe les Maures (83)

Projet d'aménagement du Pansard et Maravenne



ETUDES GEOTECHNIQUES

Mission G2 – phase AVP

**Bureau d'étude
géotechnique**

HYDROGÉOTECHNIQUE SUD-EST

18 bd Felix Kerimel
13 730 ST VICTORET
TEL : 04 42 65 88 21

Piece N°4

3	13/11/18	Complément investigation de 2018 et MAJ projet suivant courriel SAFFEGE du 16/10/18	JSK	AGa	PCh	C.18.50119
2	30/07/18	Compléments stabilité digue et canal	JSK	AGa	PCh	C.18.50119
1	19/09/17	Compléments stabilité digue et canal	JSK	AGa	PCh	C.16.50126
0	13/07/17	Première émission	AGa	AGa	PCh	C.16.50126
INDICE	DATE	MODIFICATIONS	Emetteur	Verif. interne	Vérif ent.	Réf. rapport

SOMMAIRE

I - INTRODUCTION	3
II - DOCUMENTS ET PLANS FOURNIS	6
III - REFERENTIELS	7
III.1 - REFERENTIELS	7
IV - DESCRIPTION DU PROJET	8
IV.1 - DESCRIPTION GENERALE DU PROJET	8
IV.2 - DETAILS DES OUVRAGES EN TERRE.....	8
IV.3 - DETAILS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL :	13
V - COMPLEMENTS CAMPAGNE GEOTECHNIQUE	16
V.1 - PREAMBULE	16
V.2 - RESULTATS DES INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES BASTIDON EST ET OUEST.....	16
V.2.1 - <i>Interprétation des analyses et essais laboratoire</i>	19
V.2.2 - <i>Caractéristiques mécaniques</i>	20
V.2.3 - <i>Suivi piézométrique</i>	21
V.2.4 - <i>Sismicité</i>	22
VI - TABLEAU DE SYNTHESE DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	24
VII - PRINCIPES GENERAUX DES TERRASSEMENTS	25
VII.1 - REALISATION DES TERRASSEMENTS	25
VII.2 - STABILITE DES PENTES DES TALUS.....	26
VII.3 - JUSTIFICATION DE LA STABILITE SUIVANT ABAQUE DE TAYLOR-BIAREZ	27
VII.4 - RECALIBRAGE PANSARD (PLANCHE 3 QUARTIER BACHASSON AVAL RD 98, AMENAGEMENT 2)	28
VII.5 - REEMPLOI DES MATERIAUX	28
VII.5.1 - <i>Caractérisation des matériaux de déblai</i>	28
VII.5.2 - <i>Localisation des gisements</i>	30
VII.5.3 - <i>Contexte hydrique - teneur en eau</i>	31
VII.5.4 - <i>Comportement par rapport à l'état hydrique</i>	32
VII.5.5 - <i>Critère de réemploi</i>	34
VII.6 - REALISATION DES DIGUES	34
VII.6.1 - <i>Géométrie des digues</i>	34
VII.6.2 - <i>Conditions de mise en œuvre</i>	34
VII.6.3 - <i>Condition de stabilité</i>	35
VII.6.4 - <i>Vérification de la stabilité des digues (phase AVP)</i>	36
VII.6.5 - <i>Assise des digues</i>	42
VII.6.6 - <i>Vérification au poinçonnement</i>	43
VII.6.7 - <i>Tassements</i>	44
VII.6.8 - <i>Remarques et sujétions de réalisation pour les digues</i>	45
VII.7 - REALISATION DU CHENAL (MARAVENNE VERS LA MER)	46
VII.7.1 - <i>Description des travaux</i>	46
VII.7.2 - <i>Soutènement</i>	46
VII.7.3 - <i>Caractéristiques géotechniques</i>	47
VII.1 - REALISATION DES DIGUES EN PALPLANCHES 6A -6B	48
VII.1.1 - <i>Description</i>	48
VII.1.2 - <i>Contexte géotechnique et niveau d'eau</i>	48
VII.1.3 - <i>EBAUCHE DIMENSIONNELLE PALPLANCHES 6a-6b</i>	51
VIII - PRINCIPES GENERAUX DES FONDATIONS DES OUVRAGES EN BETON	56
VIII.1 - PONT DIT DE LA « COOPERATIVE » (REF OH PK 4974.32).....	56

VIII.1.1 - Description du projet.....	56
<i>Il est prévu le remplacement des arches maçonnées et la disposition d'un nouveau tablier. Nous ne disposons pas de davantage d'informations sur le nombre d'appuis du futur ouvrage.....</i>	
VIII.1.2 - Rappel des données géotechniques.....	56
VIII.1.3 - Solution de fondation à envisager	57
VIII.1.4 - Caractéristiques géotechniques à retenir pour le dimensionnement.....	58
VIII.1.5 - Prédimensionnement	59
VIII.2 - OUVRAGE HYDRAULIQUE DES PECHEURS (REF OH PK 9856).....	60
VIII.2.1 - Description du projet.....	60
VIII.2.2 - Rappel des données géotechniques.....	60
VIII.2.3 - Solution de fondation à envisager	61
VIII.2.4 - Caractéristique géotechnique à retenir pour le dimensionnement de la capacité portante des pieux.....	61
VIII.2.5 - Prédimensionnement	62
VIII.3 - OUVRAGE HYDRAULIQUE DUCOURNEAU (OH PK 6721.08)	63
VIII.3.1 - Description du projet.....	63
VIII.3.2 - Rappel des données géotechniques.....	63
VIII.3.3 - Solution de fondation à envisager	63
VIII.3.4 - Ebauche dimensionnelle du radier.....	64
VIII.3.5 - Tassements	65
VIII.3.6 - Remblai contre l'ouvrage	65
VIII.3.7 - Sujétions	65
IX - ALEAS SUBSISTANTS A L'ISSUE DE LA MISSION G2 AVP.....	67

ANNEXES

- Annexe 1 Fiche explicative de calculs es fondations profondes suivant les EUROCODES
- Annexe 2 Plan d'implantation des investigations géotechniques de la campagne de 2018.
- Annexe 3 Résultats de la campagne d'investigations de 2018
- Annexe 4 Résultats des analyses et essais en laboratoire 2018.
- Annexe 5 Résultats des analyses et essais en laboratoire reliquats de la campagne de 2016.
- Annexe 6 Profils en long lithologiques sous ouvrages en terre.
- Annexe 7 Feuilles de calculs TALREN.
- Annexe 8 Feuilles de calculs KREA.
- Annexe 9 Mission géotechniques

☺ ☺ ☺ ☺ ☺

I - INTRODUCTION

A la demande de la ville de La Londe Les Maures, la direction régionale PACA du bureau d'étude HYDROGÉOTECHNIQUE SUD EST a été chargée de la mission d'étude géotechnique phase AVP du projet d'aménagement du Pansard et du Maravenne sur la commune de La Londe Les Maures (83).

Cette étude s'inscrit dans le cadre de la norme NFP 94-500 des missions type géotechniques de l'AFNOR-USG qui suivent les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet géotechnique. La présente note s'intègre dans :

- **ETAPE 2 : étude géotechnique de conception G2**
Phase avant-projet géotechnique G2 AVP

On notera que la compréhension de cette note est indissociable d'une lecture attentive des pièces A1, A2 et A3 des étapes ci-après :

- ETAPE 0 : compte rendu factuel des investigations,
- ETAPE 1 : étude géotechnique préalable, phase étude de site (ES) et phase Principe généraux de construction (PGC).

Les objectifs de notre mission sont :

- Caractériser les modalités de réalisation des terrassements, pente des talus et qualifier la possibilité de réemploi des matériaux extraits du site,
- Pour les ouvrages en terre, vérifier la faisabilité du projet, étudier localement leur stabilité, préciser les conditions de stabilités à vérifier pour les missions géotechniques complémentaires (phase PRO),
- Pour les ouvrages bétonnés, énoncer les solutions de fondations envisageables et fournir une ébauche dimensionnelle conformément aux EUROCODES en vigueur,
- Enfin fournir les sujétions de réalisation et les aléas géotechniques subsistant à l'issue de cette étude.

On se reportera aux rapports énoncés ci-dessous qui sont indissociables de la pièce AVP.
Une lecture attentive est absolument nécessaire pour permettre la compréhension du présent document :

- ✓ Pièce C.16.50126_A1 « cahier des sondages »
- ✓ Pièce C.16.50126_A2 « cahier des essais en laboratoire »
- ✓ Pièce C.16.50126_A3 « Mission G1 »



II - DOCUMENTS ET PLANS FOURNIS

Afin d'établir la présente mission, nous disposons des documents et plans d'aménagement suivants :

- ✓ Plan AVP Planche 1 Pansard ech/1500 1/200 datée 12/04/2017,
- ✓ Plan AVP Planche 2 Pansard ech/1500 1/200 datée 12/04/2017, quartier Barchasson amont RD98,
- ✓ Plan AVP Planche 3 Pansard ech/1500 1/200 datée 12/04/2017, quartier Barchasson aval RD98,
- ✓ Plan AVP Planche 4 Pansard ech/1500 1/200 datée 12/04/2017,
- ✓ Plan AVP Planche 5 Pansard ech/1500 1/200 datée 12/04/2017,
- ✓ Plan AVP Planche 6 Pansard (deversoire) ech/1500 1/200 datée 12/04/2017,
- ✓ Plan AVP Planche 7 Pansard ech/1500 1/200 datée 12/04/2017,
- ✓ Plan AVP Planche 8 Pansard ech/1500 1/200 datée 12/04/2017,
- ✓ Plan AVP ouvrage hydraulique des pêcheurs OH 9856 ech 1/200 daté du 06/06/07,
- ✓ Relevé état des lieux des ouvrages du Pansard et du Maraven, daté du 24/10/2016,
- ✓ Extrait topographique des différents secteurs, ech 1/500, planche 1 à 12/12,
- ✓ Schema paysager du 29/01/2017,
- ✓ Etude hydraulique du Fromentin doc SAFEGE daté de septembre 2015,
- ✓ Projet 2 Chenal de délestage vers la mer (parcelle DCNS) croquis datés du 13/06/2017.
- ✓ Planches et coupes des digues aménagements N°17, 4, 7a et 7b, SUEZ juin 2018
- ✓ Coupes de principes des digues « palplanches » aménagement 6a et 6b, SUEZ juin 2018

⌘ ⌘ ⌘ ⌘ ⌘

III - REFERENTIELS

III.1 - Référentiels

Les référentiels utilisés dans le cadre de cette étude sont les suivants :

- **NF EN 1998-1 (septembre 2005) :**
 - Calculs des structures pour leur résistance au séisme,
 - Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour le bâtiment.
- **NF EN 1998-5 (septembre 2005) :**
 - Calculs des structures pour leur résistance au séisme,
 - Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.
- **Eurocodes 7 – NF-EN-1997-1 (juin 2005) et NF-EN-1997-2 (septembre 2007),**
- **NF P94-262 - Calcul géotechnique – Fondations profondes (juillet 2012)**
- **Guide technique de réalisation des remblais et couches de formes** Fascicule I et II du SETRA LCPC daté de juillet 2000,
- **Recommandations du CFR** pour la construction des digues et barrages.

⌘⌘ ⌘⌘ ⌘⌘ ⌘⌘ ⌘⌘

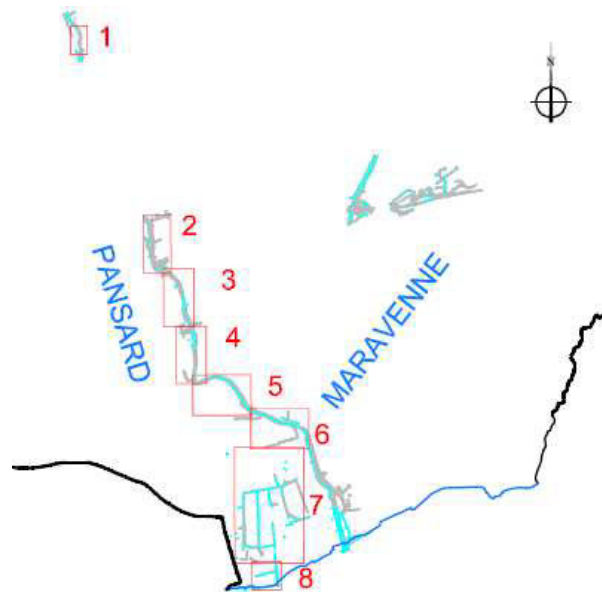
IV - DESCRIPTION DU PROJET

IV.1 - Description générale du projet

Dans le cadre du projet d'aménagement hydraulique du Pansard et du Maravenne, la commune envisage la réalisation de plusieurs ouvrages en terre et de génie civil. Dans la suite de ce document nous ferons référence aux différentes planches du plan de masse dont le synoptique est détaillée ci-dessous :



Extrait google earth



IV.2 - Détails des ouvrages en terre

Il s'agit de l'élargissement et de la reprise du profil en long du lit du Pansard sur des largeurs variables de 10 à 18 m incluant le reprofilage des talus des berges; généralement à 2H/1V sauf localement en centre-ville ou la proximité urbaine nécessite un redressement à 1H/1V avec l'obligation de prévoir un confortement de type gabions ou perré en béton (cf. coupe type extrait planche 3).

Le projet prévoit également la création de digues en remblai, on distingue 4 digues :

- ✓ la digue RD98 (aménagement 17),
- ✓ la digue Bastidon ouest (aménagement 6a et 7a),
- ✓ la digue Bastidon est (aménagement 6b et 7b),
- ✓ la digue du Maravenne (aménagement 4).

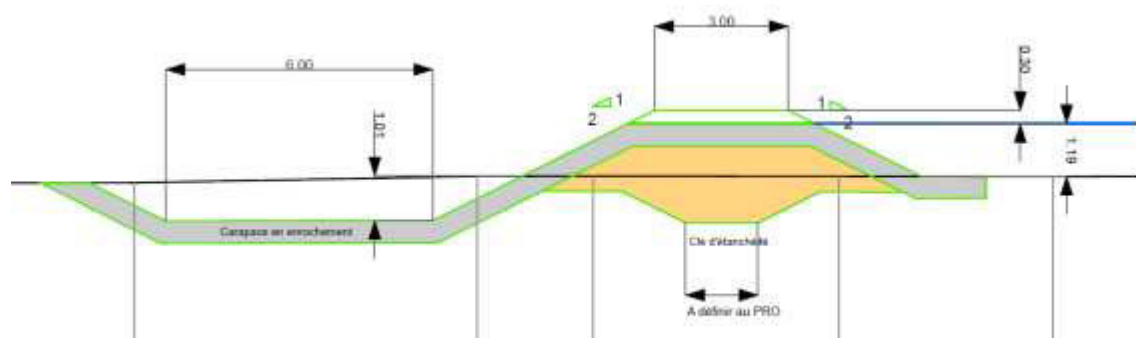
Aménagement 17 : Digue Amont RD98 :

Le rôle de la digue est de protéger les enjeux en rive gauche du Pansard touchées par les inondations en 2014.

Aménagement 6a et 7a Digue ouest de la plaine du bastidon :

Le rôle de cette digue est de protéger les enjeux à l'ouest de la plaine du bastidon.

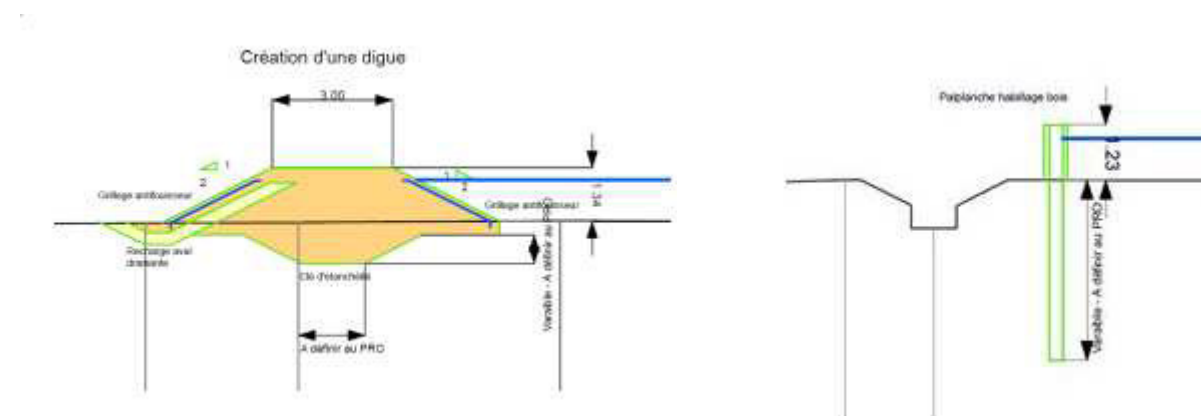
On note que l'aménagement 6a est une digue en palplanche.



Aménagement 6b et 7b : Digue Est de la plaine du Bastidon :

Le rôle de cette digue est de protéger les enjeux entre la digue et le Maravenne.

On note que l'aménagement 6b est une digue en palplanche.



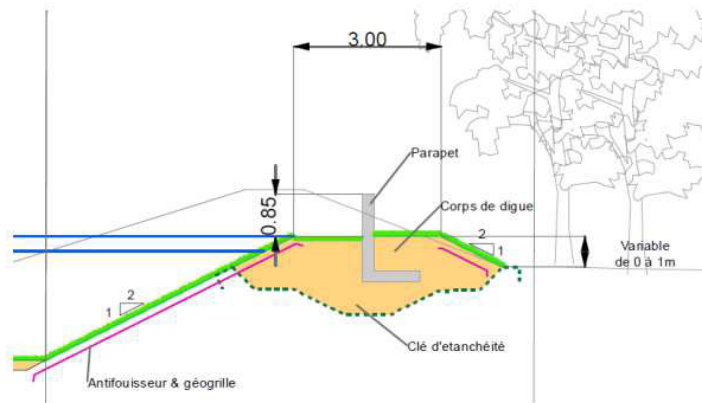
Aménagement 4 : Confortement de la digue du Maravenne

Le rôle de la digue est de protéger contre les crues type janvier 2014.

Sa géométrie est la suivante :

Pente de talus à 2/1, largeur en crête 3m, hauteur maximale 1m.

On note que cette digue est équipée d'un parapet d'une hauteur de 0.85m soit une hauteur digue + parapet variable de 0.85 à 1.85m.



Ci-dessous la localisation des différents aménagements :



Extrait de la numérotation des ouvrages à jour en 2018.

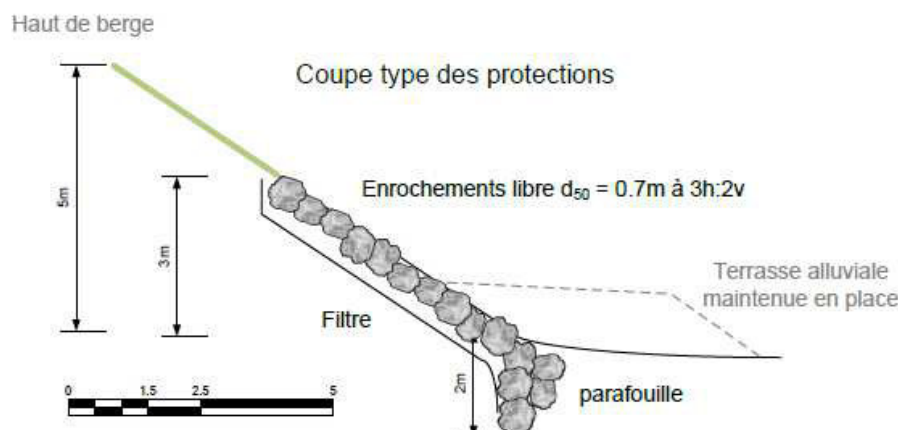
On trouvera dans le tableau ci-dessous les caractéristiques géométriques des ouvrages ainsi que les niveaux d'eau à retenir suivant les différentes situations de calcul.

Aménagement	Ouvrage	HT (m)	Largeur de crête (m)	Pente	Nivea d'eau Caract	(cm)/ crête de digue
17	Digue en terre	3,15	3	2/1	Sit rare de crue	40
					Sit except de crue	0
					Sit extrê de crue	0
7b	Digue en terre	1,7	3	2/1	Sit rare de crue	30
					Sit except de crue	10
					Sit extrê de crue	0
6b partie	Digue en palplanche	1,6		2/1	Sit rare de crue	30
					Sit except de crue	10
					Sit extrê de crue	0
7a	Digue en terre	2	3	2/1	Sit rare de crue	30
					Sit except de crue	10
					Sit extrê de crue	0
6a	Digue en palplanche	2,14			Sit rare de crue	30
					Sit except de crue	10
					Sit extrê de crue	0
4	Digue en terre	1	3	2/1	Sit rare de crue	30
					Sit except de crue	0
					Sit extrê de crue	0

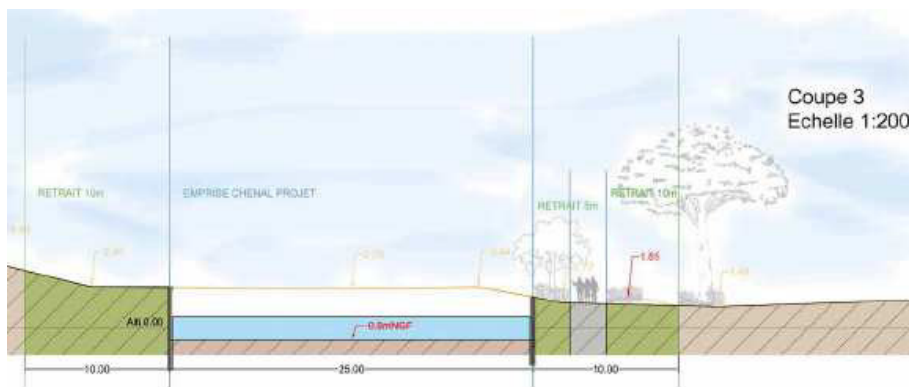
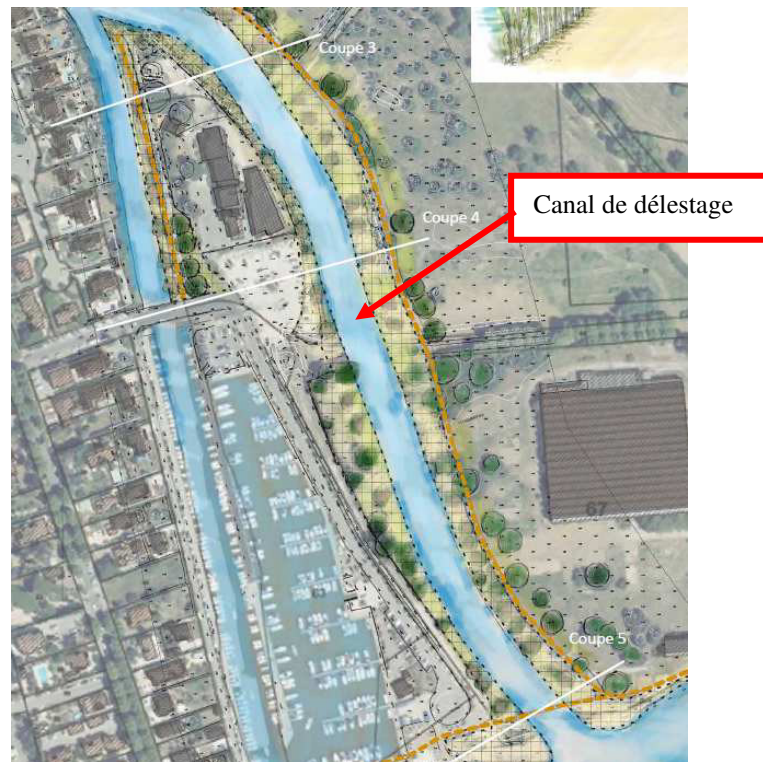
Nota : Pour l'aménagement 4 en situation extrême de crue, le niveau à retenir est situé à +0.85m au-dessus de la crête de la digue, le niveau d'eau est retenu par le parapet dont l'étude de stabilité n'est pas intégré à la mission AVP. Ainsi le niveau d'eau caractéristique retenu pour cette situation est ramené à 0.0/ crête de la digue

L'aménagement du secteur FROMENTIN comprendra le reprofilage de la rive gauche du Maravenne et la disposition d'un renforcement de berge permettant d'empêcher l'érosion des talus.

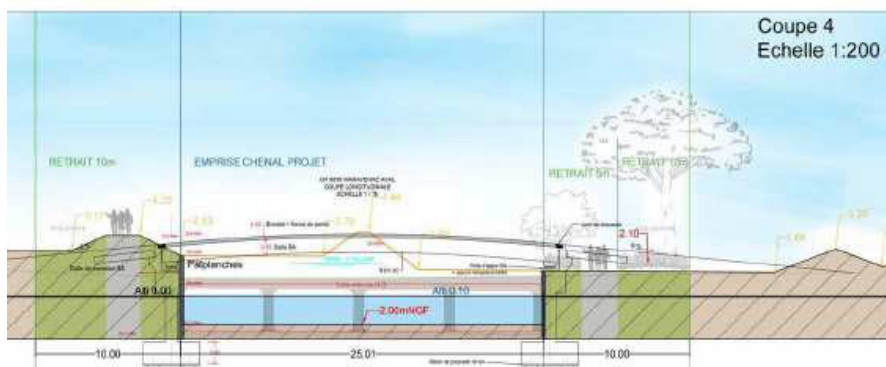
Extrait étude Hydraulique SUEZ secteur « Fromentin ».



La création d'un canal de délestage vers la mer



Coupe à l'échelle, sur le canal à créer



Suivant les coupes présentées ci-dessus le projet de création du canal de délestage consisterait à aménager un chenal reliant le Maravenne à la mer.

Le profil en long du fond du chenal serait situé entre les cotes -0.8 NGF à -2.0M NGF.

IV.3 - Détails des ouvrages de génie civil :

Le remplacement des arches en maçonnerie, du pont dit de la « coopérative » (réf OH PK 4974.32) et traversant le Pansard en centre-ville, par un nouveau tablier (planche 3 et 4).



Vue Amont



Vue aval

Les charges attendues et transmises par SAFEGE (courriel du 09/06/2017) sont :

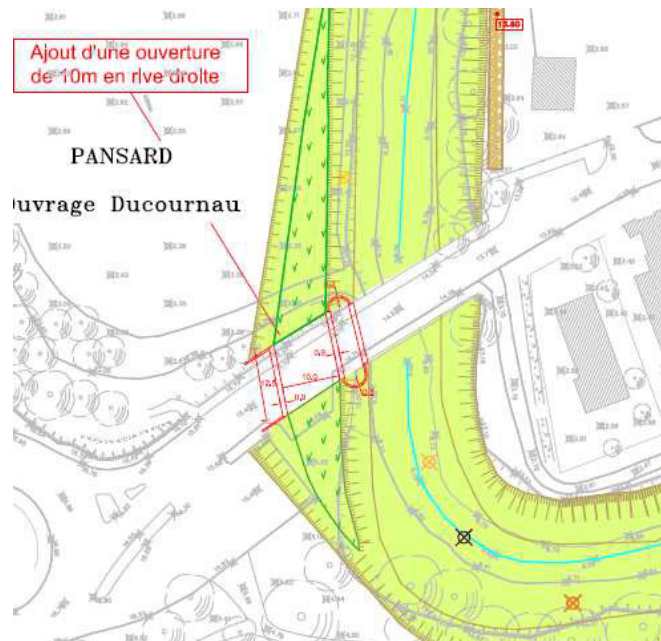
Charge sur chaque file,

V ELS = 89.74 t/m vers le bas -14.83 t/m vers le haut

VELU= 123.57 t/m vers le bas -21.10t/m vers le haut

L'ajout d'une ouverture en rive droite au droit de l'ouvrage Ducournau (OH PK 6721.08).

Extrait planche 4.

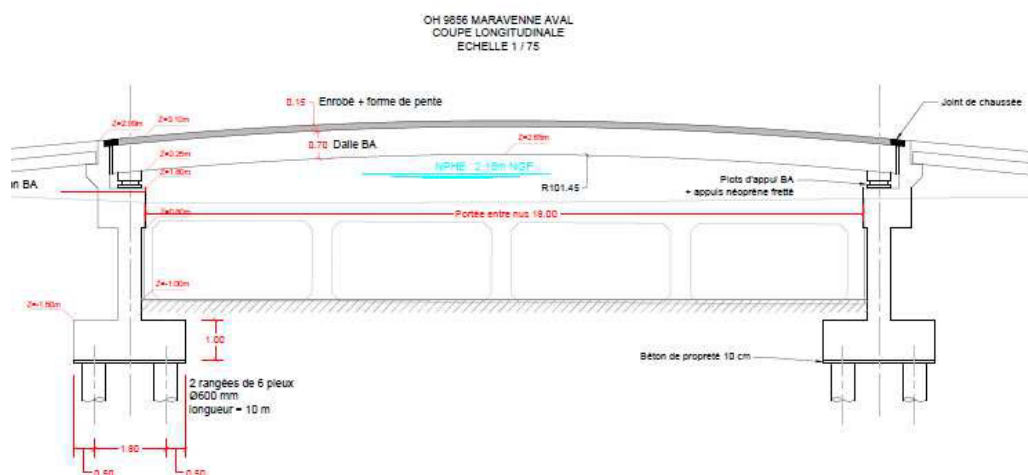


Les charges attendues sont les suivantes d'après SAFEGE (courriel du 09/06/2017)

PICF, soit 53 t/ml aux ELS et 73 t/ml aux ELU

L'aménagement de l'ouvrage hydraulique des pêcheurs (réf OH PK 9856)

Coupe longitudinale.





Vue amont



Vue Aval

⌘⌘ ⌘⌘ ⌘⌘ ⌘⌘ ⌘⌘

V - Compléments campagne Géotechnique

V.1 - Préambule

Le détail des investigations géotechniques (sondages in situ et analyses en laboratoire) est notifié dans les pièces N°1, N°2 et N°3 version 2 du dossier qui correspondent aux cahiers des sondages et analyses en laboratoire et à la phase G1 de la mission géotechnique.

Nous apportons ci-après des éléments complémentaires issus

- de l'interprétation des essais mécaniques réalisés par notre laboratoire et du suivi piézométriques en cours à la date de réalisation de cette note,
- des investigations géotechniques complémentaires réalisées sur le secteur des digues du bastidon est et ouest en juin 2018 comprenant :
- **1 sondage destructif à 10 m de profondeur avec 7 essais pressiométriques** noté SP1-2018,
- **1 sondage carotté à 6 m** de profondeur, noté SC1-2018,
- **8 sondages à la pelle mécanique** notés PM1-2018 à PM8-2018,
- **2 essais d'infiltration de type Lefrancis-Nasberg** suivant la norme NF-EN-ISO22282-2 notés LEF1 et LEF2 au droit du sondage carotté SC1-2018,
- **2 essais de perméabilité** à l'eau en fouille de type Matsuo notés MA1 et MA2,

Des analyses en laboratoire comprenant la réalisation de

- **2 mesures de la VBS** suivant la norme NFP 94-068,
- **2 mesures de la teneur en eau Wn** suivant la norme NFP 94-050,
- **2 analyses granulométrique** suivant la norme NFP 94 -056,
- **2 analyses granulométrique par sédimentation** suivant la norme NFP 94-057.

V.2 - Résultats des investigations complémentaires bastidon est et ouest

Cette campagne géotechnique complémentaire nous permet de synthétiser au droit des aménagements 6a et 6b la succession lithologique suivante :

- **Couche C1-4 : Alternance de limons et sables à passages plus ou moins lâches et vasards** identifiés jusqu'à 6.9 et 8.6 m de profondeur sous le terrain actuel. La présence de passages lâches et vasards est ponctuelle et n'a pas été systématique observée sur les sondages à la pelle mécanique.

- **Couche C2 : d'argile graveleuse à sable et graviers argileux dense** sous 7.2 et 8.6m de profondeur et jusqu'à la base de nos sondages.

Par corrélation avec les essais pressiométriques et mesures au pénétromètre statique, on caractérise la succession lithologique par les valeurs géo mécaniques suivantes :

Couche (Base horizon)	γ (kN/m ³)	C (kPa)	Φ (°)	Ple* (MPa)	Pf (MPa)	EM (MPa)	α
C1-4 Limon argileux sable à passage vasard (6.9 à 8.6m)	18	2	25	0.4	0.3	4	0.5
C2 argile sablo graveleuse (>12.5m)	19	5	32	2	1.8	20	0.5

Niveau d'eau

Nos sondages à la pelle mécanique ont révélé en juillet 2018 un niveau d'eau situé sous les profondeurs suivantes :

N°	PM1	PM2	PM3	PM4	PM5	PM6	PM7	PM8
Prof/TN (m)	2.15	2.15	1.8	2.15	1.5	1.9	1.2	1.3

Ce niveau d'eau est ponctuel. Il sera variable avec fonctions des saisons et des conditions climatiques.

Essais de perméabilité à l'eau

Pour une analyse détaillée de ces essais on se reportera au PV joints en annexe, de façon synthétique on note :

N° sondage	Prof de l'essai (m)	K (m/s)	Horizon
SC1	2m	$3.9 \cdot 10^{-7}$ m/s	Limons argileux brun
SC1	4m	$3.7 \cdot 10^{-7}$ m/s	Limon argileux noir
MA1	1.1	10^{-8} m/s	Limon argileux brun
MA2	1.1	$2 \cdot 10^{-5}$ m/s	Sable grossier gris

On note que

- la perméabilité est faible dans les horizons limoneux et argileux de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-8} m/s, ce qui est cohérent avec cette nature de sol.
- la perméabilité est moyenne dans les sables de l'ordre de 10^{-5} m/s, ce qui est cohérent avec un sable à tendance limoneuse.

La perméabilité est difficile à appréhender car la couche C1-4 est constituée d'une alternance d'horizon limoneux à argileux à passages sableux de faible épaisseur. Les essais d'eau impactent donc les différentes alternances sans distinction, ce qui limite notre interprétation.

Au travers de la couche C1-4, il faut s'attendre à des circulations d'eau préférentielles au sein des passages sableux et graveleux qui par nature ont une perméabilité plus élevée.

Analyses et essais en laboratoire

Les essais et analyses ont été menées sur les échantillons prélevés en

- SC1-2018 de 0.5 à 1.2 m,
- SC1-2018 de 2.8 à 3.4 m.

On observe

- Pour SC1-2018 de 0.5 à 1.2 : $W_n = 26,1 \%$, $VBS = 2.4$, passant à $80\mu\text{m} = 84 \%$ → A_1
- Pour SC1-2018 de 2.8 à 3.4 : $W_n = 25,2 \%$, $VBS = 0.4$, passant à $80\mu\text{m} = 27 \%$ → B_5

Entre 0.5 et 1.2m, il s'agit de matériaux fins limoneux et sensibles aux variations hydriques dans un contexte hydriques humide. Ces sols sont identifiés A_1 au sens de la norme NFP 11300.

Entre 2.8 et 3.4 m, il s'agit de matériaux graveleux et argileux, légèrement sensibles aux variations hydriques, dans un contexte hydrique humide. Ces sols sont identifiés B_5 au sens de la norme NFP 11300.

V.2.1 - Interprétation des analyses et essais laboratoire

Essai Proctor normal

Il a été réalisé différents essais de compactage de type « Proctor normal » suivant la norme NFP 94-078 et 94-093. On note :

Sondage	Classe GTR	W_{opt}	pd_{opt}
PM1	C₁B₅	10.5 %	2.07 t/m ³
PM2	C₁B₅	10.5 %	2.09 t/m ³
PM3	C₁B₄	8.5 %	2.15 t/m ³
PM5	C₁B₄	8.8 %	2.08 t/m ³
PM6	C₁B₅	10.5 %	2.08 t/m ³
PM9	B₅	9.8 %	1.77 t/m ³

Ces essais confirment que la teneur en eau proche de l'optimum Proctor des matériaux est située entre **8.5 et 10.5%**. Par ailleurs, les courbes en « cloches » reconnaissables sur les procès-verbaux indiquent une faible plage de la teneur eau optimale (environ 2 points) soit une forte sensibilité aux variations hydriques.

La valeur pd_{opt} est relativement constante de **2.07 à 2.15 t/m³** sauf au droit des sols **B₅** ou $pd_{\text{opt}} = \mathbf{1.77 t/m^3}$.

V.2.2 - Caractéristiques mécaniques

- ❖ Essai de cisaillement à la boîte, on trouve :

Nature des matériaux	C' (cohésion en kPa)	ϕ (frottement en °)
PM3 / 0.6m sable limoneux (B ₅)	5	32.7
PM5 / 0.4m sable fin(C ₁ A ₁)	8	30.8
PM6 / 0.4m sable grossier D ₁	4	35.3
PM9 / 1.1m sable grossier	1	35.8
PM11 / 2.9m sable à qqs galets	9	31.7
PM13 / 1.2m graves sableuses	3	34.1
PM15 / 0.8m graves sableuses	12	38.2
PM19 / 1.2m graves sableuses	0	32.8

Remarque : Les valeurs de cohésion mesurées à 9 et 12 kPa sur les sondages PM11 et PM15 pour des sables et graves sableuses sont jugées trop fortes. De manière générale les cohésions mesurées seront annulées dans les matériaux frottant tels que ceux testés.

- ❖ Essai Triaxial on trouve :

Sondage	Prof.	Classe GTR	ϕ' (°)	C' (kPa)
PM8	1.15 m	A₁	30.9	3

On retiendra dans les matériaux fins des couches C1-1 à C1-2 de classe A1 au sens du GTR : C'=2 KPa ; ϕ' =30 °

On retiendra dans les matériaux sablo et limoneux avec des graves et galets couche C1-3, C1B3 à C1B4 au sens du GTR : C'=2 KPa ; ϕ' =32°

❖ Essai œdométrique :

Les essais de compressibilité par palier à l'odomètre indiquent :

Nature de sol	Indice des vide e_0	Pression de consolidation σ_p (kPa)	Indice de gonflement C_s	Indice de compression C_c	Coef. de consolidation C_v (cm^2/s)
SC8 5.4m argile silteuse	0.52	144	0.021	0.189	$2.7 \cdot 10^{-4}$
SC6 3.4m argile graveleuse	0.42	122	0.006	0.101	$45 \cdot 10^{-4}$

en SC8 $C_c/(1+e_0) = 0.124$

en SC6 $C_c/(1+e_0) = 0.07$

On peut donner les appréciations suivantes suivant l'état de consolidation si $0.05 < C_c/(1+e_0) < 0.20$, le sol est moyennement compressible.

V.2.3 - Suivi piézométrique

Nous avons effectué un suivi piézométrique des sondages SP2, SP9, SP12 et SP15 équipés en piézomètre.

Les niveaux d'eau relevés sont les suivants :

Date	SP2		SP9		SP12		SP15	
	Prof/TA(m)	Cote	Prof/TA(m)	Cote	Prof/TA(m)	Cote	Prof/TA(m)	Cote
09/16	4.0	10.8	3.0	0.1	2.3	-0.5	2.8	-1.3
11/16	3.9	10.9	*		2.2	-0.4	2.6	-1.1
12/16	4.1	10.7	*		2.4	-0.6	2.7	-1.2
03/17	4.4	10.4	*		2.5	-0.7	2.9	-1.4
04/17	4.4	10.4	*		2.5	-0.7	2.9	-1.4
06/17	4.5	10.3	*		2.4	-0.6	1.4	0.1
09/17	4.6	10.2	2.5	0.6	2.4(5)	0.6	1.6	-0.1

* : Problème d'accès au site pas de relevé possible

En Juin 2018 nous avons relevé au droit des sondages à la pelle mécanique réalisés au droit de l'aménagement 7a , 6a, 7b, 6b les niveaux suivants :

N°	PM1- 2018	PM2- 2018	PM3- 2018	PM4- 2018	PM5- 2018	PM6- 2018	PM7- 2018	PM8- 2018
Prof/TN (m)	2.15	2.15	1.8	2.15	1.5	1.9	1.2	1.3

Le détail de pose des piézomètres est le suivant :

Sondage	Profondeur (m)	Hauteur crépinée (m)	Hauteur de tube plein (m)	Massif de gravette	Protection sommitale	Protection en fond
SP2	14,5	2,5 à 14,5	0 à 2,5	2,5 à 14,5	Tête hors sol	Bouchon de fond
SP9	12	3 à 12	0 à 3	2 à 12	Tête hors sol	Bouchon de fond
SP12	12	3 à 12	0 à 3	2 à 12	Tête hors sol	Bouchon de fond
SP15	12	3 à 12	0 à 3	2 à 12	Tête hors sol	Bouchon de fond

V.2.4 - Sismicité

Le décret ° 2010-1254 du 22 octobre 2010, publié au journal officiel du 24 octobre 2010, relatif à la prévention du risque sismique classe le site en zone 2.

On peut considérer par extrapolation des investigations réalisées que la classe de sol est de **classe B**, pour la partie Amont Nord, aménagement 1 et 2 ; **de classe C**, à partir de l'aménagement du pont sur le Pansard aménagement 3, jusqu' à l'aval du projet au sud.

La distinction de la classe de sol pourra être affinée au droit de chacun des ouvrages par le biais de sondages complémentaires. Il appartient au concepteur du projet de retenir le profil sismique le plus défavorable en cas de doute.

Pour information :

$a_{gr} = 0.7 \text{ m/s}^2$ en zone sismique 2, accélération maximale

$S = 1.35$ pour site de classe B, zone 2,

S=1.5 pour site de classe C, zone 2,

Analyse de la liquéfaction

Nous rappelons qu'en zone sismique 1 et 2 (sismicité très faible à faible) l'analyse de la liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques n'est pas requise.

Nos différentes investigations et analyses en laboratoire ont permis d'identifier quatre grandes familles de sol :

Famille 1 : Matériaux légèrement graveleux à matrice fine identifiés C₁A₁ et A₁ associés à la couche C1-2,

Famille 2 : Matériaux à matrice sableuse sans éléments grossiers : D₁ et D₃,

Famille 3 : Matériaux grossiers à matrice limono-sableuse : C₁B₅ et B₅, rattachées aux couches C1-2 et C1-3,

Famille 4 : Matériaux plus ou moins grossiers à matrice sableuse peu limoneuse identifiés : C₁B₃, C₁B₄, C₁B₆ associé à la couche C1-3

Si on se base sur un critère d'uniformité granulométrique et notamment **Cu= D60/D10 <15**, on identifie que seuls les sols de classe A1, B1 et D1, si leur degré de saturation est de 100 % (cad qu'ils sont baignés par une nappe aquifère), sont susceptibles de liquéfaction sous sollicitation sismiques.

Dans le contexte du projet, ce risque est à étudier de façon plus précise en mission G2 PRO au droit du secteur sud : aménagement 7b, 7a, 6a et 6b ou la présence de sol A1, B1 et D1 est la plus fréquente et ou le risque de saturation par remontée de nappe ou phénomène d'enchassage est le plus élevé.



VI - TABLEAU DE SYNTHÈSE DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES

Nous indiquons ci-après un tableau de synthèse des caractéristiques géotechniques à retenir pour les ouvrages en terre. Pour les autres constructions (pont, dalot etc..) une synthèse géotechnique est spécifiée par ouvrage.

Compte tenu de l'étendu du projet et du mode de déposition aléatoire des alluvions qui composent les formations géologiques du secteur il conviendra nécessairement de recalculer chaque modèle géotechnique en phase projet.

On note pour les différentes géologies les paramètres géotechniques suivants :

Couche	Nature	Résistance de pointe qc (Mpa)	PI* (MPa)	EM (MPa)	Identification GTR	C' (Kpa)	ϕ' (°)	Wopn (%)	pd OPN (t/m3)	Cc/(1+ e ₀)	K (m/s)
R	Remblai										
C1-1	Alluvion argilo-limoneuse à matrice fine et fraction grossière + ou - présente	5<qc<10			A1, C1A1	2	30				4.10 ⁻⁷
C1-2	Alluvion sableuse et fraction grossière + ou- présente	3<qc<4,5	0,5<pl*<1,2	3<EM<11	C1B5, B5	2	32	8 à 10,5	1,77 à 2,15		4.10 ⁻⁷ <k<2.10 ⁻⁵
C1-3	Alluvion graveleuse et fraction fine + ou- présente	12<qc<18			B5,C1B5, C1 B4	2	32	8 à 10,5	1,77 à 2,15		6.10 ⁻⁸
C1-4	Alluvion argilo- sableuse à passage + ou - vasarde	qc=1	0,3<pl*<0,45	4<EM<6		2*	24*				1.10 ⁻⁸
										0,07 à 0,124	
C2	Alluvion argilo-sablo-graveleuse	14<qc<35	1,0<pl*<4,0	9<EM<80		5	32			0,07 à 0,124	

(*) valeurs corrélées aux mesures pressiométriques pour C1-4

Profondeur de la base des couches lithologiques (m) au droit des ouvrages en terre.

On pourra se reporter au profil en long joint en annexe.

Localisation	Digue RD 98	Digue Maravenne	Digue Bastidon est	Digue Bastidon ouest
Couche				
R		0,6 à 0,8		
C1-1	2		0,7 à 3,0	4 à 5m
C1-2			5,4 à 7,2	
C1-3		>0,6 à 0,8	5,4 à 7,2	
C1-4			>5,1 à >7,2	6m
C2	>2			>5 à 9

VII - PRINCIPES GENERAUX DES TERRASSEMENTS

VII.1 - Réalisation des terrassements

Les terrassements seront nécessaires pour reprendre le calibrage des cours d'eau, réaliser les digues et fonder certains ouvrages.

Suivant les coupes AVP, les terrassements descendront pas ou peu sous le fond du lit actuel des cours d'eau aussi ils intéresseront essentiellement les couches suivantes :

Couche	Pelle à pneus 17T – godet 60cm à 100cm			
	Conditions de terrassement		Tenue des parois	
	Hors nappe	Sous nappe	Hors nappe	Sous nappe
R	Facile	-	Moyenne à médiocre	-
C1-1	Facile	-	Moyenne	-
C1-2	Facile à moyen	Facile	Moyenne à médiocre	Médiocre à très mauvaise
C1-3	Moyen à difficile	Facile à moyen	Médiocre	Très mauvaise
C1-4	Facile	Facile	Médiocre	Très mauvaise

Les terrassements pourront être réalisés à l'aide d'une pelle hydraulique puissante en retro. Compte tenu de la longueur et de la hauteur des talus impactés, une pelle hydraulique adaptée de type long bras pourra s'avérer justifiée.

En cas de remontée du toit des sols argilo-graveleux compacts (**couche C2**) des moyens puissants seront nécessaires voir localement l'usage d'un BRH si un approfondissement est requis dans cet horizon.

Les travaux de terrassement devront être impérativement réalisés à l'abri des intempéries et sous conditions climatiques favorables.

Des pistes d'accès pourront être prévues avec la disposition de matériaux sablo-graveleux insensibles à l'eau (0/150 mm par exemple) sur 0.8m d'épaisseur.

La stabilité des mitoyens devra impérativement être garantie durant toute les phases des travaux. Une attention particulière est à porter sur le secteur au centre-ville (planche 4 entre la cave coopérative et l'ouvrage Ducournau) où l'emprise des travaux est proche d'un bâtiment existant et d'un transformateur EDF. Il conviendra de vérifier point par point l'impact du projet vis-à-vis des existants et de mener le cas échéant des études spécifiques au droit des secteurs les plus vulnérables afin de proposer les solutions confortatives qui s'imposent.

On notera que le réaménagement des cours d'eau pourra nécessiter des aménagements locaux comme le prolongement d'ouvrages hydrauliques, la stabilisation de réseaux enterrés etc...

VII.2 - Stabilité des pentes des talus

Les terrassements en déblai pourront être réalisés avec une pente de 2H/1V, ce talus pourra être ramené à une pente de 3H/2V si l'emprise disponible le justifie.

La stabilité à court terme ne devrait pas poser de difficultés au sein des horizons comportant des fines et des argiles pour des pentes de talus fixés à 2H/1V ou de 3H/2V.

Au droit de la fraction plus graveleuse C1-3 la granulométrie peu répartie et à dominante graveleuse et la présence de galets rendra difficile leur réglage.

On notera qu'à partir du milieu de l'aménagement n°7 (planche 5 et 6) et puis généralement en direction du sud, la proportion de graves et galets au sein de la couche C1-3 augmente avec un D_{max} voisin de 150 à 300 mm.

En cas d'approfondissement et de venues d'eau, tous talus pentés au-delà de 2H/1V seront instables, aussi il conviendra nécessairement de prévoir la réalisation des travaux à l'abri des intempéries et en période d'étéage.

En cas de venues d'eau ponctuelles au droit des talus en configuration hors nappe, il pourra être nécessaire de prévoir la réalisation d'éperons drainants sur la base de la disposition de matériaux charpentés (brute de carrière 100/250 mm par exemple).

Dans le cas de présence d'une nappe les talus seront nécessairement réalisés à l'abri d'un soutènement provisoire ou définitif de type paroi souple par exemple.

VII.3 - Justification de la stabilité suivant abaque de Taylor-Biarez

Pour rappel (p17) suivant les essais de cisaillement réalisés:

Dans les matériaux fins des couches C1-1 à C1-2 de classe A1 au sens du GTR, on peut retenir $C'=2 \text{ KPa}$; $\varphi'=30^\circ$

Dans les matériaux sablo et limoneux avec des graves et galets couche C1-3, C1B3 à C1B4 au sens du GTR, on peut retenir : $C'=2 \text{ KPa}$; $\varphi'=32^\circ$

De ce fait et pour des valeurs de calcul (à long terme) on retiendra les caractéristiques conservatrices du sol en place :

$C'=2 \text{ kPa}$, $\varphi'=30^\circ$ $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$

Avec $1/N_s=C/(\gamma.H)$, pour $H = 3, 6 \text{ et } 8\text{m}$

H hauteur du talus en m

Ainsi, la lecture des abaques conduit aux coefficients de sécurité F_s :

$F_s=1.7$ pour $H= 3\text{m}$ et un angle de terrassement du talus $20^\circ < \beta < 30^\circ$ (2H/1V à 3H/2V)

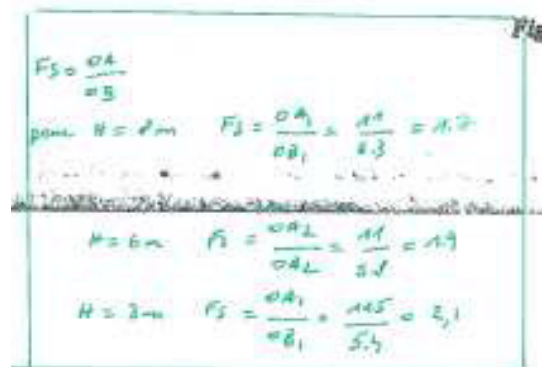
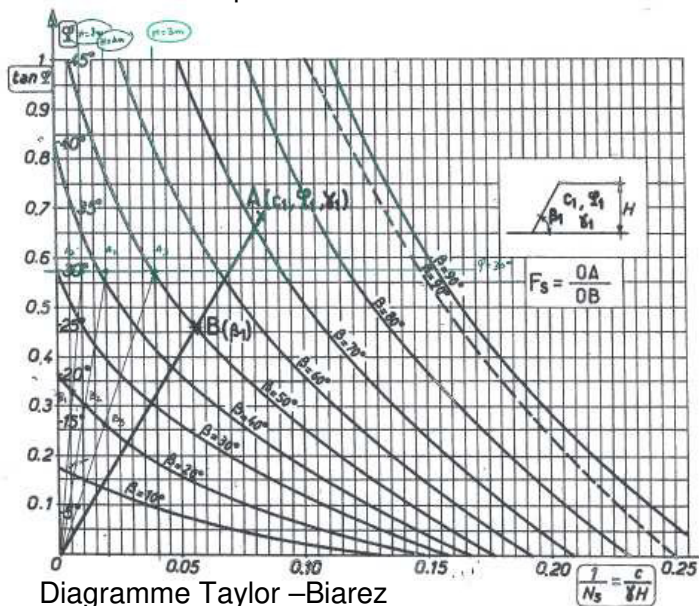
$F_s=1.9$ pour $H= 6\text{m}$ et un angle de terrassement du talus $20^\circ < \beta < 30^\circ$ (2H/1V à 3H/2V)

$F_s=2.1$ pour $H= 8\text{m}$ et un angle de terrassement du talus $20^\circ < \beta < 30^\circ$ (2H/1V à 3H/2V)

$F_s < 1$ pour $H=6\text{m}$ et un angle de terrassement du talus $\beta=45^\circ$ (1H/1V)

$F_s=1.5$ pour $H=6\text{m}$ et un angle de terrassement du talus $\beta \neq 26^\circ$.

$F_s > 1.5$ on peut considérer que la stabilité sera assurée. Ceci est une première approche qui ne tient pas compte d'éventuelles surcharges en tête, des conditions hydrogéologiques et des eaux météoriques.



VII.4 - Recalibrage Pansard (planche 3 quartier Bachasson Aval RD 98, aménagement 2)

Localement il est nécessaire de raidir le talus à 1H/1V pour effectuer le recalibrage du Pansard.

Les horizons intéressés par les travaux de terrassement seront les couches :

- **R, C1-2**, il s'agit de sable limoneux à galets et graves identifiés **A₁** à **C₁A₁** au sens du GTR sur 3 à 4m de profondeur sous le terrain actuel,
- **C1-3**, galets et graves identifiés **B₅** à **C₁B₅** au-delà de 4m de profondeur.

La stabilité des talus hors nappe n'est pas assurée à 1H/1V ($F_s < 1$ pour un talus de 6m) et obligera à prévoir un terrassement par passe de longueur limitée en adaptant à l'avancement un dispositif de protection des berges (renforcement de type enrochement par exemple) et en protégeant chaque soir les talus terrassés des intempéries par une géomembrane étanche, solidement ancrée dans le talus (fiche ou plots béton).

Si une parafeuille est nécessaire à la base de cette protection, la mission G2PRO, à l'appui d'une étude hydraulique définitive, permettra de dimensionner cet ouvrage.

VII.5 - Réemploi des matériaux

Les possibilités de réemploi des matériaux du site seront fonction du contexte hydrique des matériaux lors de leur extraction et/ou après un éventuel stockage. Le respect de la réalisation des travaux en période favorable et en période d'étiage est donc un enjeu primordial qui augmentera favorablement le pourcentage de réemploi.

VII.5.1 - Caractérisation des matériaux de déblai

Les déblais du site intéresseront principalement la couche alluvionnaire C1 dans sa globalité. Les gisements seront fonction du phasage des travaux et des enjeux liés au stockage des matériaux. Pour autant, on peut supposer en phase avant travaux que le choix sera de limiter les transports et donc de privilégier les matériaux les plus proches (l'étude du mouvement des terres en phase EXE précisera ce point).

Suivant les analyses en laboratoire réalisées sur les matériaux prélevés (cf. Pièce C1650126-A2 « cahier des essais en laboratoire »), on note la représentativité suivante au sein de la couche alluvionnaire C1 :

Alluvions Fz – Couche C1				
Matériaux	Légèrement grossier à matrice fine limoneuse	Matrice sableuse à éléments grossiers	grossiers à matrice limono-sableuse	+/- grossiers à matrice sableuse, peu limoneuse
Classe GTR	C1A1 et A1	D1 et D3	C1B5 et B5	C1B3, C1B4 et C1B5
Représentativité	5%	10%	40%	45%
Caractères principaux	Sols sensibles aux variations de teneur en eau induisant des chutes de portance.	Sols sans cohésion très érodables +/- graveleux	Présence de galets de taille non négligeable + matrice fine limoneuse sensible aux variations hydriques induisant des chutes de portance par imbibition.	Sols à fraction grossière variable dont la matrice est essentiellement sableuse, peu sensible aux variations hydrique.
Commentaires	VBS = 0,13 -/ 0,75	VBS = 0,08 -/ 0,09	0,33 ≤ VBS ≤ 0,64	0,11 ≤ VBS ≤ 0,46

Ainsi, 85% des matériaux possiblement extraits sont caractérisés par :

- classe GTR : C1B3 à C1B4 et C1B5 et B5,
- valeur au bleu : $0.1 < VBS < 0.6$
- plus gros élément : $150 \text{ mm} < D_{\text{max}} < 300$

Il s'agit de sables et graviers avec galets dans une matrice sablo-limoneuse plus ou moins présente.

Ces sols ont une VBS > 0.1 et sont donc sensibles aux variations hydriques.

Ensuite, 5 % des matériaux possiblement extraits sont caractérisés par :

- classe GTR : C1A1 et A1,
- valeur au bleu : $0.1 < VBS < 0.7$,

Il s'agit de matériaux limoneux avec une proportion variable de graves mais dont le comportement est celui de sa fraction fine A1.

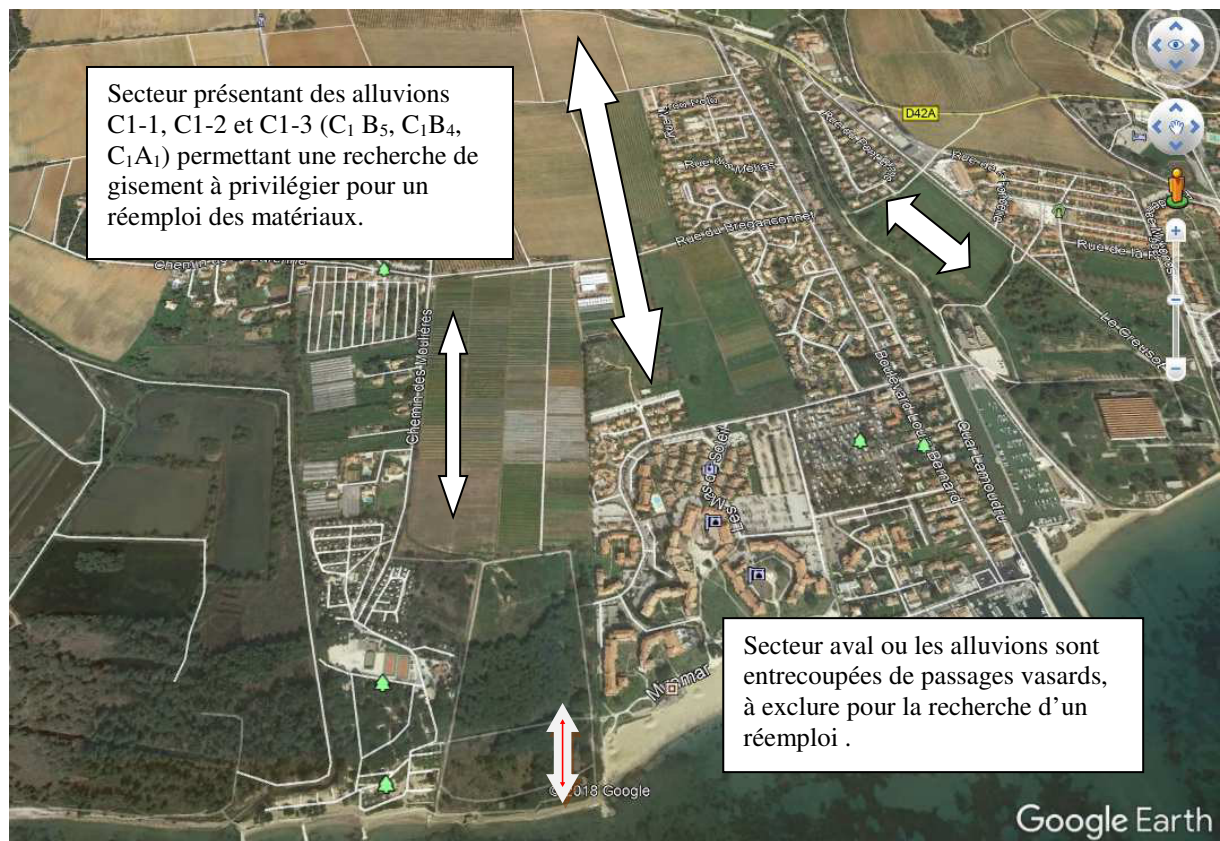
Les autres matériaux (10 %) sont insensibles à l'eau D1 et D3, ils correspondent souvent à des remblais d'apport extérieur ou des graves ou sables propres. Leur réemploi pourra être envisagé en remblai technique (hors corps de digue).

Leur réemploi en l'état pour la constitution du corps de digue n'est pas intéressant car ils sont perméables et sans cohésion (absence de fines), l'enjeu pourra être de les mélanger aux matériaux A1 suivant une proportion à définir.

VII.5.2 - Localisation des gisements

Nous indiquons ci-dessous un zonage des gisements possibles pour une réutilisation des matériaux du site. Il s'agit d'une analyse à compléter par une étude spécifique sur chacun des secteurs afin de préciser les volumes offerts, la nature des matériaux et leur conditions de réemploi.



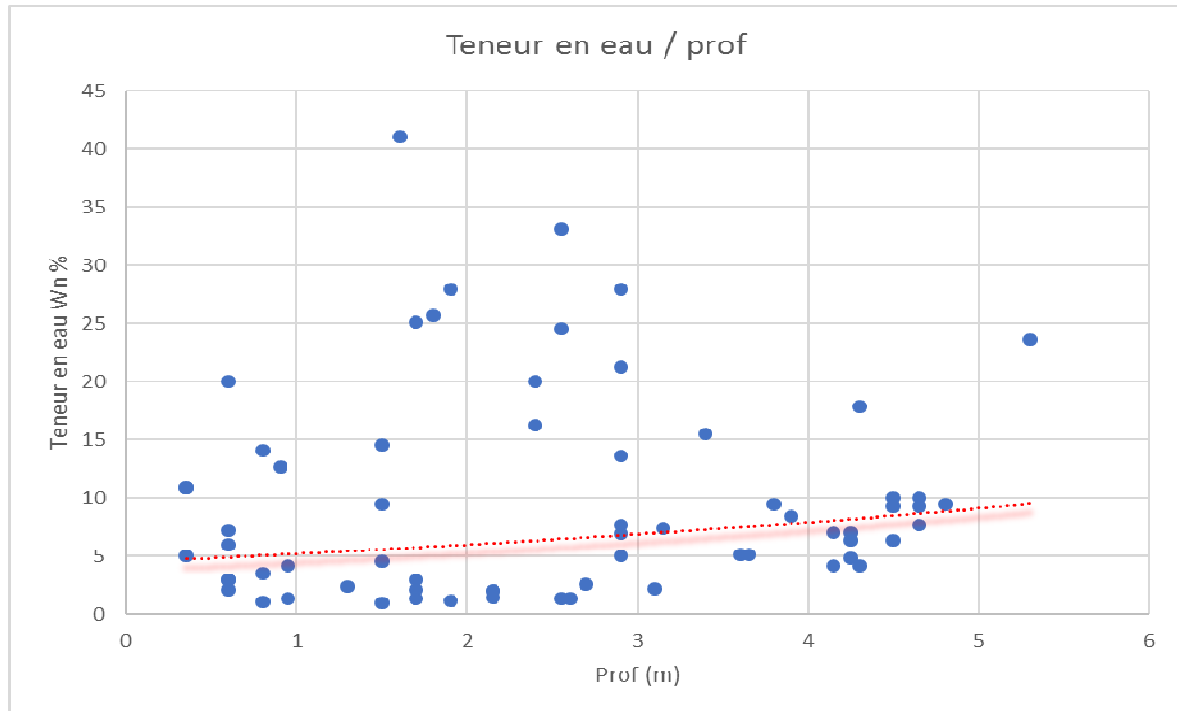


VII.5.3 - Contexte hydrique - teneur en eau

Le contexte hydrique des matériaux lors des prélèvements varie de moyen (m) à très humide (th) suivant l'origine des prélèvements et leur proximité avec les niveaux d'eau.

Pour autant la tendance du site est située entre 5 et 10% et évolue très peu avec la profondeur des prélèvements.

Nous rappelons que les prélèvements ont été sélectionnés en période estivale chaude et évaporant et que ce contexte sera différent en fonction des dates de réalisation des travaux et de la pluviométrie.



VII.5.4 - Comportement par rapport à l'état hydrique

Traficabilité :

La mesure de l'IPI est un paramètre d'état fonction de la teneur en eau naturelle du matériau et qui permet, entre autres, d'anticiper la traficabilité et la mise en œuvre sur site.

On note principalement :

- ✓ **Classe GTR C₁B₅ à B₅ :** 1.1 < IPI < 2.2 % pour W_{nat} voisin de 13 %,
10 < IPI < 19% pour W_{nat} voisin de 9 %,

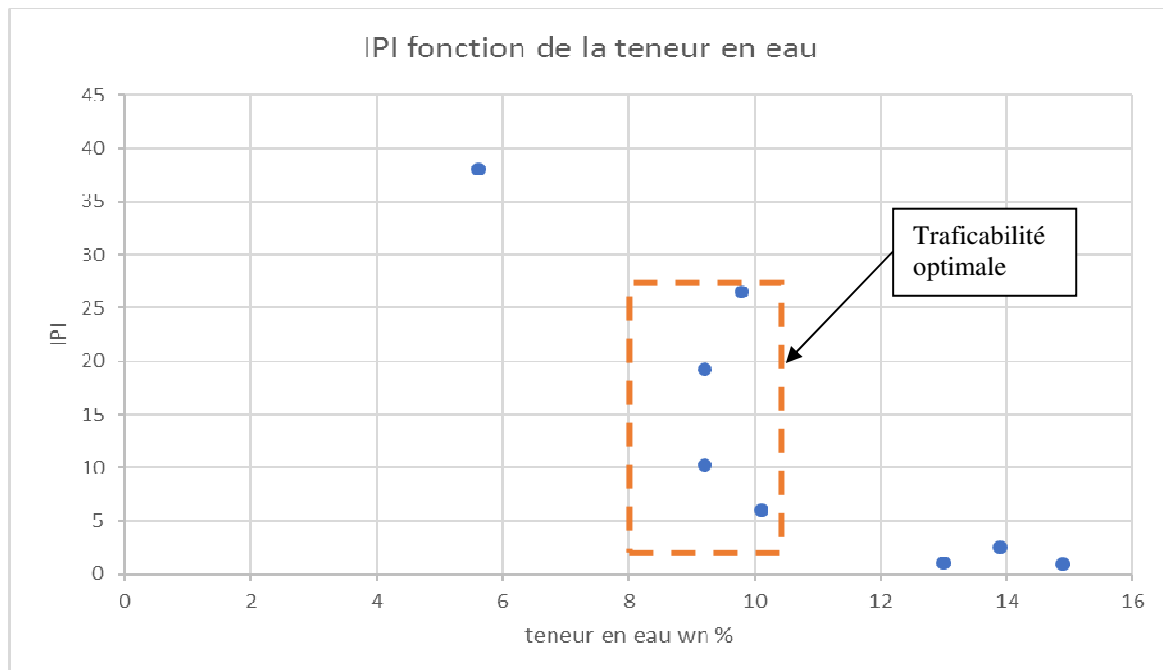
Une teneur en eau supérieure à 10 % au sein des matériaux C₁B₅ et B₅ ne permet pas la traficabilité (IPI < 3%).

Dans un contexte hydrique moyen ou W_{nat} est proche de l'optimum, la traficabilité est optimale (IPI > 5%). Cette valeur est juste moyenne et peut être sujet à un matelassage.

- ✓ **Classe GTR C₁B₄ :** 6 < IPI < 38% pour 5 < W_{nat} < 10%

Pour une teneur en eau comprise entre 5 et 10 % au sein des matériaux C₁B₄ la traficabilité sera optimale (IPI>6%)

✓ **Classe GTR C₁B₃** : IPI =26 % et Wn = 9.8 % la traficabilité sera optimale.



La chute rapide du point IPI en fonction de la faible variation de la teneur en eau confirme la sensibilité des matériaux aux variations hydriques.

Nota : pour des prélèvements classés secs (IPI>25) la mesure IPI n'est pas réaliste ce qui peut se traduire par à une mise en œuvre délicate bien que les valeurs IPI soient fortes.

Réutilisation en corps de digue :

Pour les matériaux C₁B₄ et C₁B₅ et une teneur en eau variable de -1 % à +1 % autour de la valeur WOpn on observe généralement un IPI variable de 5 à 22%. Sur cet intervalle de teneur en eau la mise en œuvre des remblais ne devrait pas occasionner de difficulté de traficabilité et de portance.

On note qu'en cas d'humidification des matériaux au-delà de 1 point au-dessus de la valeur teneur optimum (Wopn), les matériaux seront très sensibles aux variations hydriques avec une chute rapide de leur consistance (IPI<<3).

Sondage	Prof (m)	Id GTR	IPI			
			-1%	Wopn	1%	2%
PM1	4,6-4,7	C1B5	22	10,5	9,5	3
PM2	4,1-4,3	C1B5	9	4,3	1	0
PM3	4,2-4,4	C1B4	19	13	7	3
PM5	4,5-4,7	C1B4	22	22,5	7	2
PM6	4,5-4,90	C1B5	12	8,5	5	3
PM9	21,7-3,0	B5	26	20,5	26	25

VII.5.5 - Critère de réemploi

Les matériaux extraits de la couche C1 sont identifiés A₁, C1A₁, C1B₅, C1B₄, C1B₃ et B₅. Ceux-ci pourront être réutilisés en remblai et jusqu'en partie supérieure de la PST ; sous réserve que leurs teneurs en eau soient situées dans un contexte hydrique moyen (m) avant compactage, c'est à dire proche de la teneur en eau à l'optimum Proctor ($8.5 < W_n < 10.5$ %). Les objectifs de densification seront $q_4 \geq 95$ % OPN.

Pour la réutilisation dans le corps de digue on se reportera au paragraphe ci-dessous.

VII.6 - Réalisation des digues

VII.6.1 - Géométrie des digues

Il est prévu la réalisation de digues en remblai au-dessus du terrain actuel, dont la géométrie est la suivante :

- Hauteur H : 1 à 3.15 m,
- Pente talus : 2H/1V, localement 3H/2V (pour l'aménagement 4),
- Largeur en crête : 3m environ.

VII.6.2 - Conditions de mise en œuvre

Les matériaux extraits du site ne pourront pas tous être réutilisés en remblai pour constituer le corps de digues car leurs granulométries mal réparties (fraction graveleuse prépondérante ou matériaux crus) les rendent perméables.

On privilégiera de réutiliser uniquement les matériaux fins et à matrice limoneuse et sableuses identifiés A₁, C₁A₁, C₁B₅ et B₅. Des mélanges pourront être faits dans le but par exemple d'augmenter les volumes réutilisés mais toujours dans le respect d'obtention d'un mélange respectant les identifications GTR préconisées.

Les dispositions générales de mise en œuvre sont développées ci-après.

Dispositions générales de mise en œuvre :

- Il conviendra de réduire la blocométrie à 100mm par criblage. Ce critère est à corrélérer à la perméabilité des sols recherchés dans le corps de digue.
Nous attirons votre attention sur le fait qu'à partir d'un contexte hydrique sec (s), il sera nécessaire d'augmenter la teneur en eau des matériaux afin de revenir à un contexte hydrique moyen (m) et d'assurer un compactage conforme aux objectifs.
- Les objectifs de densification seront $q_4 \geq 95$ % OPN.
- Les matériaux seront mis en œuvre par épaisseur conforme aux prescriptions du GTR.
- Un contrôle de mise en œuvre devra être établi afin de vérifier l'objectif de densification q_4 .
- On pourra envisager
 - ✓ un contrôle au gamma densimètre pour les granulométries majoritairement inférieures à 30mm,
 - ✓ un contrôle par essai à la plaque dont les valeurs de réception sont à définir sur la base d'une planche d'essai,
 - ✓ un contrôle au pénétréodensitographe lourd en respectant les critères de densité liés à la classe GTR utilisée.

Il conviendra nécessairement en fonction des besoins du chantier de préciser les volumes de matériaux conformes et disponibles, et de rechercher si nécessaire un gisement extérieur au chantier.

VII.6.3 - Condition de stabilité

Les conditions de stabilité suivantes devront être vérifiées lors de la phase de projet géotechnique (MISSION G2 Phase PRO).

- ❖ Stabilité interne de l'ouvrage :
 - Stabilité en fin de construction,
 - Stabilité en cours de fonctionnement,
 - Décrue,
 - Stabilité sous sollicitation sismiques.

- ❖ Vis-à-vis de l'érosion :
 - Erosion régressive,
 - Erosion de conduit,

- Erosion de contact,
- Suffusion.

Ces différentes conditions de stabilité à vérifier pourront amener les sujétions de réalisation suivantes :

- disposition d'un tapis drainant à l'aval, matériaux graveleux 50/80 mm par exemple,
- disposition d'un tapis amont imperméable,
- création d'une bêche hydraulique, au moyen d'une tranchée remblayée en sol argileux compactés,
- dispositions pour lutter contre les animaux (rongeurs qui créent des tunnels favorisant l'érosion régressive).

Par ailleurs et pour tous les ouvrages de surverses il conviendra en outre d'étudier les effets de l'érosion du fait de l'augmentation locale du gradient hydraulique sur ces secteurs et de prévoir des protections qui pourraient être la réalisation de palplanches en pieds ou crête des digues et des ouvrages de dissipation à l'aval des surverses.

VII.6.4 - Vérification de la stabilité des digues (phase AVP)

Afin de donner de premières indications sur la stabilité des digues, nous avons réalisé des calculs de stabilité selon quatre profils types représentatifs de la géologie et du contexte topographique :

- un profil représentatif de la géologie au droit de **l'aménagement 17** (numérotation 1 dans le cahier des sondages et G1),
- un profil représentatif de la géologie au droit de **l'aménagement 4** (numérotation 11 dans le cahier des sondages et G1)
- un profil représentatif de la géologie au droit des **aménagements 7a et 7b**, (numérotation 9 dans le cahier des sondages et G1),
- un profil représentatif de la géologie au droit des **aménagements 6a et 6b** (numérotation 10 dans le cahier des sondages et G1),

Nous avons retenu deux coupes types pour la géométrie de la digue :

Coupe type 1 (pour aménagement 17, 7b, 7a)

H= 3.2m

Largeur de crête 3m

Pente de talus 2H/1V

Nous avons également pris en compte un tapis drainant de 2.0m de largeur et 0.4m d'épaisseur à l'aval de la digue.

Coupe type 2 (pour aménagement 4)

H= 1m

Largeur de crête 3m

Pente de talus 2H/1V

Nous avons également pris en compte un tapis drainant de 2.0m de largeur et 0.4m d'épaisseur à l'aval de la digue.

a) Méthodologie de calcul

Les justifications aux états limites de l'ouvrage sont établies suivant les recommandations du CFBR.

- A l'aide d'une méthode numérique TALREN en recherchant un facteur de sécurité $F=1$ à l'état ultime de portance de fondation correspondant à une situation rare.

Avec les coefficients partiels suivant :

Situation	Coefficient partiel γ_m sur c' et $\tan \phi'$	Coefficient partiel γ_m sur le poids volumique	Coefficient de modèle γ_d
Normale d'exploitation	1.25	1	1.2
Rare crue	1.2	1	1.2
Exceptionnelle crue	1.1	1	1.2
Extrême crue	1	1	1.1

- A l'aide d'une méthode analytique :

La condition d'état-limite s'écrit : $q_{max} / \gamma_m > \gamma_d \times q$ avec :

- $q_{max} = C_u \times N_c$ avec C_u la cohésion non drainée de la fondation (kPa) et $N_c = 4 + 0.5 \times B / D$ où B (m) est la largeur du remblai à mi-hauteur et D (m) l'épaisseur de fondation compressible,
- $q = H \times \gamma$ la contrainte verticale sous le remblai de hauteur H (m) et de poids volumique γ (kN/m³),
- $\gamma_m = 1.4$ le coefficient partiel sur la cohésion non drainée,
- $\gamma_d = 1.2$ le coefficient de modèle.

b) Situation de calcul

Suivant les données transmises nous retiendront les situations suivantes :

Pour la coupe type 1(aménagement 17, 7b ; 7a)

- Situation normale d'exploitation : niveau de crête de digue -0.3m,
- Situation rare de crue : niveau de crête de la digue -0.3m,
- Situation exceptionnelle de crue : niveau de la crête de la digue -0.0m,
- Situation extrême de crue : niveau de la crête de la digue -0.0m,

Pour la coupe type 2 (aménagement 4)

- Situation normale d'exploitation : niveau de crête de digue -0.3m
- Situation rare de crue : niveau de crête de la digue -0.3m
- Situation exceptionnelle de crue : niveau de la crête de la digue -0.0m
- Situation extrême de crue : niveau de la crête de la digue 0.85m

c) Modèle géotechnique

Sur la base des sondages réalisés, nous avons retenu un modèle géologique avec des couches planes et horizontales, les profondeurs de la base des couches retenues sont les suivantes :

	Aménagement 17 Digue RD98 Modèle 1	Aménagements 7b,7a Modèle 2	Aménagements 6a,6b Modèle 3	Aménagement 4 Digue Maravenne Modèle 4
Remblais sablo-graveleux à débris anthropiques	-	-	-	-0.7m/TN
Argile et limons sableux Couche C1-1/C1-2	- 3.5 m/TN	- 5.0 m/TN	-	-
Grave sableuse Couche C1-3	-	- 8.5 m/TN	-	> - 0.7m/TN
Argile à sable vasard Couche C1-4	-	-	- 7 à – 9 m/TN de l'amont à l'aval	-
Argile graveleuse Couche C2	< - 10.0 m/TN	< - 10.0 m/TN	< - 9 m/TN	-

Les profondeurs indiquées correspondent à la base des horizons.

Il est à noter qu'un niveau d'eau est présent lors de notre intervention entre 1.2 et 2.15 m de profondeur sous le terrain actuel au droit du secteur sud d'aménagement 7a, 7b, 6a, et 6b.

Nous avons retenu une topographie du terrain plane et horizontale. Les paramètres géotechniques retenus sont les suivants :

Couches	γ_h (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Corps de la digue	20	2	30
Tapis drainant	16	0	35
Argile et limon sableux Couche C1-1/C1-2	19	2	30
Grave sableuse Couche C1-3	19	2	32
Limon argileux et sable à passages vasards Couche C1-4	18	2	24
Argile graveleuse Couche C2	19	5	32

Les valeurs des paramètres de sol ont été déterminées à partir des essais réalisés et d'après notre expérience sur des formations géologiques similaires.

d) Caractéristiques des ouvrages

Aménagement	Ouvrage	HT (m)	Largeur de crête (m)	Pente	Niveau d'eau Caract	(cm)/ crête de digue
17	Digue en terre	3,15	3	2/1	Sit rare de crue	-40
					Sit except de crue	0
					Sit extrê de crue	0
7b	Digue en terre	1,7	3	2/1	Sit rare de crue	-30
					Sit except de crue	10
					Sit extrê de crue	0
6b partie	Digue en palplanche	1,6		2/1	Sit rare de crue	-30
					Sit except de crue	-10
					Sit extrê de crue	0
7a	Digue en terre	2	3	2/1	Sit rare de crue	-30
					Sit except de crue	-10
					Sit extrê de crue	0
6a	Digue en palplanche	2,14			Sit rare de crue	-30
					Sit except de crue	-10
					Sit extrê de crue	0
4	Digue en terre	1	3	2/1	Sit rare de crue	-30
					Sit except de crue	0
					Sit extrê de crue	0,85

Nous avons prévu à l'aval des digues la disposition d'un tapis drainant de 0.4 m de hauteur sur deux mètres de longueur, cette disposition constructive devra être affinée et justifiée lors de la mission G2 PRO.

e) Surcharges

Aucune surcharge n'a été prise en compte

f) RESULTATS

Les calculs ont été réalisés à l'aide d'un logiciel «Talren». Les résultats sont les suivants :

Aménagements	Modeles géotechnique	Situation de calculs	F	Validité
RD98 , 17 coupe type 1	1	Normale d'exploitation	1	Ok
		Rare crue	1,03	Ok
		Exceptionnelle de crue	1,09	Ok
		Extrême crue	1,26/0,84	*
7b coupe type 1	2	Normale d'exploitation	1	Ok
		Rare crue	1,03	Ok
		Exceptionnelle de crue	1,09	Ok
		Extrême crue	0,84/1,26	*
7a coupe type 1	2	Normale d'exploitation	1	Ok
		Rare crue	1,03	Ok
		Exceptionnelle de crue	1,09	Ok
		Extrême crue	1,26/0,84	*
Maravenne 4 coupe type 2	4	Normale d'exploitation	1,53	Ok
		Rare crue	1,59	Ok
		Exceptionnelle de crue	1,74	Ok
		Extrême crue	1,8	OK

Selon cette première approche, la stabilité est vérifiée pour les profils étudiés suivant les situations de calculs dictées par le CFBR.

On notera que dans le cas de la situation extrême de crue, les conditions hydrauliques simulent un débordement de la digue du fait d'un niveau d'eau affleurant la crête.

Les coefficients F résultants de cette situation sont inférieurs à 1 (0.84), ils témoignent d'un glissement de peau du talus aval du fait de la saturation en eau des sols. Cependant, nous retenons également une seconde valeur (>1) qui correspond à un glissement général de la digue (objet de l'étude). Des dispositions constructives devront être envisagées pour stabiliser le talus.

Pour la digue du Maravenne (aménagement 4) la stabilité du parapet n'est pas étudiée.

Les sorties graphiques TALREN sont reportées en annexe.

Nous rappelons que ces calculs, ne sont qu'une première approche réalisée à titre indicatif afin d'orienter le maître d'ouvrage. Ces calculs devront être repris et complétés durant la mission G2-PRO.

La géométrie de la digue devra être adaptée en fonction des résultats obtenus après vérifications des conditions de stabilités énoncées au paragraphe VI.6.3.

VII.6.5 - Assise des digues

Les aménagements de digues en rehaussement du terrain actuel sont envisagés au droit des aménagements 17,7b,7a, et 4.

L'assise sera atteinte après décapage des couches superficielle sur des épaisseurs variables de 0.3 à 0.4m à l'amont et qui seront généralement plus importantes sur 0.4 à 0.7m sur les secteurs 4 et 7b et 7a ou il subsiste des remblais et des terres en culture.

Secteur	Couche de l'assise	Nature lithologique	Portance	Commentaires
Digue RD98	C1-1	Limons ± argileux et graveleux	Correcte, forte sensibilité à l'eau	Sol peu compressible
Aménagement Bastidon est 7b	C1-2	Sable limoneux à argileux avec des graviers en proportion variable	Correcte à médiocre, forte sensibilité à l'eau	Sol peu compressible
Aménagement Bastidon ouest 7a	C1-2 et C1-3	Formation à dominante sablo-graveleuse	Correcte à médiocre, forte sensibilité à l'eau	Sol peu compressible
Aménagement 4 Digue du Maravenne	C1-3	Formation à dominante sablo-graveleuse	Correcte	Sol peu compressible purge des remblais de tête à prévoir

Les assises seront pentées et fermées par un compactage chaque soir afin de faciliter l'écoulement et le drainage des eaux météoriques.

Avant remblaiement, les arases feront l'objet d'un contrôle de portance avec $EV2 \geq 40$ MPa.

VII.6.6 - Vérification au poinçonnement

Nous proposons de vérifier en phase d'avant-projet la conformité des assises vis-à-vis du poinçonnement aux états limites de service ELS.

Cette vérification peut être réalisée en première approche en faisant l'hypothèse que le comportement sous le remblai est similaire à celui d'une fondation.

Avec le pénétromètre statique on obtient :

Secteurs	Aménagement 17		Aménagement 7b 7a				
	PS1	PS2	PS4	PS5	PS6	PS7	PS8
Sondage	PS1	PS2	PS4	PS5	PS6	PS7	PS8
q_{ce} (MPa)	15	8	5	1.5	3	1.5	3
Couche d'assise	C1-1 C1-2	C1-1 C1-2	C1-1 C1-2	C1-1	C1-1	C1-1	C1-1 C1-2
K_c	0.11	0.11	0.11	0.32	0.32	0.32	0.11
$R_{v,k}/A'$ (ELS) KPa	600	300	200	170	350	170	120

$$R_{v,d} = R_{v,k} / \gamma_{R,v}$$

$$R_{v,d} = R_{v,k} / \gamma_{R,v}$$

$$R_{v,k} = A' q_{net} / \gamma_{R,d,v}$$

$$R_{v,k} = A' k_c q_{ce} i_\delta i_\beta / \gamma_{R,d,v}$$

Dans notre cas,

k_c = (facteur de portance pénétrométrique),

q_{ce}^* = kPa (résistance de pointe équivalente),

$i_\delta = 1$ pour une charge verticale centrée (à confirmer au stade de la mission G2-PRO),

$i_\beta = 1$ pour une charge éloignée au minimum de 8B d'un talus (à confirmer au stade de la mission G2-PRO),

A' = surface effective de la semelle (m²) (=A pour un faible excentrement),

$\gamma_{R,d,v} = 1.20$ (coefficient de modèle),

$\gamma_{R,v} = 1.40$ aux ELU durable et transitoire et 1.20 à l'ELU combinaison accidentelle et 2.30 à aux ELS caractéristique et quasi-permanent.

$R_{v,d}/A' = 74$ kPa (remblai de digue h=3.2m et une surcharge de 10 kPa en tête)

En phase AVP, la stabilité est assurée aux ELS puisque $R_{v,d}/A' \leq R_{v,k}$.

Suivant les méthodes analytiques préconisées par le CFBR.

La condition d'état-limite s'écrit : $q_{max} / \gamma_m > \gamma_d \times q$ avec :

- $q_{max} = C_u \times N_c$ avec C_u la cohésion non drainée de la fondation (kPa) et $N_c = 4 + 0.5 \times B / D$ où B (m) est la largeur du remblai à mi-hauteur et D (m) l'épaisseur de fondation compressible,
- $q = H \times \gamma$ la contrainte verticale sous le remblai de hauteur H (m) et de poids volumique γ (kN/m³),
- $\gamma_m = 1.4$ le coefficient partiel sur la cohésion non drainée,
- $\gamma_d = 1.2$ le coefficient de modèle.

On obtient alors :

Verification de la stabilité de la fondation			
	Aménagement 17	Aménagement 7a, 7b	Aménagement 4
Cu (Kpa)	50	50	50
NC	5,3	4,5	4,6
q (Kpa)	64	64	40
γ_m	1,4	1,4	1,4
γ_d	1,2	1,2	1,2
hc	3,5	8,5	5
qmax (Kpa)	266	227	230
Validation	114	86	116
	ok	ok	ok

Nota : pour les aménagements 7a, 7b et 4 les sols en présence sont plutôt des sols frottant alors que la vérification demandée par le CFBR tient compte uniquement de la cohésion non drainée du sol, cette vérification nous semble donc non adaptée au contexte géotechnique au droit de ces aménagements. Pour l'aménagement 4, nous rappelons toutefois que sur ce secteur la hauteur de la digue sera tout au plus de 2m, les enjeux sont donc assez faibles en terme de poinçonnement sur une couche à dominante sablo-graveleuse (C1-3).

Une vérification par méthode numérique de type « PLAXIS » est recommandée pour l'ensemble des digues en phase PRO.

VII.6.7 - Tassements

L'estimation de l'amplitude des tassements est effectuée à partir des essais de pénétration statique en se basant sur la corrélation entre la résistance de pointe (q_c) et le module pressiométrique (EM).

A dire d'expert et suivant les nombreuses littératures développées sur le sujet, nous avons retenu les corrélations suivantes :

Nature de sol	$\alpha = E_M/qc$
Argile	4
Limon	2.5
Sable	1.5

Les tassements sont les suivants :

Aménagement 17		Aménagement 7a et 7b					Aménagement 4		
PS1	PS2	PS4	PS5	PS6	PS7	PS8	*	*	*
q=74 (kPa)	q=74 (kPa)	q=74 (kPa)	q=74 (kPa)	q=74 (kPa)	q=74 (kPa)	q=74 (kPa)	q=50 (kPa)	q=50 (kPa)	q=50 (kPa)
<1/2 (cm)	<1/2 (cm)	<1/2 (cm)	<1/2 (cm)	<1/2 (cm)	<1/2 (cm)	<1/2 (cm)	<1/2 (cm)	<1/2 (cm)	<1/2 (cm)

- Valeurs estimées compte tenu de la nature sablo-graveleuse de l'assise et de la faible hauteur du profil de la digue sur l'aménagement 4.

Les amplitudes de tassements sont estimées avec une charge de $q = 70$ kPa (remblai de digue $h = 3.2$ m et une surcharge de 10 kPa en tête). et $q = 50$ kPa (remblai de digue de $h = 2.0$ et une surcharge de 10 kPa en tête).

Les valeurs seront généralement admissibles sous la digue pour les secteurs 17, 7a, 7b et 4

$$S_{(cm)} < 1/2 \text{ cm}$$

Ces tassements sont a priori admissibles.

Il conviendra de vérifier que les aménagements accompagnant les digues soient compatibles avec ces valeurs.

Une vérification des tassements par une méthode numérique de type « PLAXIS » est recommandée au droit des aménagements 8, 9 et 10.

VII.6.8 - Remarques et sujétions de réalisation pour les digues

En cas d'instabilité de portance (à vérifier en phase PRO par une méthode numérique ou suivant les recommandations du CFBR), des sujétions de réalisation seront à envisager pour renforcer le sol d'assise. Ces sujétions devront être compatibles avec la stabilité de la digue vis-à-vis de l'érosion (risque de débit de fuite, gradient hydraulique élevé à l'aval).

Une bêche d'ancrage hydraulique en matériaux argileux pourra être une solution technique pour limiter les effets de l'érosion en assise de digue. Elle sera d'autant plus efficace qu'elle sera ancrée dans un horizon peu perméable. Cette solution technique est à privilégier là où :

- le débit de fuite serait trop élevé pour une utilisation économique de la digue,
- il y a un risque qu'un gradient hydraulique élevé se développe à l'aval.

VII.7 - Réalisation du chenal (Maravenne vers la mer)

VII.7.1 - Description des travaux

Il sera nécessaire de prévoir un terrassement sur une hauteur variable de 3 à 4m/TA

Les matériaux impactés par ces déblais seront les couches

- C1-2 sable limoneux et graveleux,
- C1-4 limons sableux voir argilo vasard.

A partir de 2m de profondeur sous le terrain actuel les sols seront situés sous le niveau aquifère.

Les déblais seront réalisés à l'aide d'une pelle mécanique puissante et à l'abri d'un soutènement pour stabiliser les parois de fouille (Cf recommandations terrassement du paragraphe VI).

Les difficultés seront fortement liées à la présence d'eau à partir de 2m de profondeur sous le terrain actuel, nappe en relation avec la méditerranée.

Un phasage des travaux est à prévoir ainsi qu'une réflexion sur la gestion des eaux, lorsque que les terrassements seront proches de la mer.

VII.7.2 - Soutènement

Il s'agira d'un rideau constitué de palplanches métalliques solidarisiées par des serrures longitudinales et verticales et mise en œuvre par battage ou vibro-fonçage.

Le dimensionnement sera réalisé en élasto-platicité.

On veillera par ailleurs, lors du dimensionnement, à tenir compte d'une fiche hydraulique pour limiter le débit d'eau en fond de fouille.

Le dimensionnement intégrera :

- les effets éventuels des écoulements (boulance et érosion régressive),
- l'impact des travaux sur l'environnement (rabattement et effet barrage).
-

VII.7.3 - Caractéristiques géotechniques

Pour le dimensionnement du soutènement de type palplanche on pourra retenir les caractéristiques géotechniques suivantes :

Couche (base horizon)	γ (kN/m ³)	C (kPa)	Φ (°)	Ple* (MPa)	Pf (MPa)	EM (MPa)	α
C1-1 limons sableux (0.8 à 8.6 m)	19	2	30	0.6	0.5	4	0.5
C1-4 Limon argileux et sable à passages vasard (6.9 à 8.6m)	18	2	25	0.4	0.3	4	0.5
C2 argile sablo graveleuse (>12.5m)	19	5	32	2	1.8	20	0.5

Les valeurs indiquées correspondent à un modèle géotechnique global du secteur.

Ponctuellement au sein de la couche C2, on pourra rencontrer des galets et des lentilles graveleuses denses qui pourrait exposer le chantier à un refus de battage des palplanches.

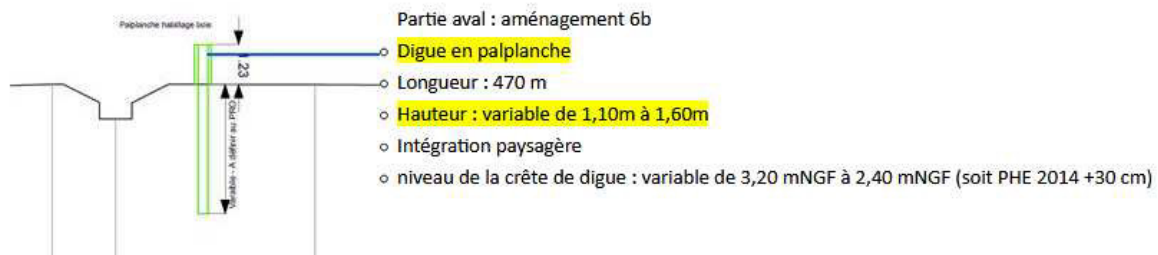
Au droit de la couche C1-4 il conviendra de porter une attention particulière à la présence de lentilles sableuses ou limoneuses vasardes.

Le dimensionnement de la paroi sera établi en phase PRO et nécessitera de prendre en compte différents modèles géotechniques. Cette optimisation pourra être faite après réalisation d'investigations géotechniques complémentaires au droit du cheminement de la paroi.

VII.1 - Réalisation des digues en palplanches 6a -6b

VII.1.1 - Description

A l'aval du site sur le secteur du Bastidon il est prévu l'aménagement de deux parois en palplanches :



Les enjeux sont de protéger le camping et le quartier Est lors du débordement du Pansard.

VII.1.2 - Contexte géotechnique et niveau d'eau

A cet effet nous avons complété la campagne d'investigations géotechniques initiale par la réalisation en juillet 2018 de :

- 1 sondage destructif à 10 m de profondeur avec 7 essais pressiométriques noté **SP1-2018**,
- 1 sondage carotté à 6 m de profondeur, **noté SC1-2018**,
- 8 sondages à la pelle mécanique notés PM1-2018 à PM8-2018,
- 2 essais d'infiltration de type Lefrancs-Nasberg suivant la norme NF-EN-ISO22282-2 notés **LEF1** et **LEF2** au droit du sondage carotté SC1-2018,
- 2 essais de perméabilité à l'eau en fouille de type Matsuo notés **MA1** et **MA2**,

Des analyses en laboratoire comprenant la réalisation de

- 2 mesures de la VBS suivant la norme NFP 94-068,
- 2 mesures de la teneur en eau Wn suivant la norme NFP 94-050,
- 2 analyses granulométrique suivant la norme NFP 94 -056,
- 2 analyses granulométrique par sédimentation suivant la norme NFP 94-057.

Cette campagne géotechnique complémentaire nous permet de synthétiser au droit des aménagements 6a et 6b la succession lithologique suivante :

- **Couche C1-4 : Alternance de limons et sables à passages plus ou moins lâches et vasards** identifiés jusqu'à 6.9 et 8.6 m de profondeur sous le terrain actuel. La

présence de passages lâches et vasards est ponctuelle et n'a pas été systématique observée sur les sondages à la pelle mécanique.

- **Couche C2 : d'argile graveleuse à sable et graviers argileux dense** sous 7.2 et 8.6m de profondeur et jusqu'à la base de nos sondages.

Par corrélation avec les essais pressiométriques et mesures au pénétromètre statique, on caractérise la succession lithologique par les valeurs géo mécaniques suivantes :

Couche (Base horizon)	γ (kN/m ³)	C (kPa)	Φ (°)	Ple* (MPa)	Pf (MPa)	EM (MPa)	α
C1-4 Limon argileux sable à passage vasard (6.9 à 8.6m)	18	2	25	0.4	0.3	4	0.5
C2 argile sablo graveleuse (>12.5m)	19	5	32	2	1.8	20	0.5

Niveau d'eau

Nos sondages à la pelle mécanique ont révélé en juillet 2018 un niveau d'eau situé sous les profondeurs suivantes :

N°	PM1	PM2	PM3	PM4	PM5	PM6	PM7	PM8
Prof/TN (m)	2.15	2.15	1.8	2.15	1.5	1.9	1.2	1.3

Ce niveau d'eau est ponctuel. Il sera variable avec fonctions des saisons et des conditions climatiques.

Essais de perméabilité à l'eau

Pour une analyse détaillée de ces essais on se reportera au PV joints en annexe, de façon synthétique on note :

N° sondage	Prof de l'essai (m)	K (m/s)	Horizon
SC1	2m	$3.9 \cdot 10^{-7}$ m/s	Limons argileux brun
SC1	4m	$3.7 \cdot 10^{-7}$ m/s	Limon argileux noir

MA1	1.1	10^{-8} m/s	Limon argileux brun
MA2	1.1	2.10^{-5} m/s	Sable grossier gris

On note que

- la perméabilité est faible dans les horizons limoneux et argileux de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-8} m/s, ce qui est cohérent avec cette nature de sol.
- la perméabilité est moyenne dans les sables de l'ordre de 10^{-5} m/s, ce qui est cohérent avec un sable à tendance limoneuse.

La perméabilité est difficile à appréhender car la couche C1-4 est constituée d'une alternance d'horizon limoneux à argileux à passages sableux de faible épaisseur. Les essais d'eau impactent donc les différentes alternances sans distinction, ce qui limite notre interprétation.

Au travers de la couche C1-4, il faut s'attendre à des circulations d'eau préférentielles au sein des passages sableux et graveleux qui par nature ont une perméabilité plus élevée.

Analyses et essais en laboratoire

Les essais et analyses ont été menées sur les échantillons prélevés en

SC1-2018 de 0.5 à 1.2 m,

SC1-2018 de 2.8 à 3.4 m.

On observe

Pour SC1-2018 de 0.5 à 1.2 : $W_n = 26,1$ %, $VBS = 2.4$, passant à $80\mu\text{m} = 84$ % → A_1

Pour SC1-2018 de 2.8 à 3.4 : $W_n = 25,2$ %, $VBS = 0.4$, passant à $80\mu\text{m} = 27$ % → B_5

Entre 0.5 et 1.2m, il s'agit de matériaux fins limoneux et sensibles aux variations hydriques dans un contexte hydriques humide. Ces sols sont identifiés A_1 au sens de la norme NFP 11300.

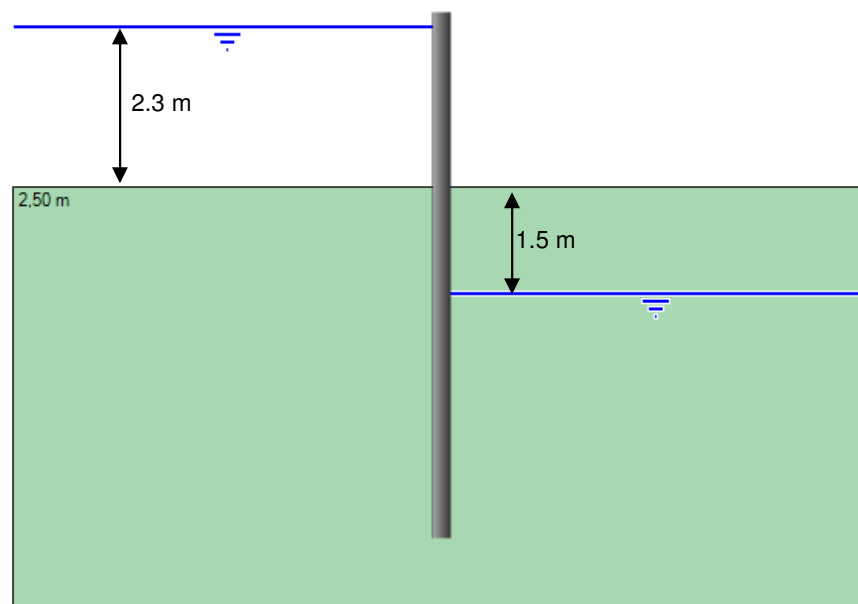
Entre 2.8 et 3.4 m, il s'agit de matériaux graveleux et argileux, légèrement sensibles aux variations hydriques, dans un contexte hydrique humide. Ces sols sont identifiés B_5 au sens de la norme NFP 11300.

VII.1.3 - EBAUCHE DIMENSIONNELLE PALPLANCHES 6a-6b

➤ Principe

Cette solution consiste à envisager la réalisation d'un écran étanche de type palplanche pouvant soutenir une hauteur d'eau de 2.3 m au-dessus du terrain naturel. L'écran sera fiché dans la couche C1-4 composée d'argile à sable vasard. A ce stade, nous avons retenu les caractéristiques suivantes pour l'écran :

Type de palplanches	PU - 18
Longueur (m)	7.5 m (dont 2.5 m hors sol)
Durée de vie de l'ouvrage	75 ans
Épaisseur de corrosion (mm/face)	2.5
Nuance d'acier (MPa)	S 240
Produit d'Inertie EI après corrosion (kN.m ² /ml)	17 959
Niveau d'eau amont	+ 2.3 m/TN
Niveau d'eau aval	- 1.5 m/TN



Coupe schématique de l'ouvrage

➤ Rappel du modèle géotechnique retenu au stade AVP au droit des aménagements 6a et 6b :

Pour l'étude de l'écran de palplanche au stade G2-AVP, les caractéristiques géotechniques suivantes ont été retenues :

Couche	Limites de couche (m/TN)	PI* (MPa)	E _M (MPa)	α	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	δ _a / Φ'	Δ _p / Φ'
Argile à sable vasard C1-4	9.0	0.4	4	0.5	18	2	25	0.66	-0.33
Argile graveleuse C2	> 9.0	2.0	20	0.5	19	5	32	0.00	-0.66

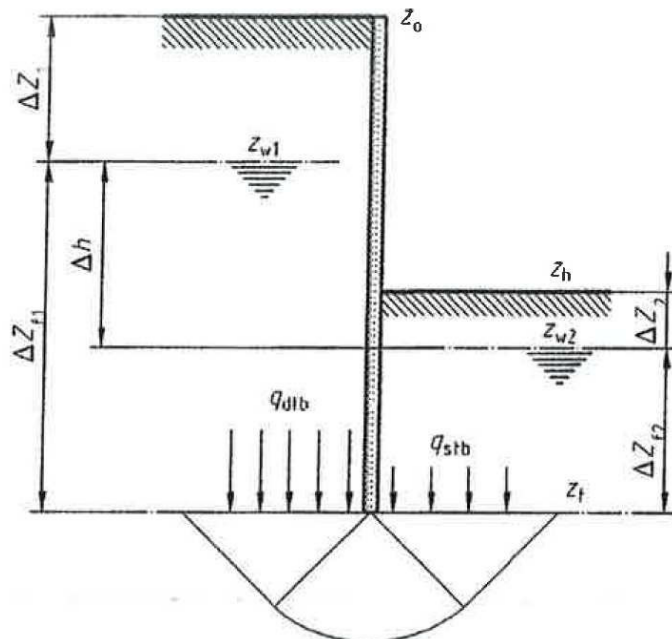
➤ **Stabilité du fond de fouille**

Pour les écrans de soutènement, il convient de vérifier la stabilité du fond de fouille vis à vis du phénomène de renard solide. Cette vérification consiste à vérifier selon le schéma de plasticité de Prandtl, l'équilibre des contraintes effectives au niveau de la base du rideau. Il convient de vérifier selon la norme NFP 94-282, l'inégalité suivante :

$$q_{dst,d} \leq q_{stb,d}$$

$q_{dst,d}$: contrainte déstabilisatrice.

$q_{stb,d}$: contrainte stabilisatrice.



Pour les sols drainants :

Avec :

$$q_{dst,d} = [\gamma \cdot z_{w1} + [\gamma - (1 - i_1) \cdot \gamma_w] \cdot (z_f - z_{w1})] \times \gamma_{G,dst} + q_1 \times \gamma_{Q,dst}$$

Avec : i_1 = gradient hydraulique moyen amont et q_1 = surcharge éventuelle

$$q_{stb,d} = \left[N_q \cdot \sigma'_{v2k} + \frac{N_q - 1}{\tan(\phi'_k)} \cdot C'_k \right] \times \gamma_{G,stb} + q_2 \times \gamma_{Q,stb}$$

Avec : σ'_{v2k} = contrainte effective au niveau de la base de l'écran à l'aval

ϕ'_k = angle de frottement sous la base de l'écran

C'_k = cohésion effective sous la base de l'écran.

q_1 = surcharge amont

q_2 = surcharge aval, négligé dans la plupart des cas.

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_k}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi'_k)}$$

Pour les sols fins :

Le raisonnement se fait ici également à court terme en contraintes totales :

$$q_{stb,d} = \gamma_{G,stb} \times \left[(\pi + 2) \times C_{u,k} + \Delta z_2 \times \gamma + \Delta z_{f2} \times \gamma' + \gamma_w \times (z_{w2} - z_f) \right] + q_2 \times \gamma_{Q,stb}$$

$$q_{dst,d} = q_1 \times \gamma_{Q,dst} + \gamma_{G,dst} \left[\Delta z_1 \times \gamma + \Delta z_{f1} \times \gamma' + \gamma_w \times (z_{w1} - z_f) \right]$$

Avec : $C_{u,k}$ = cohésion du terrain en conditions non drainées.

q_1 = surcharge amont

q_2 = surcharge aval, négligé dans la plupart des cas.

Avec les coefficients EUROCODE7- norme écran NFP 94-282.

$\gamma_{Gj,sup}$	1.35
$\gamma_{Qj,sup}$	1.5
$\gamma_{Gj,inf}$	1
γ_r	1.1

Dans notre cas $q_{dst,d} = 30.86 \text{ kPa} < q_{stb,d} = 35.96 \text{ kPa}$, la vérification est assurée pour une fiche supérieure à 1.1m ($N_q = 10.66$)

➤ Résultats de la modélisation au stade G2 AVP

A ce stade, les phases retenues pour la modélisation sont les suivantes :

- Phase initiale : Niveau d'eau amont/aval = -1.5 m
- Phase 1 : Niveau d'eau amont = 2.3 m ; Niveau d'eau aval = -1.5 m

Les calculs ont été menés en intégrant une corrosion avec les hypothèses suivantes :

- Durée de vie de l'ouvrage : 75 ans
- Environnement : Sol naturel agressif

Les calculs ont été menés à l'aide du logiciel K REA suivant l'approche 2 conformément à la norme NFP 94-282.

		Symbole	Approche 2
Action			A1
Permanente	Défavorable	γ_{Gsup}	1,35
	Favorable	γ_{Ginf}	1
Variable	Défavorable	γ_{Qsup}	1,5
	Favorable	γ_{Qinf}	0
Paramètres de sol			M1
Angle de frottement interne (appliqué à tanf')		γ'_r	1
Cohésion effective		$\gamma_{c'}$	1
Cohésion non drainée		γ_{cu}	1
Poids volumique		γ_g	1
Résistance pour la stabilité externe			R2
Portance		$\gamma_{R,v}$	1,4
Glissement		$\gamma_{R,h'}$	1,1
Résistance des terres		$\gamma_{R,e'}$	1,1

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Phase	1
Déplacement en tête (mm)	37.7
Effort tranchant max (kN/ml)	28.8
Moment max (kN.m/ml)	52.3
Défaut de butée	Vérif. OK

Il conviendra au bureau d'étude structure de prendre en compte les efforts obtenus pour le dimensionnement interne des éléments du soutènement (Effort tranchant, moment,). Il conviendra au Maître d'œuvre de vérifier la compatibilité des déplacements obtenus avec les déplacements admissibles des ouvrages projetés et existants.

∞ ∞ ∞ ∞ ∞

VIII - PRINCIPES GENERAUX DES FONDATIONS DES OUVRAGES EN BETON

VIII.1 - Pont dit de la « coopérative » (réf OH PK 4974.32)

VIII.1.1 - Description du projet

Il est prévu le remplacement des arches maçonnées et la disposition d'un nouveau tablier. Nous ne disposons pas de davantage d'informations sur le nombre d'appuis du futur ouvrage.

Les charges transmises par SAFEGER sont :

- Charge sur chaque file :

VELS = 89.74 t/m vers le bas -14.83 t/m vers le haut

VELU= 123.57 m/s vers le bas -21.10t/m vers le haut

On fera l'hypothèse qu'il est nécessaire de prévoir la création de nouvelles fondations.

L'étude de la réutilisation des culées et piles existantes ne font pas partie de la mission AVP.

VIII.1.2 - Rappel des données géotechniques

❖ En rive droite (SP1, SP2 et SP5)

Rive droite							
Lithologie	Couche	Epaisseur	Prof(m)	Cote	Nbv	Em* (Mpa)	PI* (MPa)
Remblai	R	2,0 à 6,0	2,0 à 6,0	11,8 à 13,3	7,00	30,00	1,90
Limon sablo graveleux	C1-3	3,0 à 6,9	6,8 à 12,4	5,9 à 8,0	10,00	47,00	3,60
Argile marron à noire	C2 altérée	7,6 à 9,1	15 à 21,5	(-0,2) à (-1,7)	13,00	26,00	2,00
Argile sablo graveleuse brune à rougeâtre	C2		>21,5	-2,2	1,00	75,00	4,00

Prof base de la couche

En rive gauche (SP4, SP6)

Lithologie	Couche	Epaisseur	Prof(m)	Cote	Nbv	Em* (Mpa)	PI * (MPa)
Remblai	R	2,4 à 5,1	2,4 à 5,1	13,6 à 13,7	4,00	34,00	1,90
Limon sablo graveleux	C1-3	6,3 à 6,6	9,0 à 11,4	7,1 à 7,3	9,00	38,00	3,00
Argile marron à noire	C1-4	(-)		(-)	(-)	(-)	(-)
Argile sablo graveleuse brune à rougeâtre	C2		>9,0 et 11,4	>7,1 à 7,3	7,00	82,00	4,20

(*) les valeurs indiquées sont des valeurs caractéristiques et représentatives des horizons, ces valeurs sont proches de la valeur moyenne.

On constate l'absence de la couche d'altération C2 en rive gauche, la nature géologique de cette couche est difficile à apprécier et nécessiterait la réalisation d'un sondage carotté.

Au droit de l'ouvrage, le fil d'eau du Pansard est situé vers la cote 11.0 NGF.

VIII.1.3 - Solution de fondation à envisager

L'ouvrage existant permet le franchissement du Pansard aux véhicules empruntant la voirie mais également aux nombreux réseaux en encorbellement sous le tablier.

D'un point de vue géotechnique et suivant le profil en travers sur le Pansard au droit de l'ouvrage ou le fil d'eau serait situé vers la cote 11.0 NGF, une solution de fondation superficielle isolée permettrait de reprendre les charges du projet. Toutefois cette solution obligera à rechercher une assise profonde ancrée sous le lit du ruisseau. Par ailleurs la présence de réseaux et de mitoyens proches exposent la réalisation des terrassements à de nombreuses sujétions. Une telle solution n'est pas envisageable en phase AVP et pourra être étudiée en phase PRO, à l'appui de données complémentaires et d'investigations géotechniques suivant le nombre d'appuis recherchés.

En phase d'avant-projet nous envisageons la réalisation de fondations profondes de type pieux.

Il pourra s'agir de pieux à la tarière creuse, classe 2 catégorie 6 FTC au sens de la norme NFP92 -262 EC7.

Les pieux seront ancrés d'au moins 3 diamètres dans la couche C2 reconnue

- au-delà de 11.4m de prof/ au niveau de la route actuel en rive gauche,
- au-delà de 21.5m de prof/ au niveau de la route actuel en rive droite.

VIII.1.4 - Caractéristiques géotechniques à retenir pour le dimensionnement

Elle est la somme du terme de pointe et du frottement latéral. Elle est calculée à partir des règles de justification des fondations profondes développées au sein de la norme NF P94-262 et suivant l'approche 2 des Eurocodes 7.

Nous retenons, pour le calcul de la capacité portante des éléments de fondations, la méthode dite « du modèle de terrain » développée dans la norme NF P94-262 de juillet 2012. Cette méthode consiste à déduire d'un modèle de terrain homogène les valeurs caractérisées par couche de sol, permettant le calcul de la capacité portante d'un élément de fondation isolé.

Sur la base des investigations réalisées et pour un pieu tarière creuse, classe 2 catégorie 6 FTC au sens de la norme NFP92 -262 EC7, les paramètres seront les suivants :

❖ Pour le frottement latéral $R_{s,k}$

Rive droite										
Lithologie	Couche	Epaisseur	Prof(m)	Cote	Nbv	Em* (Mpa)	PI* (MPa)	α	qs (kPa)	Type de sol Eurocode 7
Remblai	R	2,0 à 6,0	2,0 à 6,0	11,8 à 13,3	7,00	30,00	1,90	0,5	68	Argiles et limons
Limon sablo graveleux	C1-3	3,0 à 6,9	6,8 à 12,4	5,9 à 8,0	10,00	47,00	3,60	0,5	76	Argiles et limons
Argile marron à noire	C2 altérée	7,6 à 9,1	15 à 21,5	(-0,2) à (-1,7)	13,00	26,00	2,00	0,66	69	Argiles et limons
Argile sablo graveleuse brune à rougeâtre	C2		>21,5	-2,2	1,00	75,00	4,00	0,66	90	Sable argileux intermédiaire
Rive Gauche										
Lithologie	Couche	Epaisseur	Prof(m)	Cote	Nbv	Em* (Mpa)	PI* (MPa)	α	qs	Type de sol Eurocode 7
Remblai	R	2,4 à 5,1	2,4 à 5,1	13,6 à 13,7	4,00	34,00	1,90	0,5	68	Argiles et limons
Limon sablo graveleux	C1-3	6,3 à 6,6	9,0 à 11,4	7,1 à 7,3	9,00	38,00	3,00	0,5	73	Argiles et limons
Argile marron à noire	C1-4	(-)		(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	Argiles et limons
Argile sablo graveleuse brune à rougeâtre	C2		>9,0 et 11,4	>7,1 à 7,3	7,00	82,00	4,00	0,66	90	Sable argileux intermédiaire

Nota : la valeur de pl^* dans la couche C2 est volontairement limitée à 4MPa.

❖ Pour l'effort de pointe $R_{b,k}$

En rive droite :

Classe de pieu	Couche	Prof (m)	Kpmax ssi Def/B>5	Ple* (Mpa)
2 (cat 6 FTC)	C2 altérée	>6,8 à 12,4	1,30	2,00
2 (cat 6 FTC)	C2	>21,5	1,65	4,00

En rive gauche

Classe de pieu	Couche	Prof (m)	Kpmax ssi Def/B>5	Ple* (Mpa)
2 (cat 6 FTC)	C2	>9 et 11,4	1,65	4,00

VIII.1.5 - Prédimensionnement

En phase avant-projet nous indiquons ci-après les efforts maximaux admissible pour un pieu isolé.

En Rive droite, pour un pieu tarière creuse, classe 2 catégorie 6 FTC au sens de la norme NFP92 -262 de diamètre 0.6m et descendus à 23.3 m, soit une fiche de 3*0.6(1.8) au sein de la couche C2 on obtient en compression axiale :

R_{b;k} résistance de pointe (kN)	1475
R_{s;k} résistance au frottement (kN)	2312
R_{c;d} ELU durable et transitoire (kN)	3443
R_{c;d} ELU accidentelle (kN)	3787
R_{c;crd} ELS caractéristiques (kN)	2617
R_{c;crd} ELS quasi permanent (kN)	2142

Nota : les frottements dans les remblais ont été négligés sur 3.0 m de hauteur.

Suivant les charges attendues sur appuis, on pourra envisager en rive de droite d'ancrer le pieu dans la couche C2.

En Rive gauche, pour un pieu tarière creuse, classe 2 catégorie 6 FTC au sens de la norme NFP92 -262 de diamètre 0.6m et descendu à 13.2 m, soit une fiche de 3x0.6m (1.8m) au sein de la couche C2 on obtient en compression axiale :

R_{b;k} résistance de pointe (kN)	1475
R_{s;k} résistance au frottement (kN)	1207
R_{c,d} ELU durable et transitoire (kN)	2438
R_{c,d} ELU accidentelle (kN)	2682
R_{c;crd} ELS caractéristiques (kN)	1758
R_{c;crd} ELS quasi permanent (kN)	1438

Nota : les frottements dans les remblais ont été négligés sur 3m de hauteur.

Ce prédimensionnement ne tient pas compte des efforts dus à des chargements dissymétriques ou frottements négatifs qu'il conviendra d'évaluer le cas échéant en phase PRO.

Si une solution tarière creuse est envisagée, l'entreprise devra prendre ces responsabilités pour assurer un ancrage de 3 diamètres dans les couches requises. Nous attirons l'attention sur la compacité élevée de la couche C2 qui pourra rendre cet ancrage délicat suivant les moyens employés.

Par ailleurs nous rappelons que la réalisation de pieux à la tarière creuse doit être effectuée avec enregistrement des paramètres de forage.

VIII.2 - Ouvrage hydraulique des pêcheurs (réf OH PK 9856)

VIII.2.1 - Description du projet

Il est prévu le remplacement des dalots existants par un tablier reposant sur deux appuis de rive.

Au droit de cet ouvrage aucune investigation géotechnique n'a été réalisée. Cet aménagement n'ayant pas été envisagé lors des phases préliminaires. En phase AVP on prendra référence sur les sondages SP13 (situé 50 m à l'amont) et SP14 (70 m à l'aval) le long du Pansard. Ces données, bien que le contexte géotechnique soit homogène, devront nécessairement être confirmées par des investigations complémentaires.

VIII.2.2 - Rappel des données géotechniques

Au droit des sondages SP13 et SP14 on obtient :

Lithologie	Couche	Epaisseur	Prof(m)	Cote	Nbv	Em* (Mpa)	PI * (MPa)
Limon sablo graveleux	C1-2 à C1-4	6,1 à 6,5	6,1 à 6,5	(-3,9) à (-4,1)	8,00	4,50	0,50
Argile sablo graveleuse brune à ocre	C2	3,0 à 6,9	>6,1 à 6,5	>(-3,9) à (-4,1)	8,00	20,00	2,60

(*) les valeurs indiquées sont des valeurs caractéristiques et représentatives des horizons, ces valeurs sont proches de la valeur moyenne.

Le terme « prof(m) » correspond à la base de la couche.

VIII.2.3 - Solution de fondation à envisager

En phase d'avant-projet nous envisageons la réalisation de fondations profondes de type pieu. Il pourra s'agir de pieu à la tarière creuse, classe 2 catégorie 6 FTC au sens de la norme NFP92 -262 EC7.

Les pieux seront ancrés d'au moins 3 diamètres dans la couche C2 reconnue

- au-delà de 6.1 et 6.5 m de prof sous les cotes (-3.9) et (-4.1).

VIII.2.4 - Caractéristique géotechnique à retenir pour le dimensionnement de la capacité portante des pieux

Elle est la somme du terme de pointe et du frottement latéral. Elle est calculée à partir des règles de justification des fondations profondes développées au sein de la norme NF P94-262 et suivant l'approche 2 des Eurocodes 7

Pour le détail, on se reportera aux fiches de calculs jointes en annexe explicitant le calcul de la capacité portante d'un pieu.

Nous retenons, pour le calcul de la capacité portante des éléments de fondations, la méthode dite « du modèle de terrain » développée dans la norme NF P94-262 de juillet 2012. Cette méthode consiste à déduire d'un modèle de terrain homogène les valeurs caractérisées par couche de sol, permettant le calcul de la capacité portante d'un élément de fondation isolé.

Sur la base des investigations réalisées et pour un pieu tarière creuse, classe 2 catégorie 6 FTC au sens de la norme NFP92 -262 EC7, les paramètres seront les suivants

Pour le frottement latéral $R_{s,k}$

Lithologie	Couche	Epaisseur	Prof(m)	Cote	Nbv	Em* (Mpa)	Pl* (MPa)	α	qs (kPa)	Type de sl Eurocode 7
Limon sablo graveleux	C1-2 à C1-4	6,1 à 6,5	6,1 à 6,5	(-3,9) à (-4,1)	8,00	4,50	0,50	0,5	51	Argiles et limons
Argile sablo graveleuse brune à ocre	C2	3,0 à 6,9	>6,1 à 6,5	>(-3,9) à (-4,1)	8,00	20,00	2,60	0,5	90	Sable argileux intermédiaire

Pour l'effort de pointe $R_{b,k}$

Classe de pieu	Couche	Prof (m)	Kpmax ssi Def/B>5	Ple* (Mpa)
2 (cat 6 FTC)	C2	>6,5	1,62	2,6

VIII.2.5 - Prédimensionnement

En phase avant-projet nous indiquons ci-après les efforts maximaux admissibles pour un pieu isolé.

Pour un pieu tarière creuse, classe 2 catégorie 6 FTC au sens de la norme NFP92-262 de diamètre 0.6m et descendus à 8.3 m, soit une fiche de 3x0.6m (1.8m) au sein de la couche C2 on obtient en compression axiale :

R_{b;k} résistance de pointe (kN)	909
R_{s;k} résistance au frottement (kN)	740
R_{c;d} ELU durable et transitoire (kN)	1499
R_{c;d} ELU accidentelle (kN)	1649
R_{c;crd} ELS caractéristiques (kN)	1080
R_{c;crd} ELS quasi permanent (kN)	884

Ce prédimensionnement ne tient pas compte des efforts dus à des chargements dissymétriques ou frottements négatifs qu'il conviendra d'évaluer le cas échéant en phase PRO.

VIII.3 - Ouvrage hydraulique DUCOURNEAU (OH PK 6721.08)

VIII.3.1 - Description du projet

Il est prévu le prolongement de l'ouvrage existant en disposant un dalot sur 10m de largeur en rive droite.

La disposition d'un cadre de type dalot obligera à réaliser des terrassements pour recalibrer le Pansard (on se reportera au paragraphe V2, V3 et V4 pour en connaître les modalités de réalisation).

VIII.3.2 - Rappel des données géotechniques

On se reportera au sondage SP7 réalisé en rive droite du Pansard ou droit du projet :

Lithologie	Couche	Epaisseur	Prof(m)	Cote	Nbv	Em* (Mpa)	PI * (MPa)
Remblai	R	2,1	0,0/2,1	13,4	2,00	18,00	1,60
Limon sablo graveleux	C1-1	4,7	2,1/6,8	8,7	3,00	3,30	0,50
Argile graveleuse	C2	>3,2	>6,8	>8,7	2,00	27,50	1,00

VIII.3.3 - Solution de fondation à envisager

L'ouvrage cadre sera disposé sur un radier qui sollicitera un matelas de répartition constitué par des matériaux granulaires (matériaux insensibles à l'eau VBS <0.1, de granulométrie adaptée 40/70 mm drainant) soigneusement compacté sur une épaisseur minimale de 0.6 m.

Cette couche sera réalisée en substitution des limons sablo graveleux existants (couche C1-1 ou C1-2) jusqu'à l'obtention de la couche C2 qui présente des caractéristiques mécaniques plus compactes.

Le matelas drainant sera contrôlé en portance pour respecter le critère $EV2 \geq 50 \text{ MPa}$.

On veillera à ce que ce matelas de répartition déborde d'une largeur égale à son épaisseur en périphérie du radier afin d'assurer une bonne diffusion des contraintes et garantir la stabilité de l'ouvrage.

En cas de venues d'eau, celles-ci seront pompées et évacuées de la fouille vers un exutoire gravitaire hors influence du chantier.

VIII.3.4 - Ebauche dimensionnelle du radier

On retient la définition suivante de la résistance nette du terrain à la sous face des fondations de l'ouvrage l'approche 2 de l'Eurocode 7 et la norme NF-P94-261 :

$R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation,

$R_{v,k}$: valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation,

$\gamma_{R,v}$: contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation.

Méthode pressiométrique :

$$R_{v,d} = R_{v,k} / \gamma_{R,v}$$

avec (pour $q_{net} = k_p \cdot Ple^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta$) :

$$R_{v,k} = \frac{A' \cdot k_p \cdot Ple^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta}{\gamma_{R,d,v}}$$

Dans notre cas, on aura :

$k_p = 1.0$ (facteur de portance pressiométrique)

$Ple^* = 0.8$ MPa (pression limite nette équivalente, valeur limitée pour ne pas poinçonner le matelas)

$i_\delta = 1$ (charge verticale centrée, à confirmer au stade de la mission G2PRO),

$i_\beta = 1$ pour une charge éloignée au minimum de 8B d'un talus,

A' surface effective la semelle en m² (=A pour un faible excentrement),

$\gamma_{R,d,v} = 1.20$ (coefficient de modèle),

$\gamma_{R,v} = 1.40$ aux ELU durable et transitoire,

$\gamma_{R,v} = 1.20$ à l'ELU combinaison accidentelle,

$\gamma_{R,v} = 2.30$ à aux ELS caractéristique et quasi-permanent.

Soit pour un radier sollicitant la couche C2 par l'intermédiaire d'un matelas de répartition.

ELU Transitoire et durable : $R_{v,d}/A' = 0.47$ MPa

ELU Accidentelle : $R_{v,d}/A' = 0.55$ MPa

ELS Caractéristique et Quasi-permanent : $R_{v,d}/A' = 0.25$ MPa

VIII.3.5 - Tassements

Les tassements seront inférieurs au centimètre et dépendront fortement du soin apporté à la réalisation du matelas sous la fondation ainsi qu'à l'exécution du fond de fouille et le curage soigné de toute surface altérée.

VIII.3.6 - Remblai contre l'ouvrage

On pourra utiliser les matériaux du site pour autant que leur nature soit compatible (on se reportera au paragraphe V5) jusqu'en partie inférieure de la PST.

En partie supérieure de la PST on utilisera des remblais d'apport insensibles à l'eau et non dégradables ($VBS < 0.1$, passant à $80\mu m < 12\%$).

Les objectifs de densification seront :

- $q_4 = 95\%$ q_d OPN en-dessous de la PST (remblai courant),
- $q_3 = 98.5\%$ q_d OPN au-dessus de la PST (remblai technique).

La mise en œuvre des matériaux de remblai devra faire l'objet d'un suivi et d'un contrôle de compacité. Sous voie circulée la portance minimale à atteindre sera une plateforme de type PF2 avec $EV_2 \geq 50$ MPa à long terme.

VIII.3.7 - Sujétions

Pour les fondations superficielles :

- les fonds de fouille devront être curés de toutes zones molles ou d'aspect douteux,
- les travaux de terrassement seront à réaliser à l'abri des intempéries et à l'étiage,

- Il pourra être nécessaire de prévoir une parafouille en enrochement à l'amont et à l'aval du matelas de répartition afin d'éviter tous phénomènes d'érosion sous l'ouvrage.

Pour les fondations profondes :

- les pieux devront être armés toute hauteur, le ferrailage devra intégrer les moments et les efforts horizontaux,
- les ateliers de réalisation des pieux devront être équipés d'un système d'acquisition automatique des paramètres de forage,
- on veillera à respecter l'ancrage des fondations dans la couche indiquée dans le présent document et avec une valeur minimale 3 fois le diamètre du pieu,
- l'ancrage des pieux dans la couche C2 au droit de passages indurés ou de blocs pourra être délicat. L'entreprise prendra ces dispositions pour garantir l'ancrage et proposera un matériel de forage adaptée (trépanage, tarière rocher etc...)
- on notera l'irrégularité du toit de la couche C2 qui obligera à adapter la fiche des fondations,
- à la prise en compte des frottements latéraux négatifs et à des poussées parasites,
- à la réalisation d'essais de contrôle, de continuité et de qualité du fût conformément à la norme NFP 94-262 (voir tableau en page suivante).

Tableau 6.4.1.2 – Nombre minimal de pieux ou de barrettes à ausculter pour des contrôles renforcés d'intégrité

	Méthodes d'auscultation (Notes 1 à 4)		
	A	B	C
Nombre de pieux concernés	1/6 par transparence (Note 2)	1/8 par transparence (Note 2) + 1/6 par impédance (Note 3)	1/4 par impédance (Note 3)
Notes :			
(1) Les procédures A, B ou C sont indifféremment autorisées mais les procédures A et B ne sont possibles que si les pieux sont armés sur toute leur hauteur.			
(2) Selon la norme NF P 94-160-1 (méthode sonique par transparence). Dans ce cas, les tubes utilisés, de 40 mm de diamètre intérieur minimum, sont à placer de façon à ne pas nuire à l'enrobage des armatures principales des cages.			
(3) Selon la norme NF P 94-160-4 ou NF P 94-160-2 (méthode vibratoire par impédance ou par réflexion). Lorsque cette méthode n'est pas applicable ou lorsque la géométrie et le contexte géotechnique sont susceptibles d'en compromettre la pertinence, il convient de recourir à la méthode B. Lorsque le défaut de représentativité de la méthode par impédance est constaté a posteriori, il convient d'effectuer des auscultations au moyen de la méthode sismique parallèle selon la norme NF P 94-160-3.			
(4) Les normes de type NF EN se substitueront aux normes de type NF P 94-160 lorsqu'elles seront applicables.			

IX - ALEAS SUBSISTANTS A L'ISSUE DE LA MISSION G2 AVP

Cette étude doit être complétée par une mission G2 phase PRO qui devra intégrer des investigations géotechniques complémentaires :

- au droit de l'ouvrage des pêcheurs et Ducournau,
- à proximité des mitoyens où la connaissance du dispositif de fondation doit être acquis.
- Au droit de tout ouvrage additionnel non répertorié ou étudié lors de la phase AVP,

La mission G2_{PRO} devra permettre le dimensionnement de tous les ouvrages géotechniques suivant les conditions évoquées dans la présente note.

Une caractérisation précise des niveaux d'eau est à compléter par un suivi des piézomètres équipés sur site, sur une période de 12 mois minimum afin de définir des niveaux d'eau caractéristiques. Compte tenu de la dimension du projet ces données devront être corroyées à une étude hydrogéologique du secteur.

Une étude approfondie du risque de liquéfaction sous sollicitation sismique des sols fins est prévoir, (non obligatoire de façon générale en zone de faible sismicité zone 2 mais recommandé a priori par le CFBR).

La présente note clôture la mission géotechnique G2 phase AVP engagée auprès de la commune de la Londe les Maures.

Nous restons à la disposition tous les intervenants pour tous renseignements complémentaires.

Dressé par le chargé d'étude :

Alexandre GARDAS

HYDROGÉOTECHNIQUE SUD-EST
Direction Régionale Paca
18, Bd Félix de Kerimej
13730 SAINT-VICTOIRE
Tél. 04 42 65 88 21 Fax 04 42 65 88 56
T.V.A. FR 92 - SIRET 4271807910083 - APE 71.12 B

Vérifié par l'ingénieur soussigné :

Patrice CHAMEL Po

HYDROGÉOTECHNIQUE SUD-EST
Direction Régionale Paca
18, Bd Félix de Kerimej
13730 SAINT-VICTOIRE
Tél. 04 42 65 88 21 Fax 04 42 65 88 56
T.V.A. FR 92 - SIRET 4271807910083 - APE 71.12 B

ANNEXES

Annexe 1

Fiche explicative calcul pieu suivant les EUROCODES

DETAILS DU CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU (EC7)

La capacité portante est donnée par :

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k}$$

Avec :

$R_{c,k}$ = portance du terrain pour un pieu,

$R_{b,k}$ = résistance à la compression du terrain sous la base du pieu (effort de pointe)

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k}$$

$R_{s,k}$ = résistance du frottement le long du fût du pieu.

$$R_{s,k} = P_s \int_0^D q_{s,k}(z) dz$$

✓ Résistance à la compression $R_{b,k}$ (effort de pointe)

$$q_b = k_p \cdot p_{le}^* + q_0$$

avec :

k_p = facteur de portance avec $k_{p_{max}}$ ssi $D_{ef}/B > 5$

p_{le}^* = limite nette équivalente,

q_0 = contrainte verticale au niveau de la pointe (négligée).

A_b = aire nominale de la pointe du pieu

✓ Résistance du frottement latéral $R_{s,k}$:

Elle est donnée par la relation :

$$R_{s,k} = P_s \sum_0^D q_{s,k}(z) dz$$

avec :

P_s = périmètre du fût du

pieu (m),

D = longueur de la fondation dans le terrain (m),

$q_{s,k}(z)$ = frottement latéral unitaire limite à la cote z (kPa).

$$q_s(z) = \alpha_{pieu-sol} f_{sol} [p_{le}^*(z)]$$

Les valeurs caractéristiques aux états limites de portance en compression sont alors

avec

E.L.U:
$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s}$$

E.L.S:

$$R_{c;cr;k} = 0.5 R_{b;k} + 0.7 R_{s;k}$$
 (charge de fluage)

pour les pieux réalisés sans refoulement.

$$R_{c;cr;k} = 0.7 R_{b;k} + 0.7 R_{s;k}$$
 (charge de fluage)

pour les pieux réalisés avec refoulement.

$$R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}}$$
 (charge de service)

et les coefficients partiels :

	Compression	Traction
γ_b, γ_s ELU durables et transitoires	1.1	1.15
γ_b, γ_s ELU accidentels	1.0	1.05
γ_{cr} ELS caractéristiques	0.9	1.1
γ_{cr} ELS quasi-permanent	1.1	1.5

Annexe 2

Plan d'implantation des investigations de juillet 2018

Plan d'implantation de sondages réalisés en 2018



Légende

- Essai Matsuo
- Sondage à la Pelle Mécanique
- Sondage caroté
- SP1 : Sondage Pressiométrique

Annexe 3
Résultats campagne d'investigations géotechniques de
2018



HYDROGÉOTECHNIQUE

Ville de La Londe Les Maures (83)
Projet contre les inondations
La Londe les Maures (83)

N° dossier C.18.50119

Date : 12/07/2018

Machine : Pelle mécanique 2.5T

Profondeur : 0,00 - 2,20 m

1/20

Sondage : PM1-2018

EXGTE B3.19.2/LB2EPF580FR

Prof (m)	Lithologie	Eau	Outil	GTR	Commentaires
0	Humus + limon marron clair à racines et radicelles 0,30 m	Eau détectée à 2,15m	Godet 70cm à 5 dents		Terrassement : Facile Tenue des parois : Bonne
1	Limon argileux marron gris foncé compact humide 1,70 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Bonne
2	Sable grossier gris foncé très humide 2,20 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Bonne Arrêt volontaire à 2.20m



HYDROGÉOTECHNIQUE

**Ville de La Londe Les Maures (83)
Projet contre les inondations
La Londe les Maures (83)**

N° dossier C.18.50119

Date : 12/07/2018

Machine : Pelle mécanique 2.5T

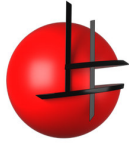
Profondeur : 0,00 - 2,20 m

1/20

Sondage : PM2-2018

EXGTE B3.19.2/LB2EPF580FR

Prof (m)	Lithologie	Eau	Outil	GTR	Commentaires
0	Humus + limon marron clair à racines et radicelles 0,40 m	Eau détectée à 2,15m	Godet 70cm à 5 dents		Terrassement : Facile Tenue des parois : Bonne
1	Limon argileux marron gris foncé compact humide 1,90 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Bonne
2	Sable grossier gris foncé très humide 2,20 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Bonne Arrêt volontaire à 2.20m



HYDROGEOTECHNIQUE

**Ville de La Londe Les Maures (83)
Projet contre les inondations
La Londe les Maures (83)**

N° dossier C.18.50119

Date : 12/07/2018



Machine : Pelle mécanique 2.5T

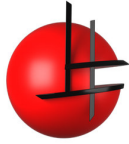
Profondeur : 0,00 - 2,30 m

1/20

Sondage : PM3-2018

EXGTE B3.19.2/LB2EPF580FR

Prof (m)	Lithologie	Eau	Outil	GTR	Commentaires
0	 <p>Limon légèrement sableux à racines et radicelles</p> <p>0,60 m</p>	 <p>Eau détectée à 1.8m</p>	<p>Godet 70cm à 5 dents</p>		<p>Terrassement : Facile</p> <p>Tenue des parois : Bonne</p>
1	<p>Sable jaune foncé marron humide</p> <p>1,60 m</p>				<p>Terrassement : Facile</p> <p>Tenue des parois : Moyenne</p>
2	<p>Sable grossier gris foncé très humide à quelques traces noirâtres et cailloux</p> <p>2,30 m</p>				<p>Terrassement : Facile</p> <p>Tenue des parois : Médiocre</p> <p>Arrêt volontaire à 2.30m</p>



HYDROGEOTECHNIQUE

**Ville de La Londe Les Maures (83)
Projet contre les inondations
La Londe les Maures (83)**

N° dossier C.18.50119

Date : 12/07/2018




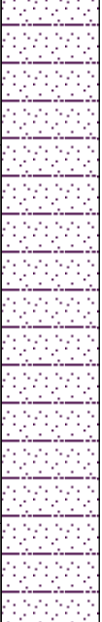
Machine : Pelle mécanique 2.5T

Profondeur : 0,00 - 2,30 m

1/20

Sondage : PM4-2018

EXGTE B3.19.2/LB2EPF580FR

Prof (m)	Lithologie	Eau	Outil	GTR	Commentaires
0	 Humus + Limon marron à racines et radicelles 0,20 m	 Eau détectée à 2,15m	Godet 70cm à 5 dents		Terrassement : Facile Tenue des parois : Moyenne
	 Sable légèrement limoneux brun clair à racines et radicelles 0,60 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Moyenne
1	 Sable grossier gris foncé à graviers et cailloutis				Terrassement : Facile Tenue des parois : Médiocre
2					Arrêt volontaire à 2.30m
					2,30 m



HYDROGÉOTECHNIQUE

**Ville de La Londe Les Maures (83)
Projet contre les inondations
La Londe les Maures (83)**

N° dossier C.18.50119

Date : 12/07/2018




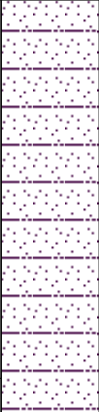
Machine : Pelle mécanique 2.5T

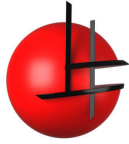
Profondeur : 0,00 - 2,10 m

1/20

Sondage : PM5-2018

EXGTE B3.19.2/LB2EPF580FR

Prof (m)	Lithologie	Eau	Outil	GTR	Commentaires
0	 Humus + Limon sableux marron à racines et radicelles 0,40 m	Eau détectée à 1.5m 	Godet 70cm à 5 dents		Terrassement : Facile Tenue des parois : Facile
1	 Sable jaune foncé à brun très humide à quelques radicelles 1,00 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Moyenne
2	 Sable gris foncé à quelques graviers et cailloux 2,10 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Très mauvaise Arrêt volontaire à 2.10m



HYDROGÉOTECHNIQUE

Ville de La Londe Les Maures (83)
Projet contre les inondations
La Londe les Maures (83)

N° dossier C.18.50119

Date : 12/07/2018

Machine : Pelle mécanique 2.5T

Profondeur : 0,00 - 2,10 m

1/20

Sondage : PM6-2018

EXGTE B3.19.2/LB2EPF580FR

Prof (m)	Lithologie	Eau	Outil	GTR	Commentaires
0	Humus + Limon marron à racines et radicules 0,30 m	Eau détectée à 1.9m	Godet 70cm à 5 dents		Terrassement : Facile Tenue des parois : Facile
1	Sable légèrement argileux jaune foncé à brun très humide 1,00 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Moyenne
2	Sable gris à quelques graviers et cailloux 2,10 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Très mauvaise Arrêt volontaire à 2.10m



HYDROGÉOTECHNIQUE

**Ville de La Londe Les Maures (83)
Projet contre les inondations
La Londe les Maures (83)**

N° dossier C.18.50119

Date : 12/07/2018

Machine : Pelle mécanique 2.5T

Profondeur : 0,00 - 2,20 m

1/20

Sondage : PM7-2018

EXGTE B3.19.2/LB2EPF580FR

Prof (m)	Lithologie	Eau	Outil	GTR	Commentaires
0	Humus +sable marron gris clair à racines et radicelles 0,30 m	Eau détectée à 1.2m	Godet 70cm à 5 dents		Terrassement : Facile Tenue des parois : Bonne
1	Sable marron jaune humide à quelques radicelles 1,10 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Moyenne
2	Sable gris foncé très humide à racines 2,20 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Très mauvaise Arrêt volontaire à 2.20m



HYDROGÉOTECHNIQUE

**Ville de la Londe Les Maures (83)
Projet contre les inondations
La Londe les Maures (83)**

N° dossier C.18.50119

Date : 12/07/2018

Machine : Pelle mécanique 2.5T

Profondeur : 0,00 - 2,10 m

1/20

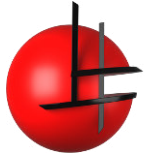
Sondage : PM8-2018

EXGTE B3.19.2/LB2EPF580FR

Prof (m)	Lithologie	Eau	Outil	GTR	Commentaires
0	Humus + Limon marron à racines et radicelles 0,20 m	Eau détectée à 1.3m	Godet 70cm à 5 dents		Terrassement : Facile Tenue des parois : Bonne
	Sable légèrement limoneux jaune foncé à brun clair très humide 1,00 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Moyenne
1	Sable grossier gris foncé Présence d'algues 2,10 m				Terrassement : Facile Tenue des parois : Très mauvaise
2					Arrêt volontaire à 2.10m



Prof (m)	Lithologie	Formation géologique	Eau	Tubage	Equipement forage	Outil	Récupération %	Commentaires
0	Limons argileux à racines et radicelles brun foncé	Alluvions récentes sables graviers et galets (Fz)	Pas de niveau d'eau significatif détecté	Tubage provisoire Ø146/178mm	Néant	Rotopercussion Ø114mm	75	Pas de récupération d'échantillons
1	1,00 m Limon argileux marron brun à passées sableuses grises						20	
2	1,40 m Limon argileux brun (supposé)						70	
3	2,30 m Sable gris légèrement limoneux						95	
4	2,50 m Limon marron à passées sableuses grises noires						75	
5	2,65 m Sable limoneux gris noir						75	
6	3,00 m Sable légèrement limoneux gris noir						75	
7	4,00 m Sable à graviers et gravillons gris marron à quelques galets Dmax = 100mm						75	
8	4,30 m Limon argileux gris noir légèrement sableux						75	
9	6,02 m						75	

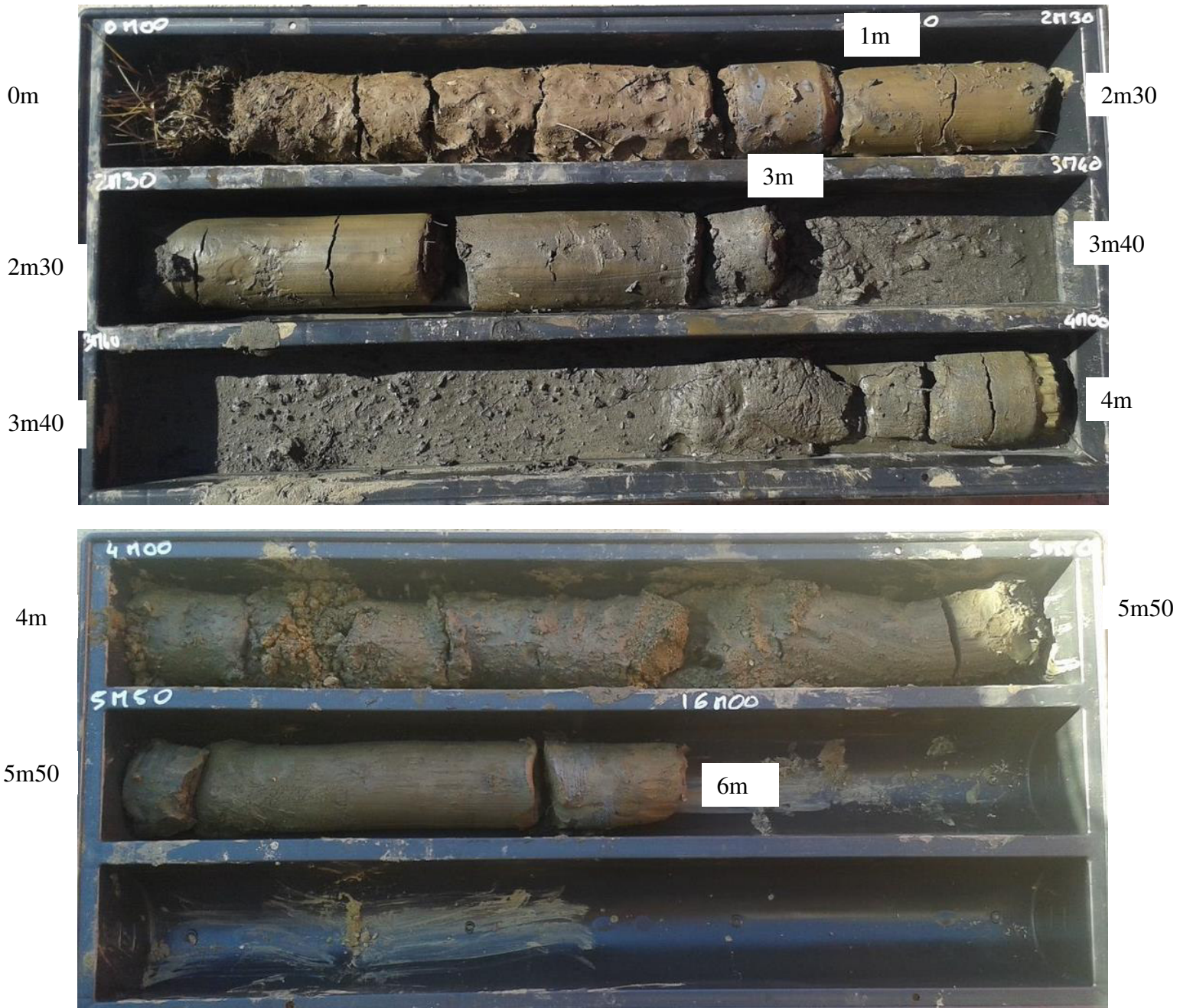


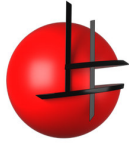
HYDROGEOTECHNIQUE

Ville de La Londe Les Maures
Projet contre les inondations
La Londe Les Maures (83)

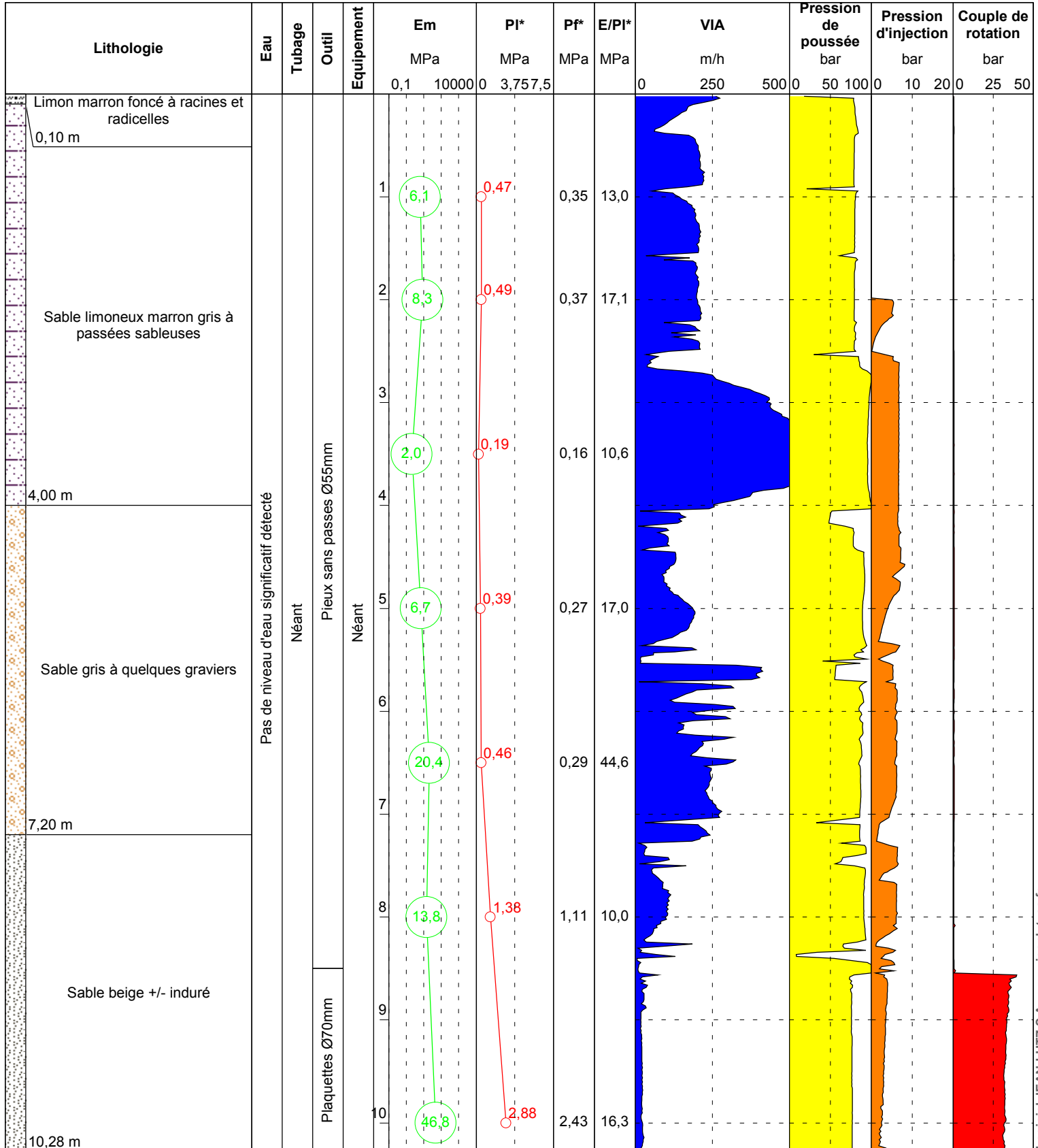
PLANCHE PHOTOGRAPHIQUE du sondage de
reconnaissance geologique

SC1 (0 – 6m)





Sondage pressiométrique : SP1-2018

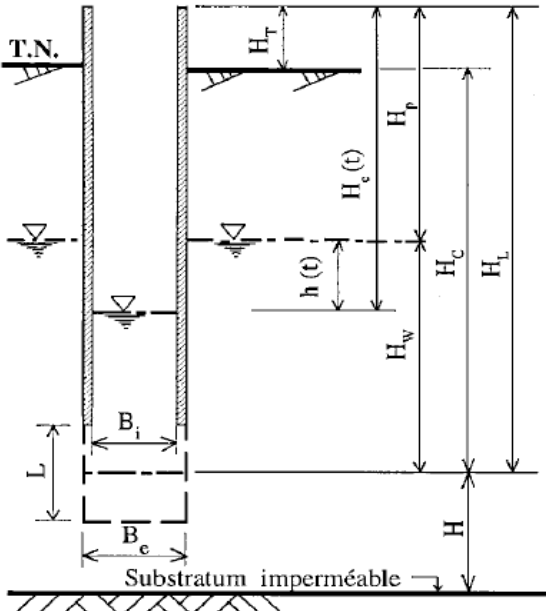


Essai de perméabilité à l'eau dans un forage à ciel ouvert - NF EN ISO 22282-2
Essai à charge variable
Méthode de la courbe de vitesse



Référence de l'essai :

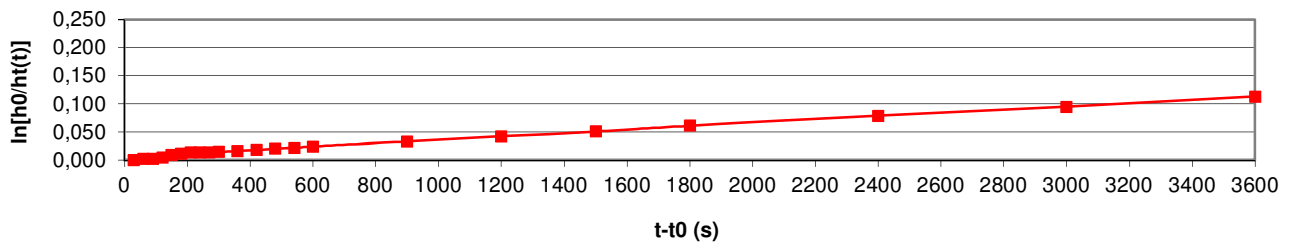
LE1



Ville	La Londe Les Maures (83)		
Projet	Projet contre les inondations		
N° Dossier	C.18.50119		
Client	Ville de La Londe Les Maures		
Date	12/07/2018		
DONNÉES DU FORAGE			
Prof. (m)	2	Eau Hp-Hr	*
Ø Be (m)	0,116	Cote NGF	0,00
DONNÉES DE L'ÉQUIPEMENT DE L'ESSAI			
Hr (m)	0,2	Bi (m)	0,12
t sat. (h)	1	Hc (m)	1,5
DONNÉES DE LA POCHE D'ESSAI			
sol testé	Sable supposé lâche		
Be (m)	0,116	L (m)	1
FORME DE LA CAVITÉ			
Type	cylindrique	Facteur F	2,20

t (min)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9
He (m)	6E-04	0,005	0,005	0,01	0,02	0,025	0,03	0,03	0,03	0,032	0,036	0,04	0,045	0,048
charge (m)	2,199	2,195	2,195	2,19	2,18	2,175	2,17	2,17	2,17	2,168	2,164	2,16	2,155	2,152
t (min)	10	15	20	25	30	40	50	60	*	*	*	*	*	*
He (m)	0,053	0,073	0,092	0,11	0,131	0,168	0,2	0,236	*	*	*	*	*	*
charge (m)	2,147	2,127	2,108	2,09	2,069	2,032	2	1,964	*	*	*	*	*	*

Représentation de la variation de la charge h(t) en fonction du temps écoulé t sous forme de graphique semi-logarithmique



RÉSULTATS DE L'ESSAI DE PERMÉABILITÉ

Par convention, l'équation relative aux essais à charge variable dans un trou de forage en tube ouvert est :

$$\ln \left[\frac{h_0}{h(t)} \right] = \frac{k \cdot F \cdot (t - t_0)}{S}$$

avec :
h : charge hydraulique
S : Section intérieure tubage
F : Facteur de forme

Le tracé de ln(h₀/h(t)) en fonction du temps écoulé donne une droite dont la pente α = k.F/S. k est calculé directement à partir de l'équation :

$$k = \alpha \cdot S / F$$

k (m/s)

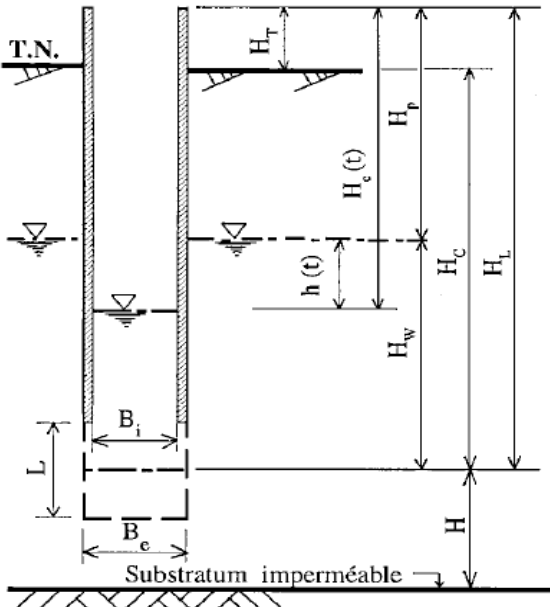
3,92E-07

Essai de perméabilité à l'eau dans un forage à ciel ouvert - NF EN ISO 22282-2
 Essai à charge variable
 Méthode de la courbe de vitesse



Référence de l'essai :

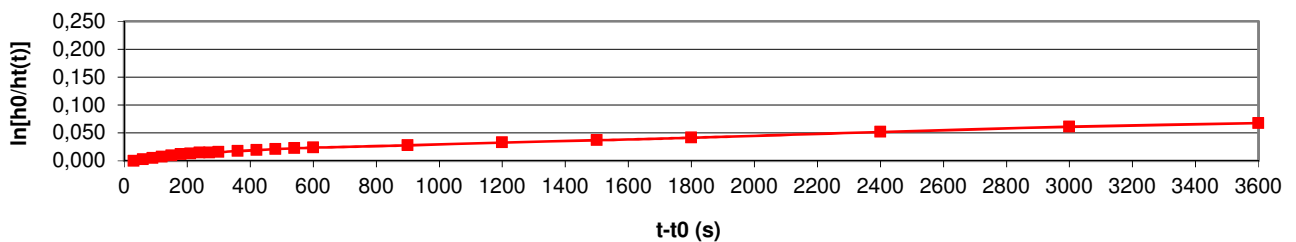
LE2



Ville	La Londe Les Maures (83)		
Projet	Projet contre les inondations		
N° Dossier	C.18.50119		
Client	Ville de La Londe Les Maures		
Date	12/07/2018		
DONNÉES DU FORAGE			
Prof. (m)	4	Eau Hp-Hr	*
Ø Be (m)	0,116	Cote NGF	0,00
DONNÉES DE L'ÉQUIPEMENT DE L'ESSAI			
Hr (m)	0,2	Bi (m)	0,12
t sat. (h)	0,25	Hc (m)	3,5
DONNÉES DE LA POCHE D'ESSAI			
sol testé	Sable légèrement limoneux gris noir		
Be (m)	0,116	L (m)	1
FORME DE LA CAVITÉ			
Type	cylindrique	Facteur F	2,20

t (min)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9
He (m)	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,058	0,065	0,07	0,072	0,075	0,083	0,09	0,098	0,103
charge (m)	4,19	4,18	4,17	4,16	4,15	4,142	4,135	4,13	4,128	4,125	4,117	4,11	4,102	4,097
t (min)	10	15	20	25	30	40	50	60	*	*	*	*	*	*
He (m)	0,108	0,125	0,145	0,162	0,18	0,221	0,258	0,284	*	*	*	*	*	*
charge (m)	4,092	4,075	4,055	4,038	4,02	3,979	3,942	3,916	*	*	*	*	*	*

Représentation de la variation de la charge h(t) en fonction du temps écoulé t sous forme de graphique semi-logarithmique



RÉSULTATS DE L'ESSAI DE PERMÉABILITÉ

Par convention, l'équation relative aux essais à charge variable dans un trou de forage en tube ouvert est :

$$\ln \left[\frac{h_0}{h(t)} \right] = \frac{k \cdot F (t - t_0)}{S}$$

avec :
 h : charge hydraulique
 S : Section intérieure tubage
 F : Facteur de forme

Le tracé de ln(h₀/h(t)) en fonction du temps écoulé donne une droite dont la pente α = k.F/S. k est calculé directement à partir de l'équation :

$$k = \alpha \cdot S / F$$

k (m/s)

3,77E-07

Annexe 4
Résultats des analyses et essais en laboratoire
(Campagne de 2018)

Groupe
HYDROGÉOTECHNIQUE

RAPPORT D'ESSAIS

Affaire suivie par: Jean Sébastien KUHN

En date du: 24/08/2018

REFERENCES DU CHANTIER

Dossier N°: C.18.50119	Chantier: Projet d'aménagement hydraulique du Maravenne et du Pansard
Affaire: Reconnaissances géologiques et géotechniques	Lieu: La Londe les Maures

REFERENCES DE L'ECHANTILLONNAGE:

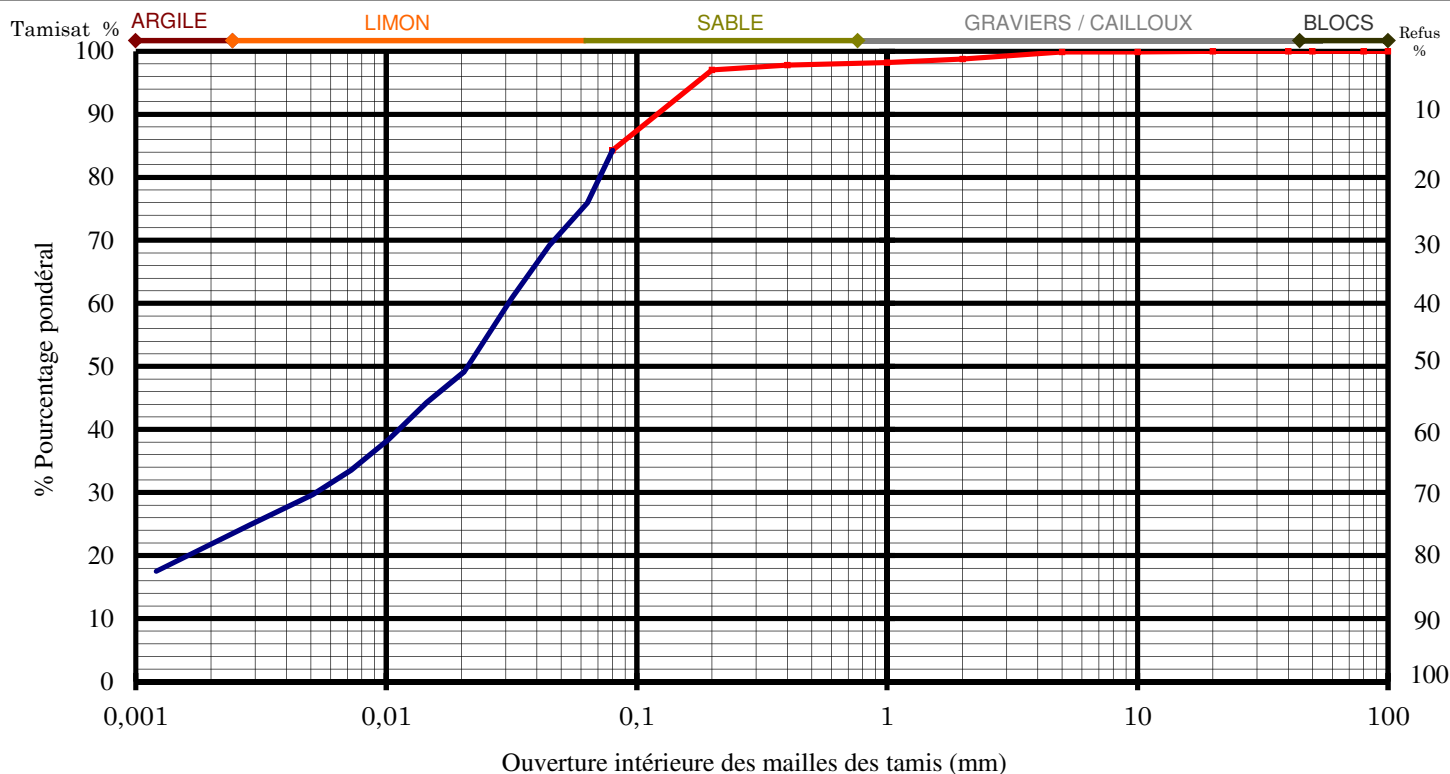
Sondage : SC1	Date prélèvement: -
Profondeur (m): 0,50-1,20	Réaction à l'acide : -
Nature : Limon argileux gris à passages sableux à quelques débris végétaux et à légère odeur de matière organique	T° étuvage (°C) : 50

IDENTIFICATION - Laboratoire: Sallèles d'Aude	Norme	Essai réalisé par :
Teneur en eau	NF P 94-050	Technicienne Marine JUHEL
Analyse granulométrique des sols	NF P 94-056	Technicienne Marine JUHEL
Analyse granulométrique par sédimentation	NF P 94-057	Technicienne Marine JUHEL
Valeur de bleu de méthylène d'un sol	NF P 94-068	Opérateur Mélissa ALOIA
Limites d'Atterberg	NF P 94-051	-

OBSERVATIONS:

RESULTATS:

TENEUR EN EAU NATURELLE	W _n (0/20) %	26,1	W _n (0/D) %	26,1
-------------------------	-------------------------	------	------------------------	------



Maille tamis (mm)	200	150	100	80	50	40	20	10	5	2	1	0,4	0,2	0,08
% Tamisat	100	100	100	100	100	100	100	100	100	99	98	98	97	84,3

GRANULOMETRIE

D10 (mm):	-	D max (mm):	6
D30 (mm):	-	Passant à 0,08 mm:	84,3
D50 (mm):	-	Passant 0,08 mm (fraction 0/50):	84,3
D60 (mm):	-	Passant à 2µm:	20,4
Coefficient courbure (Cc):	-		
Coefficient uniformité (Cu):	-		

ARGILOSITE

Valeur au bleu (VBS)	2,04
Limite de liquidité (W _L %)	-
Indice de plasticité (I _p)	-

Classement GTR (NF P 11-300):

A1



RAPPORT D'ESSAI

Affaire suivie par: Jean Sébastien KUHN

En date du: 24/08/2018

REFERENCES DU CHANTIER

Dossier N°: C.18.50119

Affaire: Reconnaissances géologiques et géotechniques

Chantier: Projet d'aménagement hydraulique du Maravenne et du Pansard

Lieu: La Londe les Maures

REFERENCES DE L'ECHANTILLONNAGE:

Date de prélèvement: -

Sondage: SC1

Profondeur (m): 0,50-1,20

Nature: Limon argileux gris à passages sableux à quelques débris végétaux et à légère odeur de matière organique

Réaction à l'acide: -

ρ_s (T/m³): 2,70 (conventionnelle)

IDENTIFICATION :

Norme

Analyse granulométrique par sédimentation

NF P 94-057

Technicienne Marine JUHEL

Laboratoire de :

Sallèles d'Aude

temps (mn)	Lecture Densimètre	T °C	F/(t) ^{0.5} (Hr) ^{0.5} R1			% séd	diam. (mm)	% passant 80 micr.
						100	0,08	84
0,5	22	23,3	0,01828	3,46995	22,756	90,06678	0,06	76
1	20	23,3	0,01293	3,46995	20,756	82,15078	0,04	69
2	17,5	23,3	0,00914	3,46995	18,256	72,25578	0,03	61
5	14	23,3	0,00578	3,54641	14,756	58,40278	0,02	49
10	12,5	23,4	0,00408	3,54418	13,281	52,56794	0,014	44
20	10,75	23,4	0,00289	3,54418	11,531	45,64144	0,010	38
40	9,25	23,5	0,00204	3,54195	10,057	39,8066	0,007	34
80	8	23,8	0,00144	3,53525	8,885	35,16556	0,0051	30
240	6,1	25,6	0,00081	3,49505	7,449	29,48417	0,0028	25
1440	4,5	23,3	0,00034	3,54641	5,256	20,80178	0,0012	18
						20	1,63	7

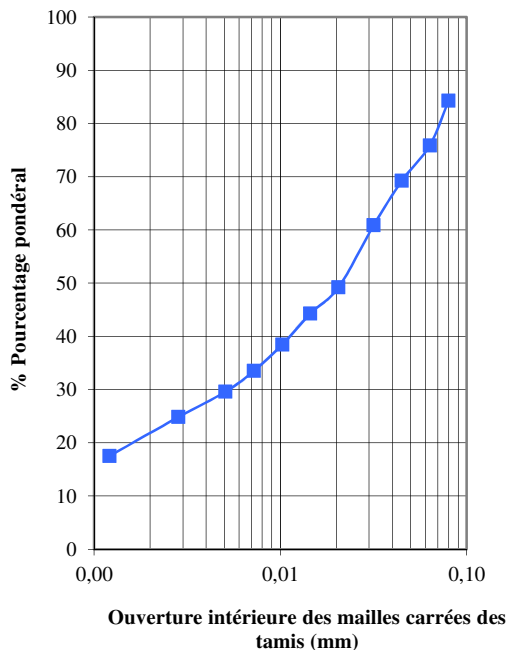
%Passant à 80 µm (granulo):	84
%Passant à 50 mm (granulo):	100
Passant à 2µm:	20
D10 (mm):	-
D30 (mm):	-
D50 (mm):	-
D60 (mm):	-
Coefficient courbure (Cc):	#VALEUR!
Coefficient uniformité (Cu):	#VALEUR!

Densimètre:	
Ho = 9.2 cm	HI = 1.8 cm
h1 = 14.8 cm	Vd = 46.9 cm

Facteurs correcteurs	
Cm = 0.0008	Cd = -0.0005

Eprouvette	
Section =	60,1 cm ²

OBSERVATIONS:





Groupe
HYDROGÉOTECHNIQUE

RAPPORT D'ESSAIS

Affaire suivie par: Jean Sébastien KUHN

En date du: 24/08/2018

REFERENCES DU CHANTIER

Dossier N°: C.18.50119

Chantier: Projet d'aménagement hydraulique du Maravenne et du Pansard

Affaire: Reconnaissances géologiques et géotechniques

Lieu: La Londe les Maure

REFERENCES DE L'ECHANTILLONNAGE:

Sondage : SC1

Date prélèvement: -

Profondeur (m): 2,80-3,40

Réaction à l'acide : -

Nature : Sable limoneux noir à odeur de matière organique

T° étuvage (°C) : 50

IDENTIFICATION - Laboratoire: Sallèles d'Aude

Norme

Essai réalisé par :

Teneur en eau

NF P 94-050

Technicienne Marine JUHEL

Analyse granulométrique des sols

NF P 94-056

Technicienne Marine JUHEL

Analyse granulométrique par sédimentation

NF P 94-057

Technicienne Marine JUHEL

Valeur de bleu de méthylène d'un sol

NF P 94-068

Technicienne Marine JUHEL

Limites d'Atterberg

NF P 94-051

-

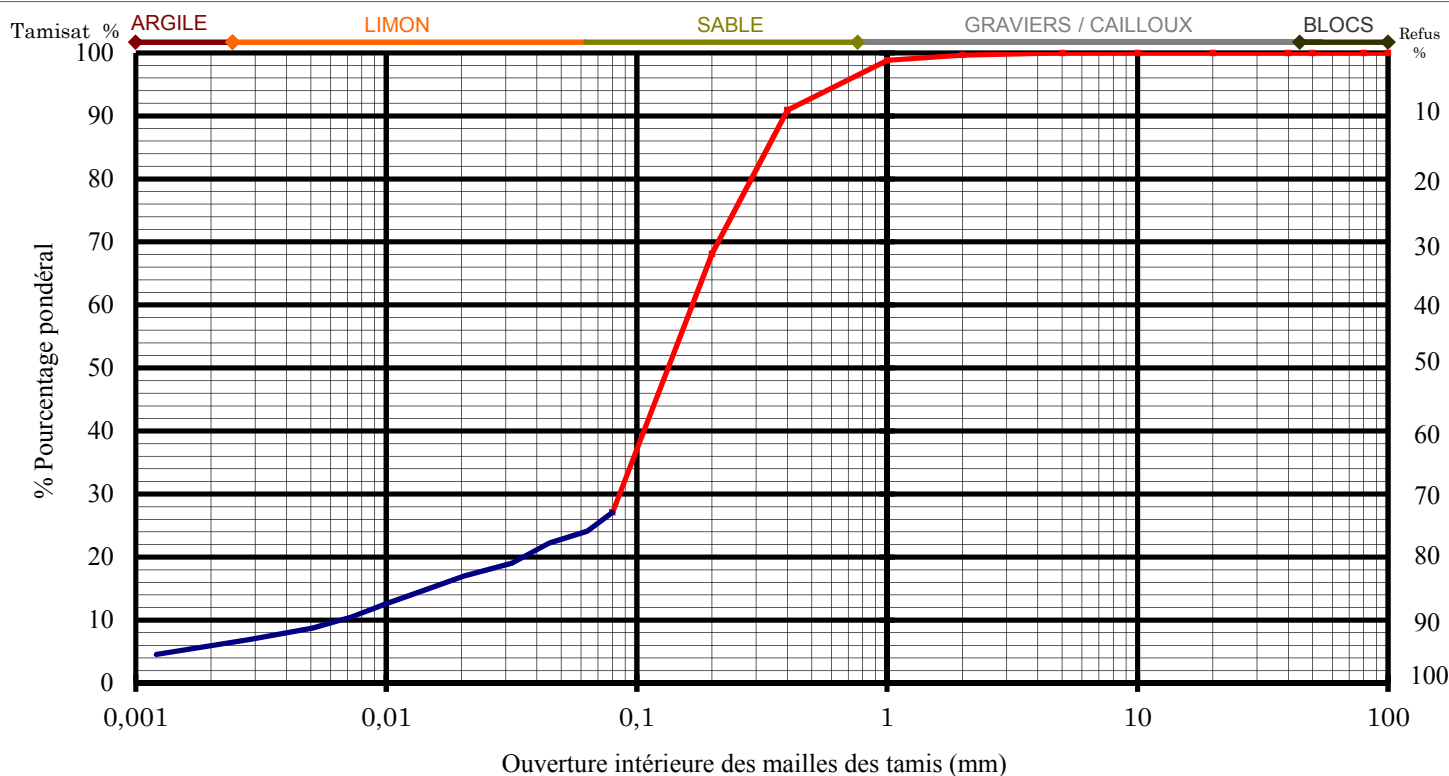
OBSERVATIONS:

RESULTATS:

TENEUR EN EAU NATURELLE

W_n (0/20) % 25,2

W_n (0/D) % 25,2



Maille tamis (mm)	200	150	100	80	50	40	20	10	5	2	1	0,4	0,2	0,08
% Tamisat	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	99	91	68	27,1

GRANULOMETRIE

D10 (mm):	0,007	D max (mm):	9
D30 (mm):	0,085	Passant à 0,08 mm:	27,1
D50 (mm):	0,14	Passant 0,08 mm (fraction 0/50):	27,1
D60 (mm):	0,18	Passant à 2µm:	5,5
Coefficient courbure (Cc):	5,7		
Coefficient uniformité (Cu):	25,7		

ARGILOSITE

Valeur au bleu (VBS)	0,42
Limite de liquidité (W _l %)	-
Indice de plasticité (I _p)	-

Classement GTR (NF P 11-300):

B5



Groupe
HYDROGÉOTECHNIQUE

RAPPORT D'ESSAI

Affaire suivie par: Jean Sébastien KUHN

En date du: 24/08/2018

REFERENCES DU CHANTIER

Dossier N°: C.18.50119
Affaire: Reconnaissances géologiques et géotechniques
Chantier: Projet d'aménagement hydraulique du Maravenne et du Pansard
Lieu: La Londe les Maure

REFERENCES DE L'ECHANTILLONNAGE:

Date de prélèvement: -
Sondage: SC1
Profondeur (m): 2,80-3,40
Nature: Sable limoneux noir à odeur de matière organique
Réaction à l'acide: - ρ_s (T/m³): 2,70 (conventionnelle)

IDENTIFICATION :

	Norme	
Analyse granulométrique par sédimentation	NF P 94-057	Technicienne Marine JUHEL
Laboratoire de :	Sallèles d'Aude	

temps (mn)	Lecture Densimètre	T °C	F/(t) ^{0.5} (Hr) ^{0.5} R1			% séd 100	diam. (mm) 0,08	% passant 80 micr. 27
0,5	21,75	23,3	0,01828	3,46995	22,506	89,07728	0,06	24
1	20	23,3	0,01293	3,46995	20,756	82,15078	0,04	22
2	17	23,3	0,00914	3,46995	17,756	70,27678	0,03	19
5	15,1	23,3	0,00578	3,54641	15,856	62,75658	0,02	17
10	13,1	23,4	0,00408	3,54418	13,881	54,94274	0,014	15
20	11,1	23,5	0,00288	3,54195	11,907	47,1289	0,010	13
40	9	23,5	0,00204	3,54195	9,807	38,8171	0,007	11
80	7,25	23,9	0,00143	3,53301	8,160	32,29922	0,0051	9
240	5	26	0,00081	3,48612	6,453	25,539	0,0028	7
1440	3,5	23,3	0,00034	3,54641	4,256	16,84378	0,0012	5
						5	1,61	2

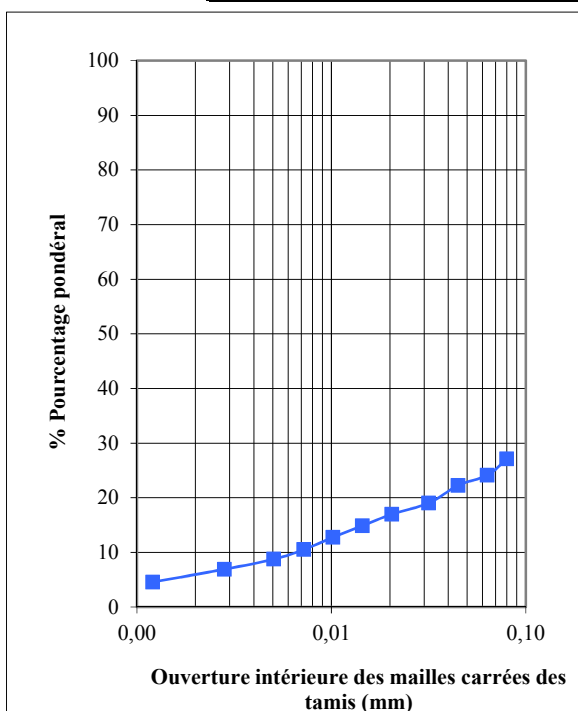
%Passant à 80 µm (granulo):	27
%Passant à 50 mm (granulo):	100
Passant à 2µm:	5
D10 (mm):	0,007
D30 (mm):	0,085
D50 (mm):	0,14
D60 (mm):	0,18
Coefficient courbure (Cc):	5,73
Coefficient uniformité (Cu):	25,7

Densimètre:	
Ho = 9.2 cm	H1 = 1.8 cm
h1 = 14.8 cm	Vd = 46.9 cm

Facteurs correcteurs	
Cm = 0.0008	Cd = -0.0005

Eprouvette	
Section =	60,1 cm ²

OBSERVATIONS:



Annexe 5
Résultats des analyses et essais en laboratoire
(Reliquats campagne de 2016)



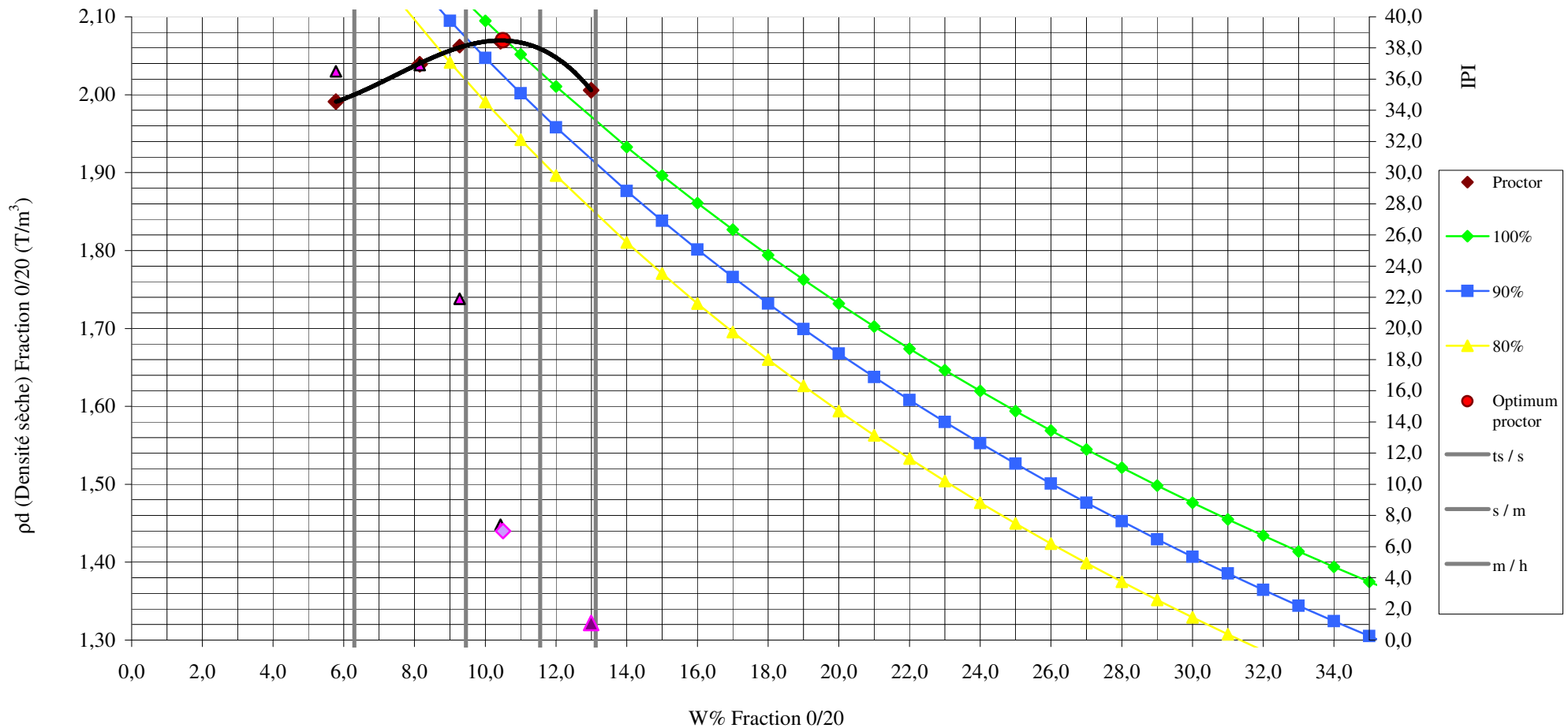
Essai PROCTOR - Essai IPI

Normal Immédiat
NF P 94 - 093 / NF P 94 - 078 / NF P 94 - 050

Laboratoire de : Sallèles d'Aude
Essai réalisé par : Responsable Estelle BROUSMICHE

CHANTIER : Missions d'investigations géotechniques et topographiques pour études hydraulique
SONDAGE : PM1
PROFONDEUR : 4,60-4,70

W OPN : 10,5 %
IPI OPN : 7,0
 ρ_d OPN : 2,07 T/m³
 ρ_s mesuré : - T/m³





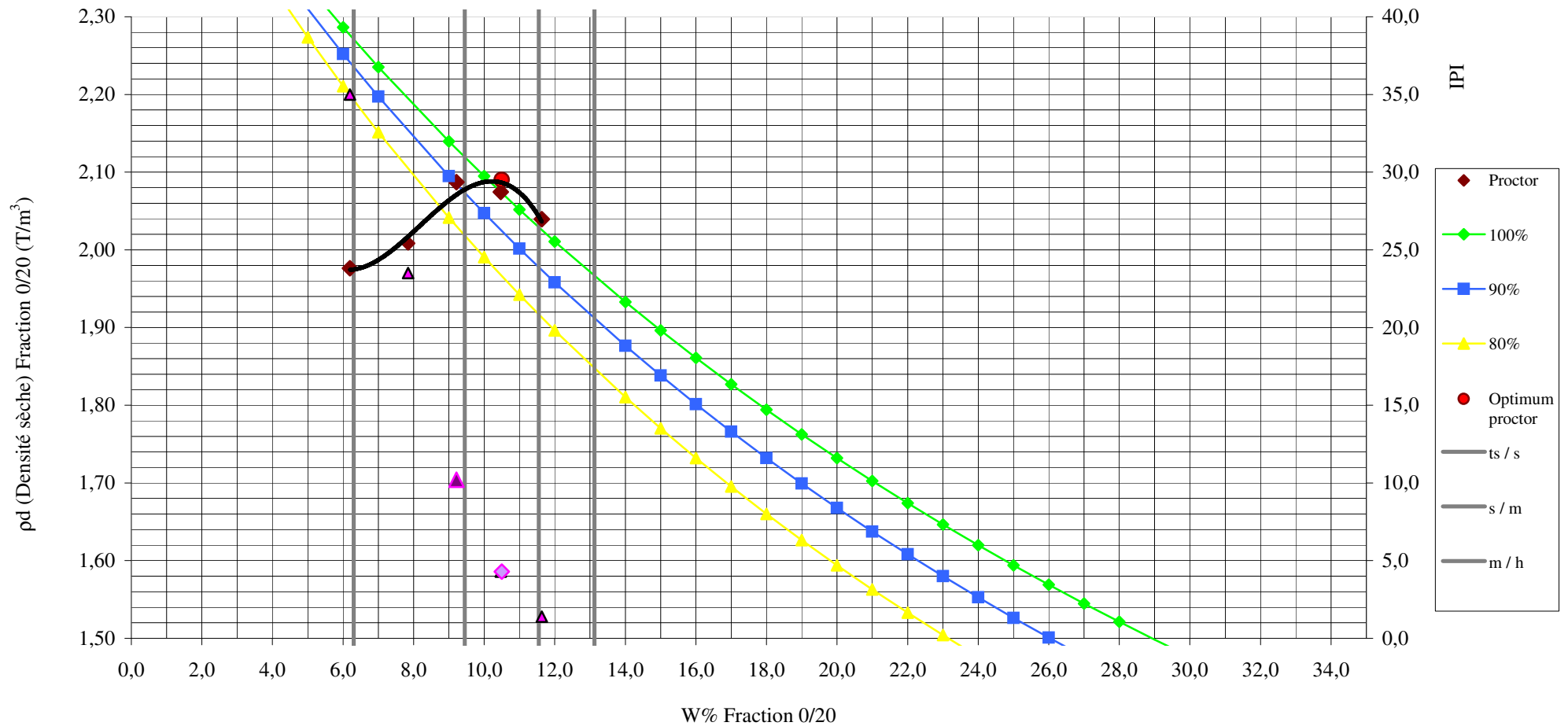
Essai PROCTOR - Essai IPI

Normal Immédiat
NF P 94 - 093 / NF P 94 - 078 / NF P 94 - 050

Laboratoire de : Sallèles d'Aude
Essai réalisé par : Responsable Estelle BROUSMICHE

CHANTIER : Missions d'investigations géotechniques et topographiques pour études hydraulique
SONDAGE : PM2
PROFONDEUR : 4,10-4,30

W OPN : 10,5 %
IPI OPN : 4,3
 ρ_d OPN : 2,09 T/m³
 ρ_s mesuré : - T/m³





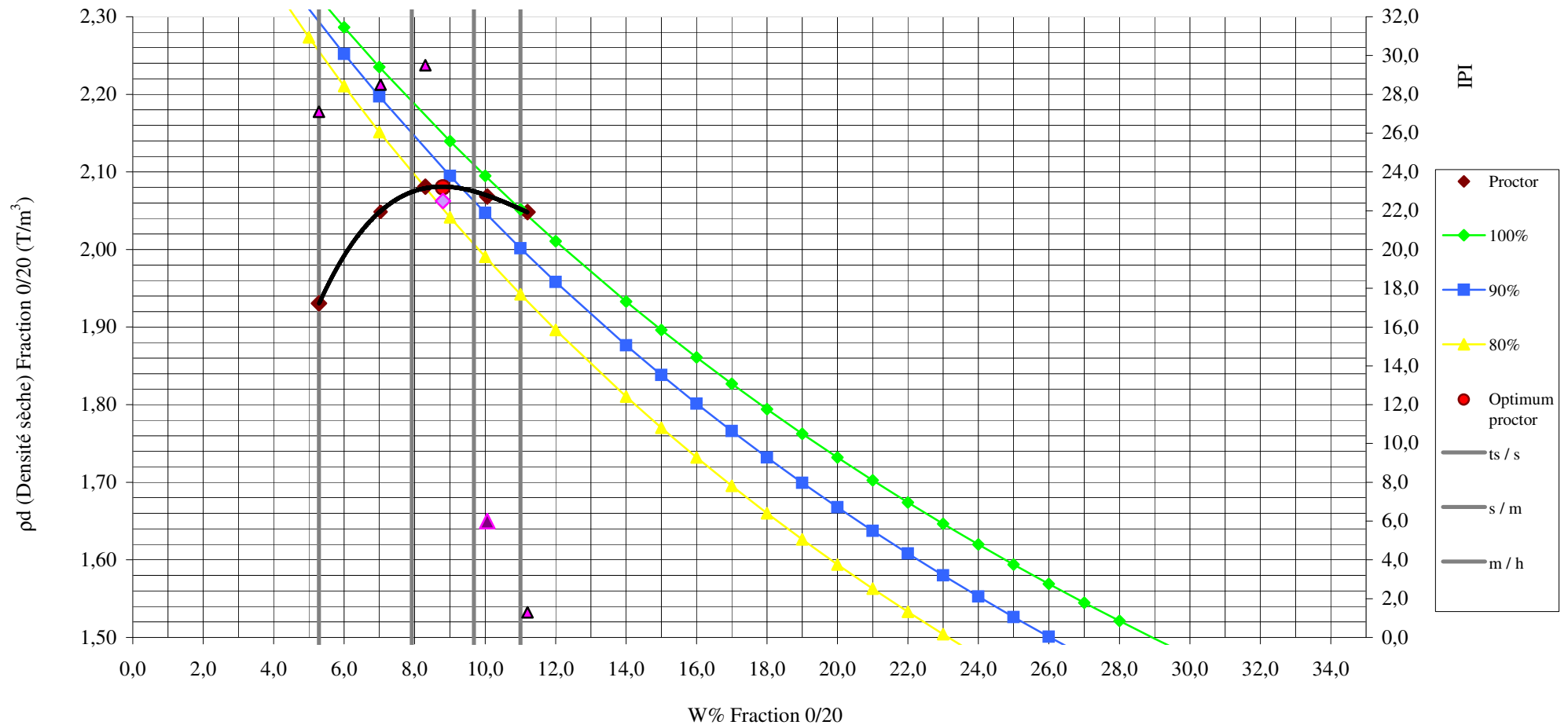
Essai PROCTOR - Essai IPI

Normal Immédiat
NF P 94 - 093 / NF P 94 - 078 / NF P 94 - 050

Laboratoire de : Sallèles d'Aude
Essai réalisé par : Responsable Estelle BROUSMICHE

CHANTIER : Missions d'investigations géotechniques et topographiques pour études hydraulique
SONDAGE : PM5
PROFONDEUR : 4,50-4,70

W OPN : 8,8 %
IPI OPN : 22,5
 ρ_d OPN : 2,08 T/m³
 ρ_s mesuré : - T/m³





Essai PROCTOR - Essai IPI

Normal Immédiat
NF P 94 - 093 / NF P 94 - 078 / NF P 94 - 050

Laboratoire de : Sallèles d'Aude
Essai réalisé par : Responsable Estelle BROUSMICHE

CHANTIER : Missions d'investigations géotechniques et topographiques pour études hydraulique

SONDAGE : PM6

PROFONDEUR : 4,50-4,90

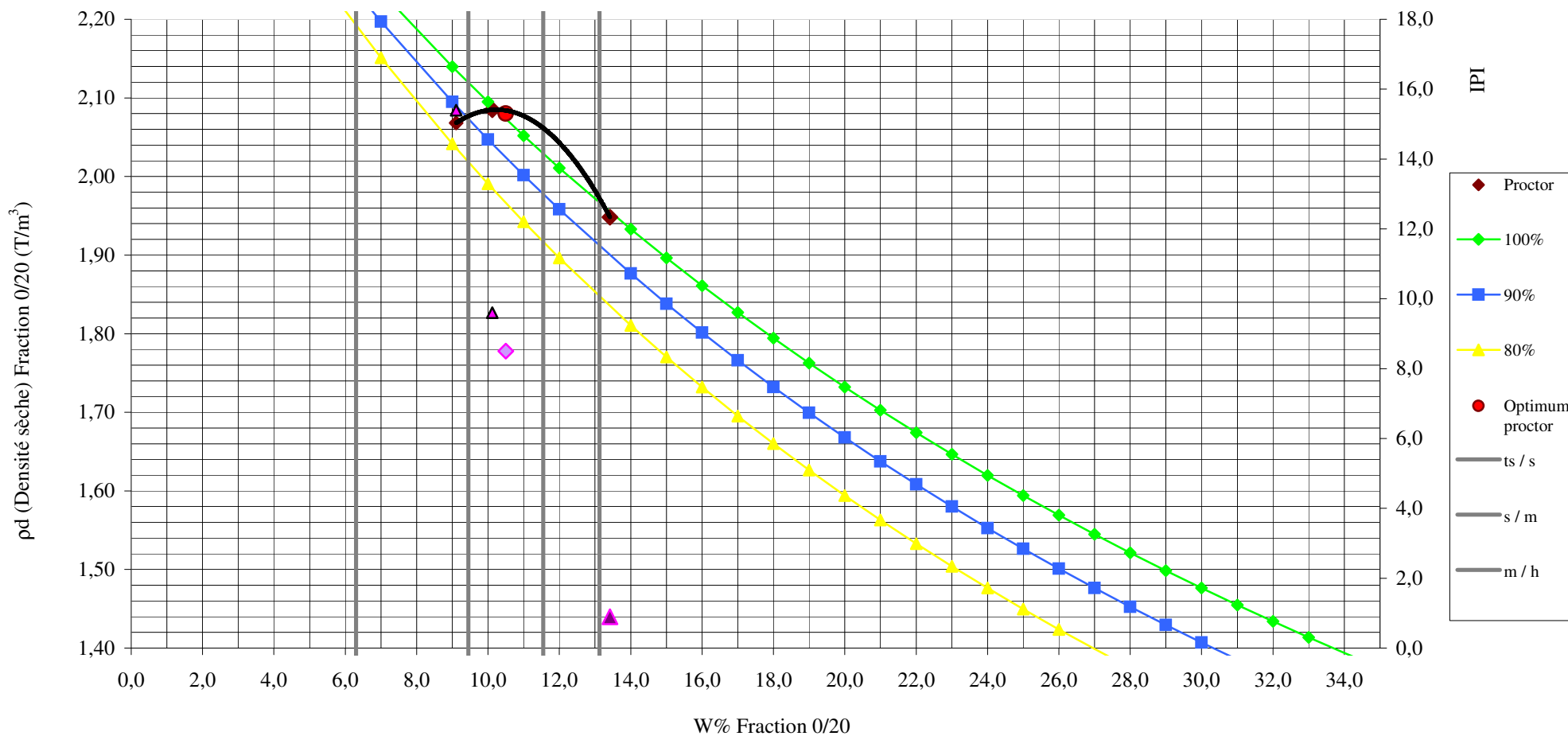
OBSERVATIONS: **non-conforme à la norme: proctor 3 points, par manque de matériau**
fraction 0/20=64%: interprétation limitée à l'évaluation de l'état hydrique

W OPN : 10,5 %

IPI OPN : 8,5

ρ_d OPN : 2,08 T/m³

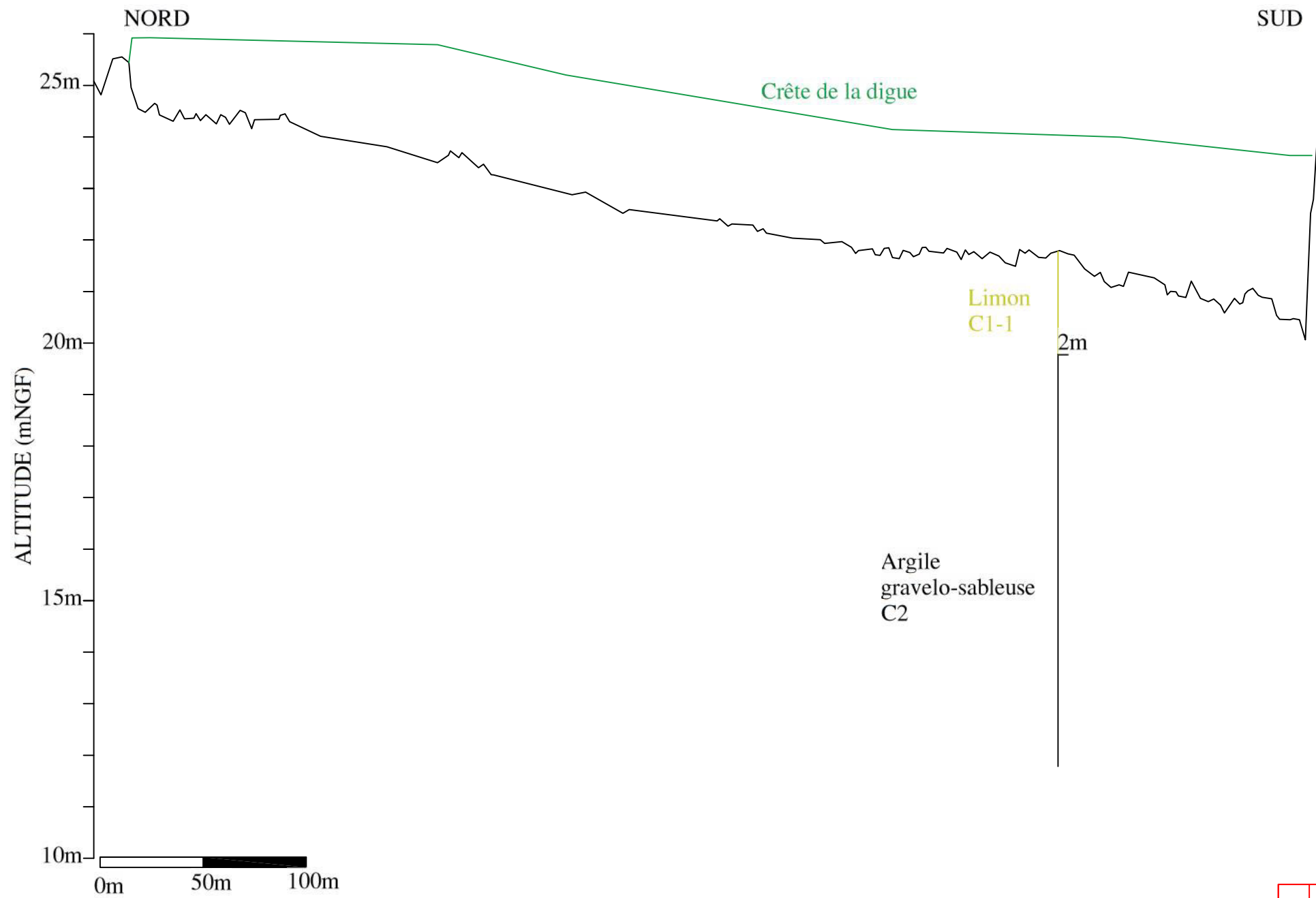
ρ_s mesuré : - T/m³




Annexe 6

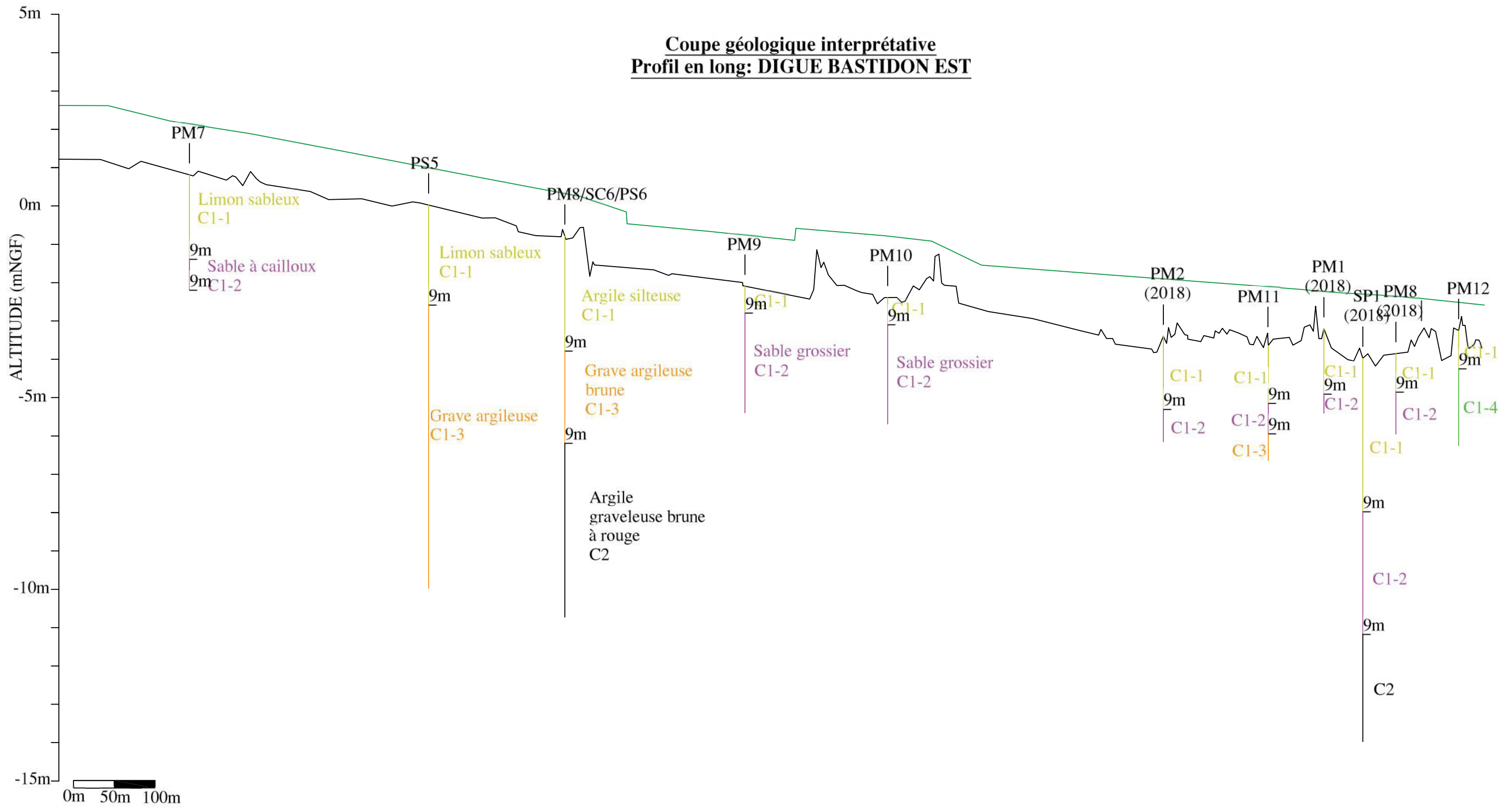
Profils en long lithologiques sous les ouvrages en terre


Coupe géologique interprétative
Profil en long: DIGUE RD98



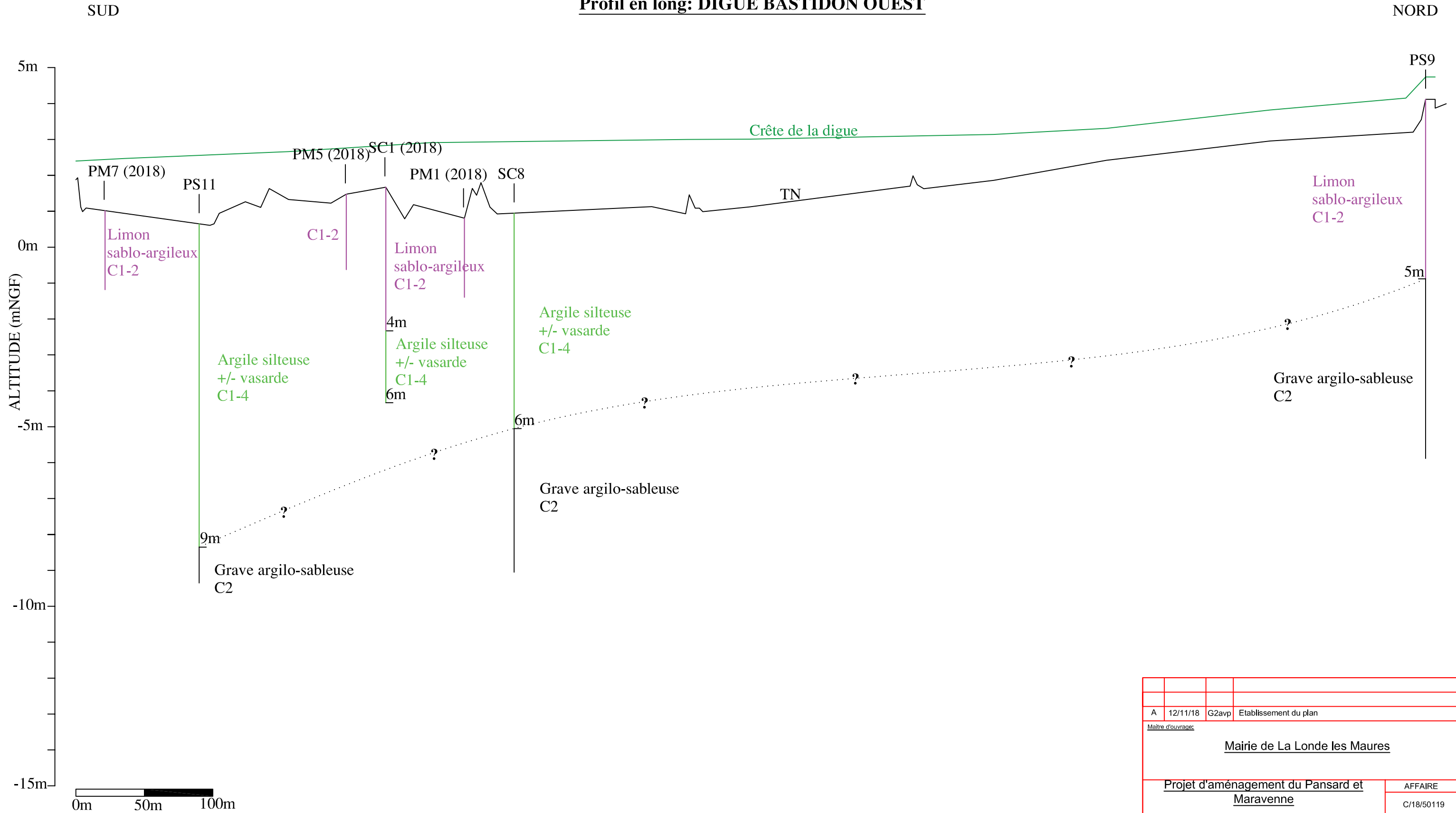
A			
12/11/18	G2avp	Etablissement du plan	
Maitre d'ouvrage:			
Mairie de La Londe les Maures			
Projet d'aménagement du Pansard et Maravenne			AFFAIRE
			C/18/50119
Coupe géologique interprétative Digue MARAVENNE			IND.A
Etabli: NC	Echelle H : -	Echelle V : 1/1000	Date: 12/11/18
Bureau d'étude:			
Direction régionale PACA 13, Avenue d'Arménie, Parc d'activité Bompertuis 13120 GARDANNE			
			
Tél: 04.42.65.88.21 Fax: 04.42.65.88.56			

Coupe géologique interprétative
Profil en long: DIGUE BASTIDON EST



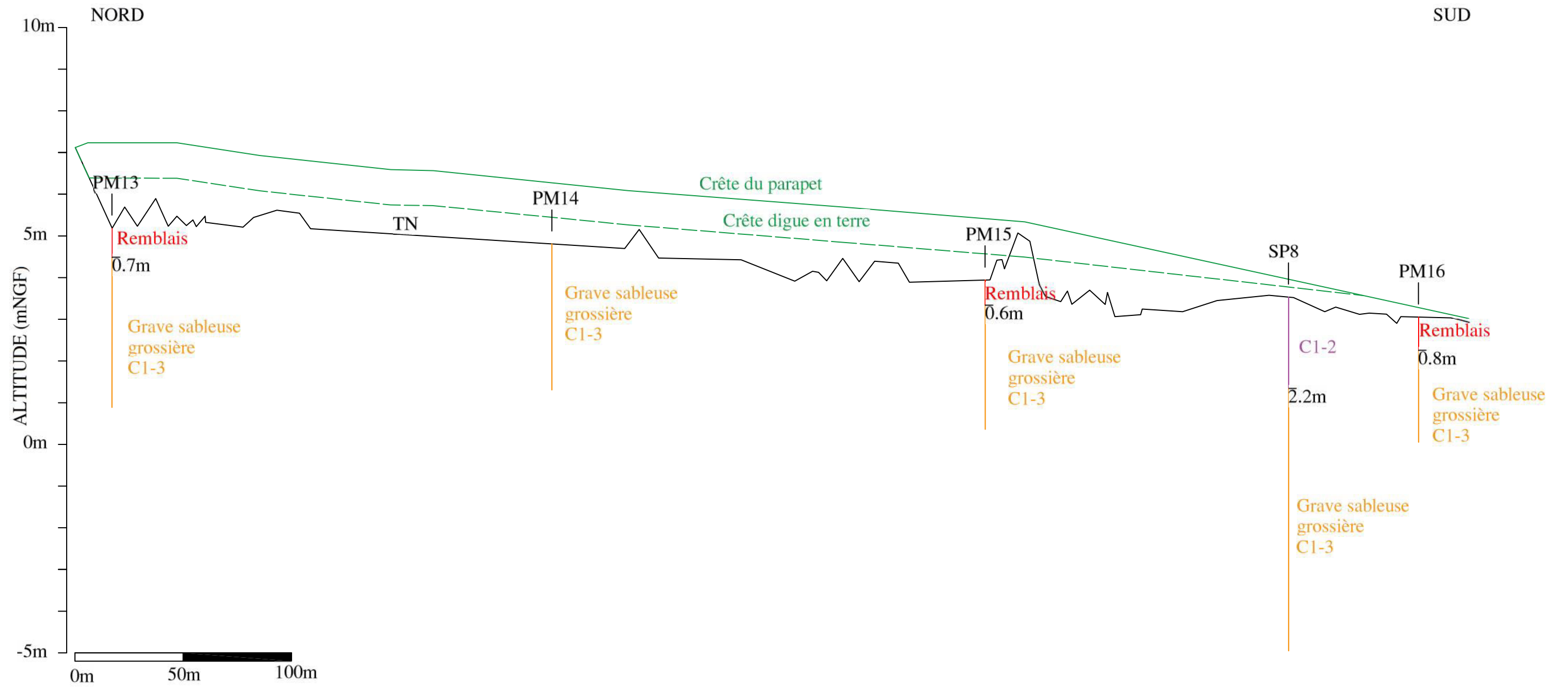
A	12/11/18	G2avp	Etablissement du plan
Maitre d'ouvrage:			
Mairie de La Londe les Maures			
Projet d'aménagement du Pansard et Maravenne			AFFAIRE
			C/18/50119
Coupe géologique interprétative Digue BASTIDON EST			IND.A
Etabli: NC	Echelle H : -	Echelle V : 1/1000	Date: 12/11/18
Bureau d'étude:			
Direction régionale PACA 13, Avenue d'Arménie, Parc d'activité Bomperthus 13120 GARDANNE			
			
Tél: 04.42.65.88.21 Fax: 04.42.65.88.56			

Coupe géologique interprétative
Profil en long: DIGUE BASTIDON OUEST



A				12/11/18	G2avp	Etablissement du plan	
Maitre d'ouvrage:							
Mairie de La Londe les Maures							
Projet d'aménagement du Pansard et Maravenne						AFFAIRE	
Coupe géologique interprétative Digue BASTIDON OUEST						C/18/50119	
IND.A							
Etabli: NC		Echelle H : -		Echelle V : 1/1000		Date: 12/11/18	
Bureau d'études:							
Direction régionale PACA 13, Avenue d'Arménie - 13120 GARDANNE Tél: 04.42.65.88.21 Fax: 04.42.65.88.56							

Coupe géologique interprétative
Profil en long: DIGUE MARAVENNE



A			
12/11/18	G2avp	Etablissement du plan	
Maitre d'ouvrage:			
Mairie de La Londe les Maures			
Projet d'aménagement du Pansard et Maravenne			AFFAIRE
			C/18/50119
Coupe géologique interprétative Digue MARAVENNE			IND.A
Etabli: NC	Echelle H : -	Echelle V : 1/1000	Date: 12/11/18
Bureau d'étude:			
Direction régionale PACA 13, Avenue d'Arménie, Parc d'activité Bompertuis 13120 GARDANNE			
			
Tél: 04.42.65.88.21 Fax: 04.42.65.88.56			

Annexe 7

Feuilles de calcul TALREN pour la stabilité des digues

Données du projet

Numéro d'affaire : C1850119

Titre du calcul : Digue - Aménagement 17

Lieu : LA LONDE LES MAURES

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γ_w : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	ϕ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Digue		20,0	30,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Tapis drainant		16,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2		19,0	30,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Grave sableuse C1-3		19,0	32,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	Argile Graveleuse C2		19,0	32,00	5,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	$\Gamma\gamma$	Γc	$\Gamma \tan(\phi)$	Type de cohésion	Courbe
1	Digue		-	-	-	Effective	Linéaire
2	Tapis drainant		-	-	-	Effective	Linéaire
3	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2		-	-	-	Effective	Linéaire
4	Grave sableuse C1-3		-	-	-	Effective	Linéaire
5	Argile Graveleuse C2		-	-	-	Effective	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	0,000	2	1,600	0,000	3	8,000	3,200	4	11,000	3,200	5	17,400	0,000	6	25,000	0,000
7	-5,000	-3,500	8	25,000	-3,500	9	1,600	-0,400	10	17,400	-0,400	11	15,400	-0,400	12	15,400	0,000
13	3,600	0,000	14	3,600	-0,400												

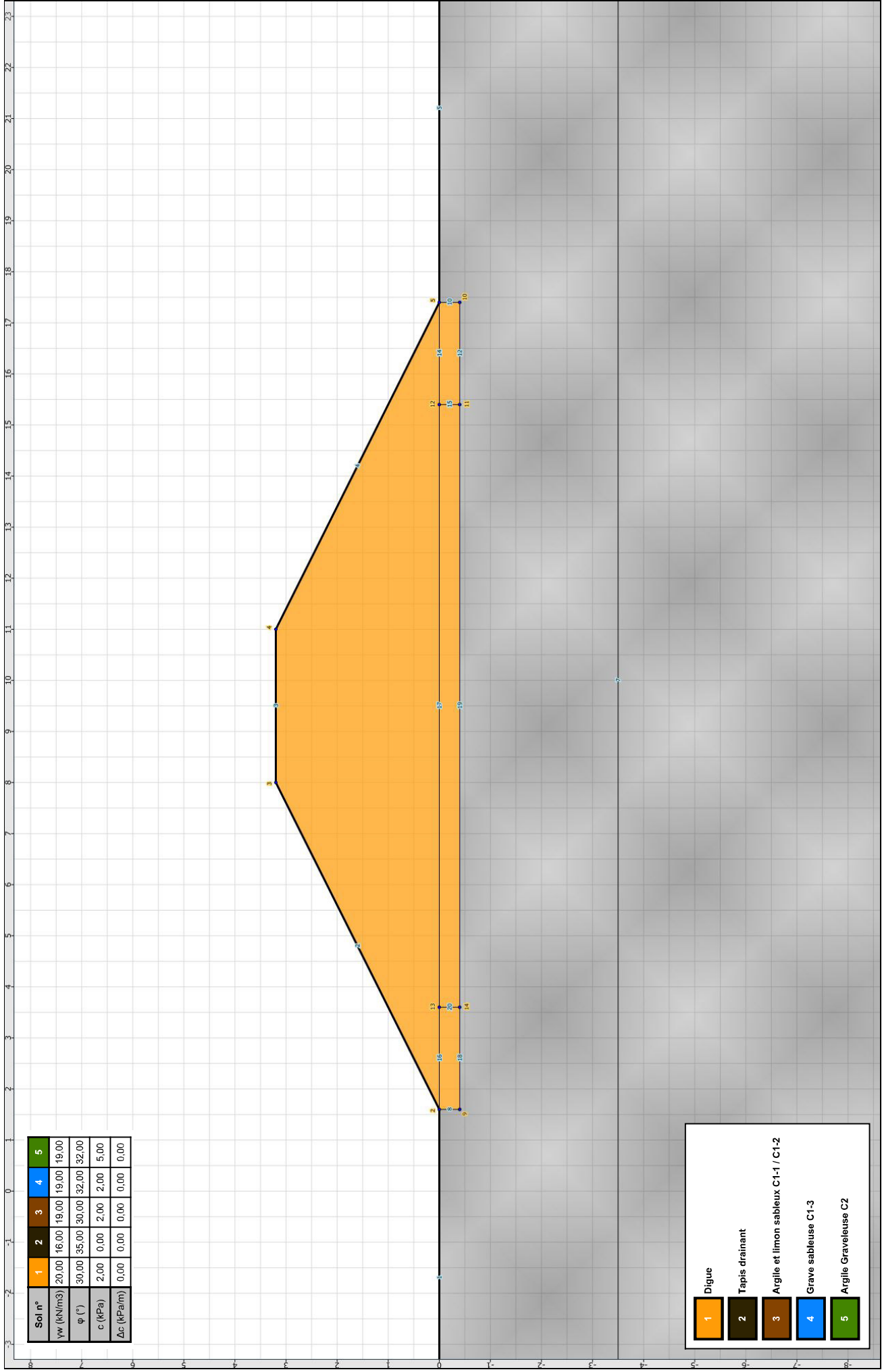
Segments

	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2		
1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	7	7	8	8	2	9
10	10	5	12	10	11	14	5	12	15	11	12	16	2	13	17	12	13	18	9	14
19	11	14	20	13	14															



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 24 juil. 2018 11:20:51
Calcul réalisé par : Hydrogeotechnique
Projet : Digue - Aménagement 17



Données de la phase 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	2	2	3	Digue	3	3	4	Digue
4	4	5	Digue	5	5	6	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	7	7	8	Argile Graveleuse C2
8	2	9	Digue	10	10	5	Tapis drainant	12	10	11	Argile et limon sableux C1-1
14	5	12	Tapis drainant	15	11	12	Tapis drainant	18	9	14	Argile et limon sableux C1-1
19	11	14	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2								

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle				
1	-5,000	2,898	0,00	2	7,500	2,879	0,00	3	8,500	2,707	0,00	4	10,000	2,259	0,00	5	11,767	1,686	0,00
6	14,000	0,821	0,00	7	15,360	0,305	0,00	8	15,684	0,000	0,00	9	25,000	0,000	0,00				

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	2,900	2	7,426	2,897	3	8,500	2,690	4	10,000	2,274	5	11,791	1,695
6	14,000	0,816	7	15,353	0,307	8	15,679	0,000	9	25,000	0,000			

Données de la situation 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Situation normale d'exploitation

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Normale d'exploitation

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,250	$\Gamma_{c'}$	1,250	Γ_{cu}	1,250
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,200

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 14,245; Y= 5,000

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,500; Y= 0,500

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 15,500

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

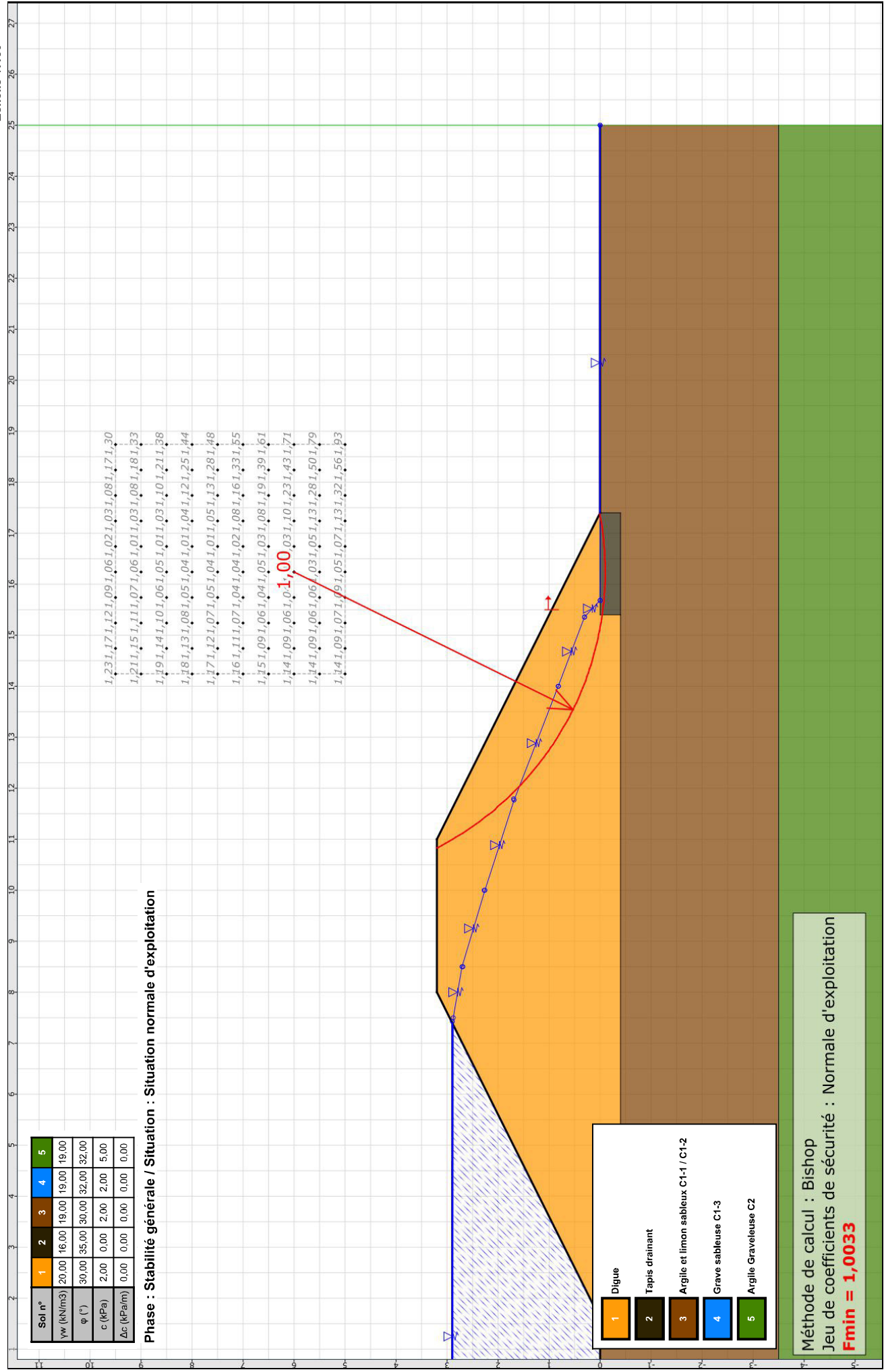
Coefficient de sécurité minimal : 1,0033

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 250; X0= 16,24; Y0= 6,00; R= 6,10

Sol n°	1	2	3	4	5
γ_w (kN/m ³)	20,00	16,00	19,00	19,00	19,00
φ (°)	30,00	35,00	30,00	32,00	32,00
c (kPa)	2,00	0,00	2,00	2,00	5,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Stabilité générale / Situation : Situation normale d'exploitation

1,23 1,17 1,12 1,09 1,06 1,02 1,03 1,08 1,17 1,30
 1,21 1,15 1,11 1,07 1,06 1,01 1,03 1,08 1,18 1,33
 1,19 1,14 1,10 1,06 1,05 1,01 1,03 1,10 1,21 1,38
 1,18 1,13 1,08 1,05 1,04 1,01 1,04 1,12 1,25 1,44
 1,17 1,12 1,07 1,05 1,04 1,01 1,05 1,13 1,28 1,48
 1,16 1,11 1,07 1,04 1,04 1,02 1,08 1,16 1,33 1,55
 1,15 1,09 1,06 1,04 1,05 1,03 1,08 1,19 1,39 1,61
 1,14 1,09 1,06 1,01,00 03 1,10 1,23 1,43 1,71
 1,14 1,09 1,06 1,06 03 1,05 1,13 1,28 1,50 1,79
 1,14 1,09 1,07 1,09 1,05 1,07 1,13 1,32 1,56 1,93



Données de la situation 2

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Situation rare de crue

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Rare crue

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,200	$\Gamma_{c'}$	1,200	Γ_{cu}	1,200
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,200

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 14,500; Y= 5,000

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,500; Y= 0,500

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 15,500

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

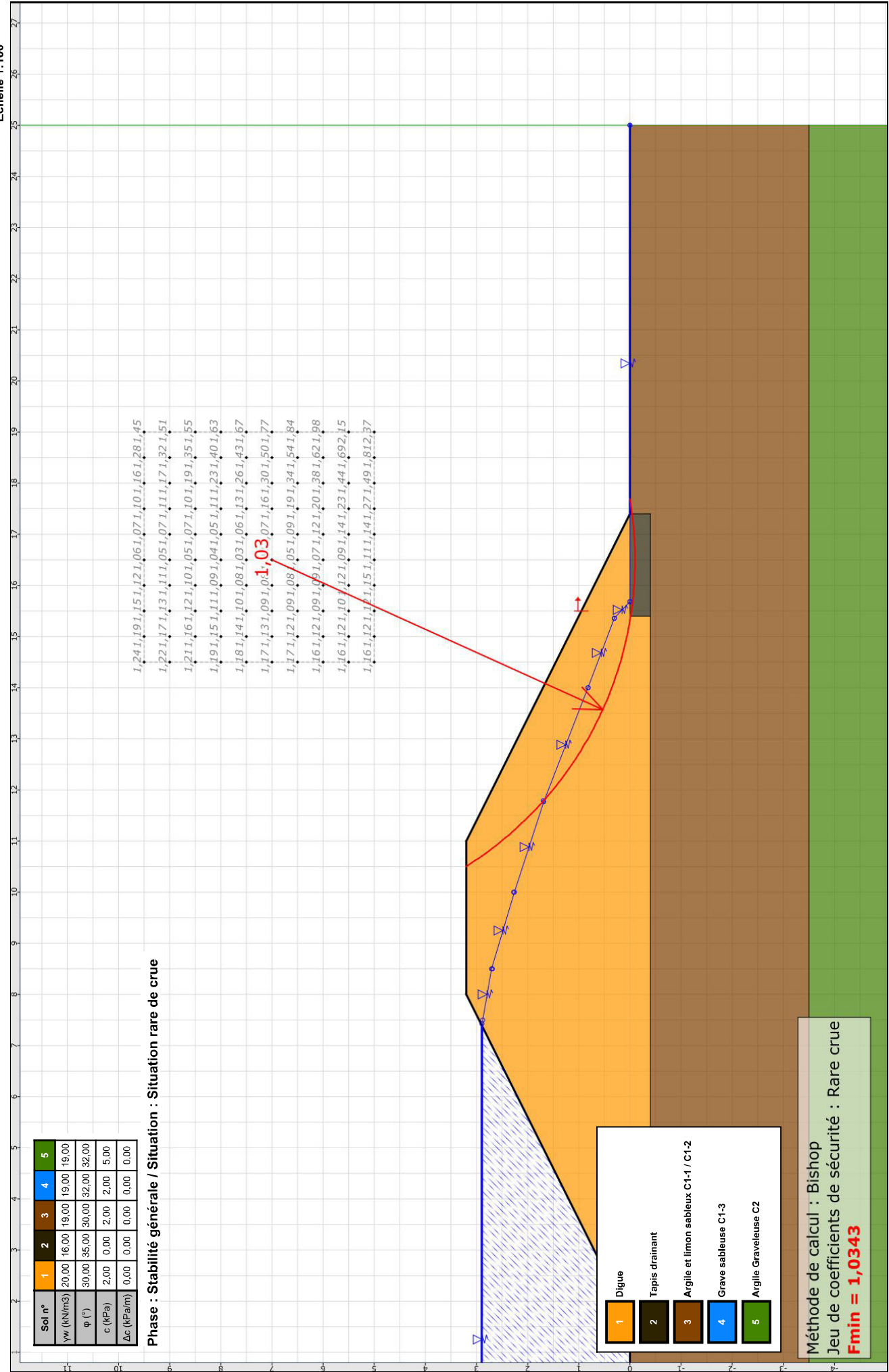
Coefficient de sécurité minimal : 1,0343

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 450; X0= 16,50; Y0= 7,00; R= 7,10

Sol n°	1	2	3	4	5
γ_w (kN/m ³)	20,00	16,00	19,00	19,00	19,00
φ (°)	30,00	35,00	30,00	32,00	32,00
c (kPa)	2,00	0,00	2,00	2,00	5,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Stabilité générale / Situation : Situation rare de crue

1,241,191,151,121,061,071,101,161,281,45
 1,221,171,131,111,051,071,111,171,321,51
 1,211,161,121,101,051,071,101,191,351,55
 1,191,151,111,091,041,051,111,231,401,63
 1,181,141,101,081,031,061,131,261,431,67
 1,171,131,091,041,031,071,161,301,501,77
 1,171,121,091,081,051,091,191,341,541,84
 1,161,121,091,091,071,121,201,381,621,98
 1,161,121,101,121,091,141,231,441,692,15
 1,161,121,121,151,111,141,271,491,812,37



1	Digue
2	Tapis drainant
3	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2
4	Grave sableuse C1-3
5	Argile Graveleuse C2

Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Rare crue
Fmin = 1,0343



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 24 juil. 2018 11:20:53
 Calcul réalisé par : Hydrogeotechnique

Projet : Digue - Aménagement 17

Données de la phase 2

Nom de la phase : Stabilité générale

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	2	2	3	Digue	3	3	4	Digue
4	4	5	Digue	5	5	6	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	7	7	8	Argile Graveleuse C2
8	2	9	Digue	10	10	5	Tapis drainant	12	10	11	Argile et limon sableux C1-1
14	5	12	Tapis drainant	15	11	12	Tapis drainant	18	9	14	Argile et limon sableux C1-1
19	11	14	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2								

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle				
1	-5,000	3,261	0,00	2	8,000	3,196	0,00	3	9,000	3,000	0,00	4	10,500	2,303	0,00	5	12,000	1,711	0,00
6	13,349	1,150	0,00	7	14,666	0,664	0,00	8	15,500	0,310	0,00	9	15,768	0,000	0,00	10	25,000	0,000	0,00

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	3,200	2	8,000	3,194	3	9,000	3,000	4	10,500	2,292	5	12,000	1,704
6	13,344	1,144	7	14,660	0,668	8	15,500	0,299	9	15,762	0,000	10	25,000	0,000



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 24 juil. 2018 11:20:53
Calcul réalisé par : Hydrogeotechnique
Projet : Digue - Aménagement 17

Données de la situation 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Exceptionnelle de crue

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Exceptionnelle crue

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,100	$\Gamma_{c'}$	1,100	Γ_{cu}	1,100
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,200

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 14,500; Y= 5,000

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,500; Y= 0,500

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 15,500

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

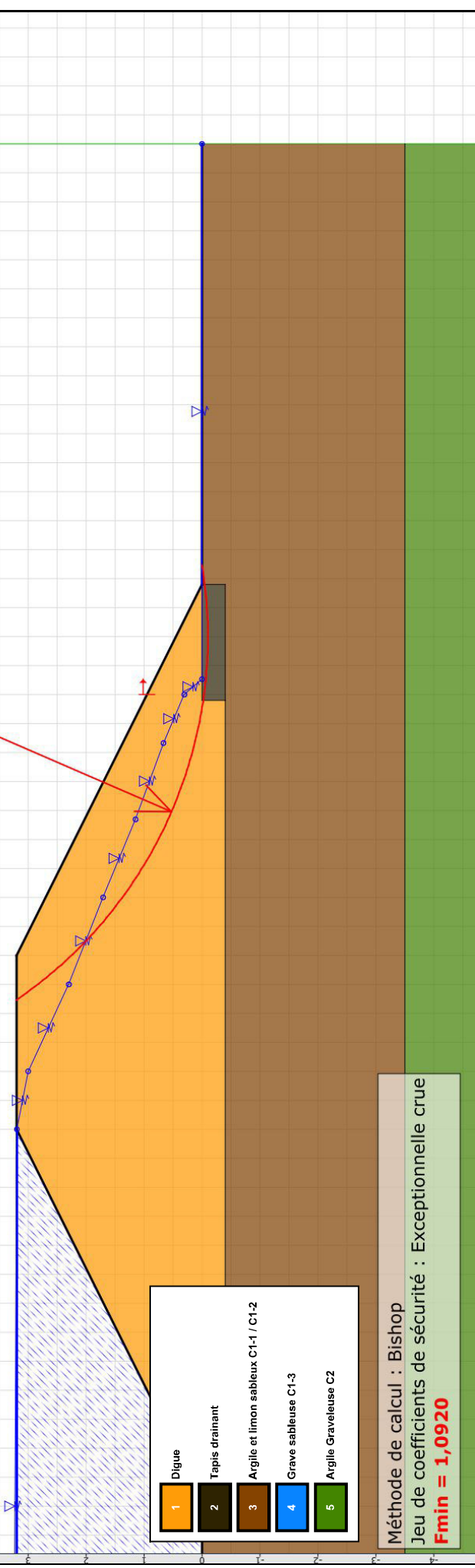
Coefficient de sécurité minimal : 1,0920

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 550; X0= 16,50; Y0= 7,50; R= 7,60

Sol n°	1	2	3	4	5
γ_w (kN/m ³)	20,00	16,00	19,00	19,00	19,00
φ (°)	30,00	35,00	30,00	32,00	32,00
c (kPa)	2,00	0,00	2,00	2,00	5,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Stabilité générale / Situation : Exceptionnelle de crue

1,251,211,181,161,111,131,171,231,371,55
 1,241,201,171,151,101,131,171,251,411,62
 1,231,191,161,151,101,131,161,271,441,66
 1,221,181,161,141,091,111,181,311,501,75
 1,211,181,151,1,091,211,341,531,80
 1,211,171,151,141,091,131,241,391,601,91
 1,201,171,141,111,161,271,441,651,98
 1,201,171,161,131,191,281,481,752,14
 1,211,171,141,181,151,211,321,541,822,33
 1,221,181,181,221,181,211,361,601,952,57



Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Exceptionnelle crue
Fmin = 1,0920



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 24 juil. 2018 11:20:54
 Calcul réalisé par : Hydrogeotechnique

Projet : Digue - Aménagement 17

Données de la phase 3

Nom de la phase : Stabilité générale

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	2	2	3	Digue	3	3	4	Digue
4	4	5	Digue	5	5	6	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	7	7	8	Argile Graveleuse C2
8	2	9	Digue	10	10	5	Tapis drainant	12	10	11	Argile et limon sableux C1-1
14	5	12	Tapis drainant	15	11	12	Tapis drainant	18	9	14	Argile et limon sableux C1-1
19	11	14	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2								

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle				
1	-5,000	3,175	0,00	2	8,000	3,238	0,00	3	11,000	3,238	0,00	4	17,500	0,000	0,00	5	25,000	0,000	0,00

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y			
1	-5,000	3,200	2	8,000	3,211	3	11,000	3,209	4	17,410	0,000	5	25,000	0,000

Données de la situation 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Extrême de crue

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Extrême crue

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_a,clou$	1,000	$\Gamma_a,tirant$	1,000	$\Gamma_a,bande$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,100

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 13,000; Y= 5,000

Incrément en X / Incrément en Y : X= 1,000; Y= 1,000

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 16,500

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

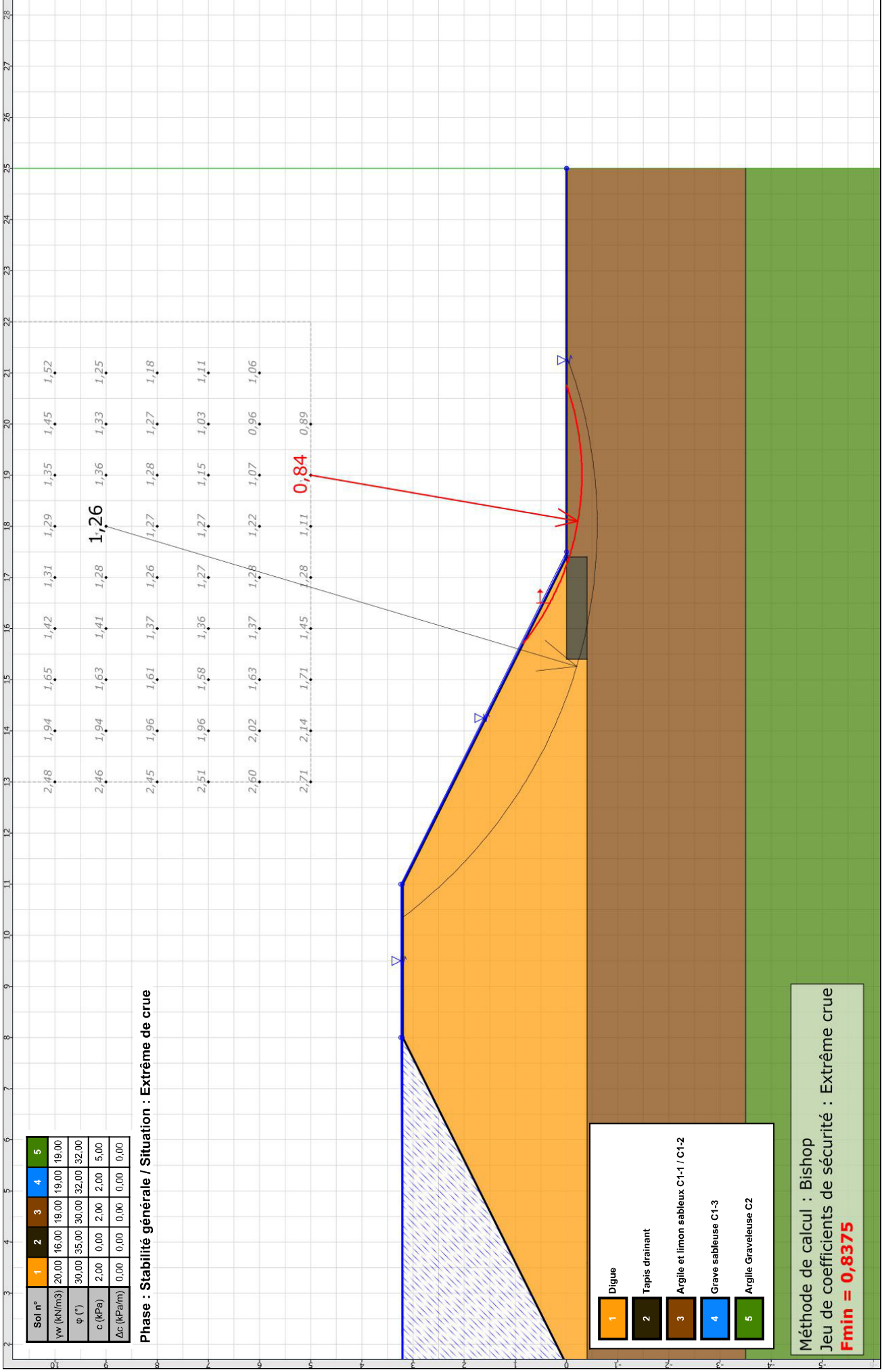
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 0,8375

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 63; X0= 19,00; Y0= 5,00; R= 5,30



Données du projet

Numéro d'affaire : C1850119

Titre du calcul : Digue - Aménagement 7a et 7b

Lieu : LA LONDE LES MAURES

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γ_w : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	ϕ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Digue		20,0	30,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Tapis drainant		16,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2		19,0	30,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Grave sableuse C1-3		19,0	32,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	Argile Graveleuse C2		19,0	32,00	5,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	$\Gamma\gamma$	Γc	$\Gamma \tan(\phi)$	Type de cohésion	Courbe
1	Digue		-	-	-	Effective	Linéaire
2	Tapis drainant		-	-	-	Effective	Linéaire
3	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2		-	-	-	Effective	Linéaire
4	Grave sableuse C1-3		-	-	-	Effective	Linéaire
5	Argile Graveleuse C2		-	-	-	Effective	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	0,000	2	1,600	0,000	3	8,000	3,200	4	11,000	3,200	5	17,400	0,000	6	25,000	0,000
7	-5,000	-5,000	8	25,000	-5,000	9	1,600	-0,400	10	17,400	-0,400	11	15,400	-0,400	12	15,400	0,000
13	3,600	0,000	14	3,600	-0,400	15	-5,000	-8,500	16	25,000	-8,500						

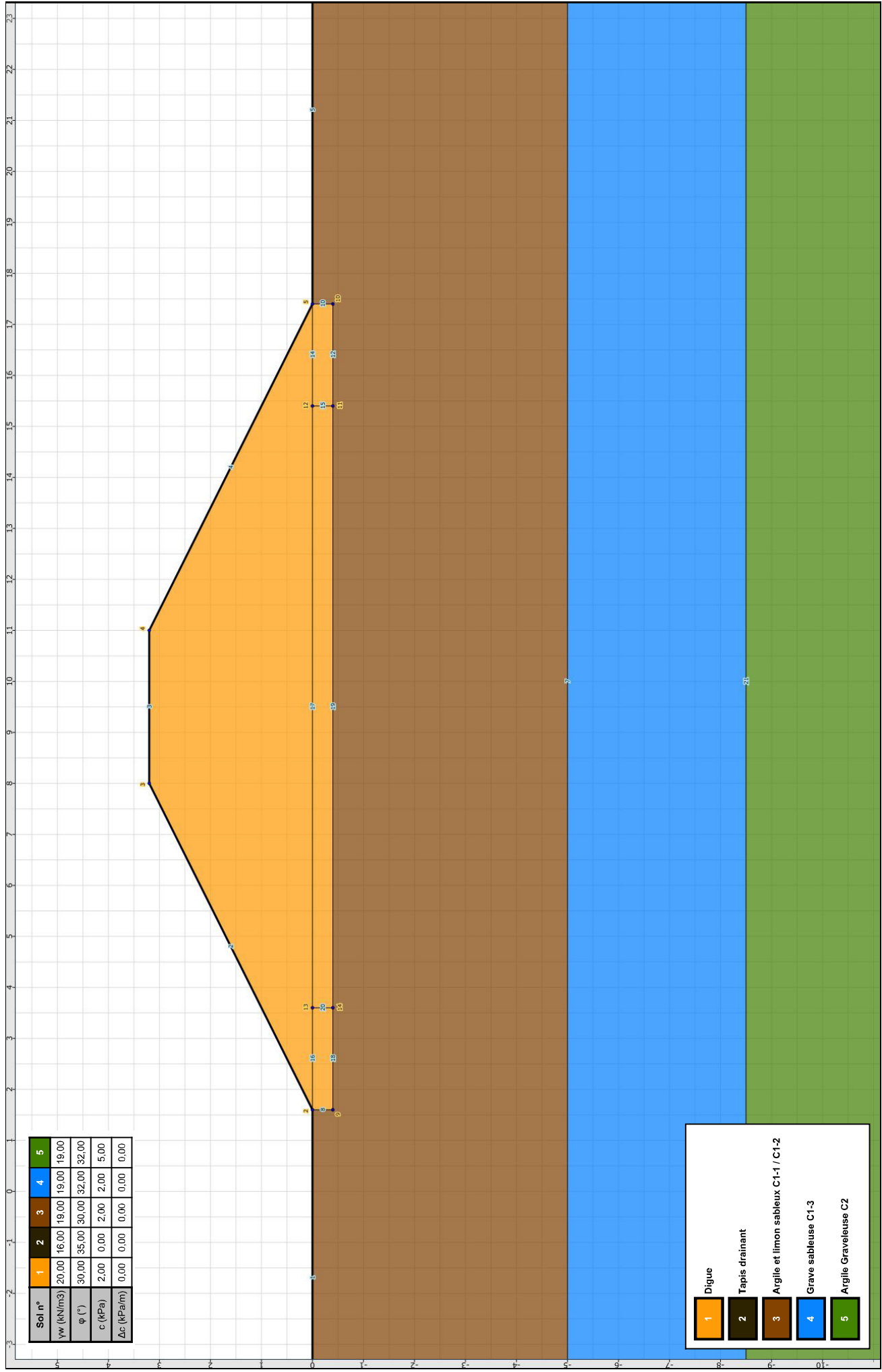
Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	7	7	8	8	2	9
10	10	5	12	10	11	14	5	12	15	11	12	16	2	13	17	12	13	18	9	14
19	11	14	20	13	14	21	15	16												



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 24 juil. 2018 11:32:02
Calcul réalisé par : Hydrogeotechnique
Projet : Digue - Aménagement 7a et 7b



Soi n°	1	2	3	4	5
γ_w (kN/m ³)	20,00	16,00	19,00	19,00	19,00
φ (°)	30,00	35,00	30,00	32,00	32,00
c (kPa)	2,00	0,00	2,00	2,00	5,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

1	Digue
2	Tapis drainant
3	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2
4	Grave sableuse C1-3
5	Argile Graveleuse C2

Données de la phase 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	2	2	3	Digue	3	3	4	Digue
4	4	5	Digue	5	5	6	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	7	7	8	Grave sableuse C1-3
8	2	9	Digue	10	10	5	Tapis drainant	12	10	11	Argile et limon sableux C1-1
14	5	12	Tapis drainant	15	11	12	Tapis drainant	18	9	14	Argile et limon sableux C1-1
19	11	14	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	21	15	16	Argile Graveleuse C2				

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle				
1	-5,000	2,898	0,00	2	7,500	2,879	0,00	3	8,500	2,707	0,00	4	10,000	2,259	0,00	5	11,767	1,686	0,00
6	14,000	0,821	0,00	7	15,360	0,305	0,00	8	15,684	0,000	0,00	9	25,000	0,000	0,00				

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	2,900	2	7,426	2,897	3	8,500	2,690	4	10,000	2,274	5	11,791	1,695
6	14,000	0,816	7	15,353	0,307	8	15,679	0,000	9	25,000	0,000			



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 24 juil. 2018 11:32:03
Calcul réalisé par : Hydrogeotechnique
Projet : Digue - Aménagement 7a et 7b

Données de la situation 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Situation normale d'exploitation

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Normale d'exploitation

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,250	$\Gamma_{c'}$	1,250	Γ_{cu}	1,250
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,200

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 14,245; Y= 5,000

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,500; Y= 0,500

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 15,500

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

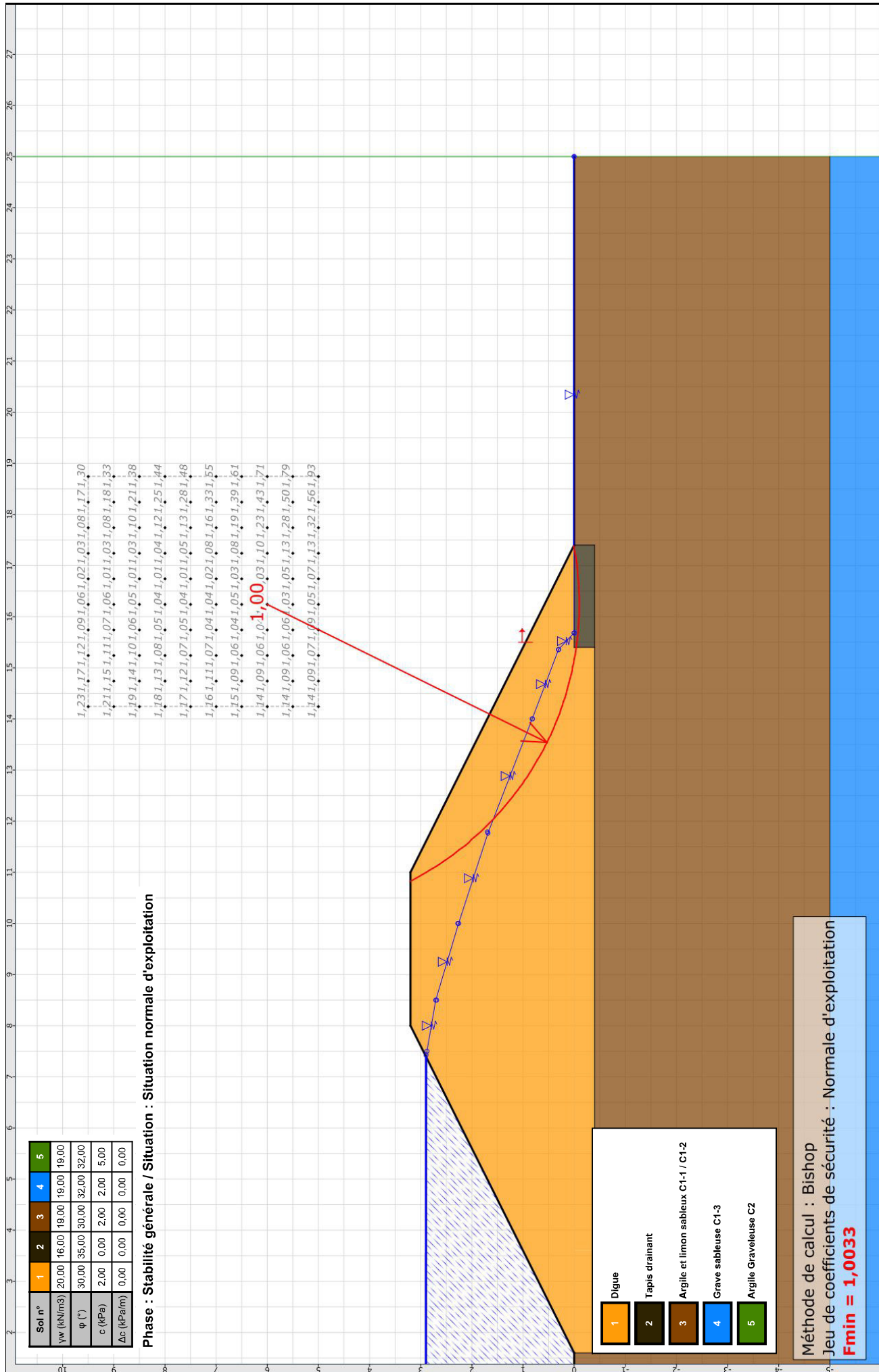
Coefficient de sécurité minimal : 1,0033

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 250; X0= 16,24; Y0= 6,00; R= 6,10

Sol n°	1	2	3	4	5
γ_w (kN/m ³)	20,00	16,00	19,00	19,00	19,00
φ (°)	30,00	35,00	30,00	32,00	32,00
c (kPa)	2,00	0,00	2,00	2,00	5,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Stabilité générale / Situation : Situation normale d'exploitation

1,231,171,121,091,061,021,031,081,171,30
 1,211,151,111,071,061,011,031,081,181,33
 1,191,141,101,061,051,011,031,101,211,38
 1,181,131,081,051,041,011,041,121,251,44
 1,171,121,071,051,041,011,051,131,281,48
 1,161,111,071,041,041,021,081,161,331,55
 1,151,091,061,041,051,031,081,191,391,61
 1,141,091,061,01,00,031,101,231,431,71
 1,141,091,061,06,031,051,131,281,501,79
 1,141,091,071,091,051,071,131,321,561,93



Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Normale d'exploitation
Fmin = 1,0033



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 24 juil. 2018 11:32:03
 Calcul réalisé par : Hydrogeotechnique

Projet : Digue - Aménagement 7a et 7b

Données de la situation 2

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Situation rare de crue

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Rare crue

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,200	$\Gamma_{c'}$	1,200	Γ_{cu}	1,200
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,200

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 14,500; Y= 5,000

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,500; Y= 0,500

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 15,500

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

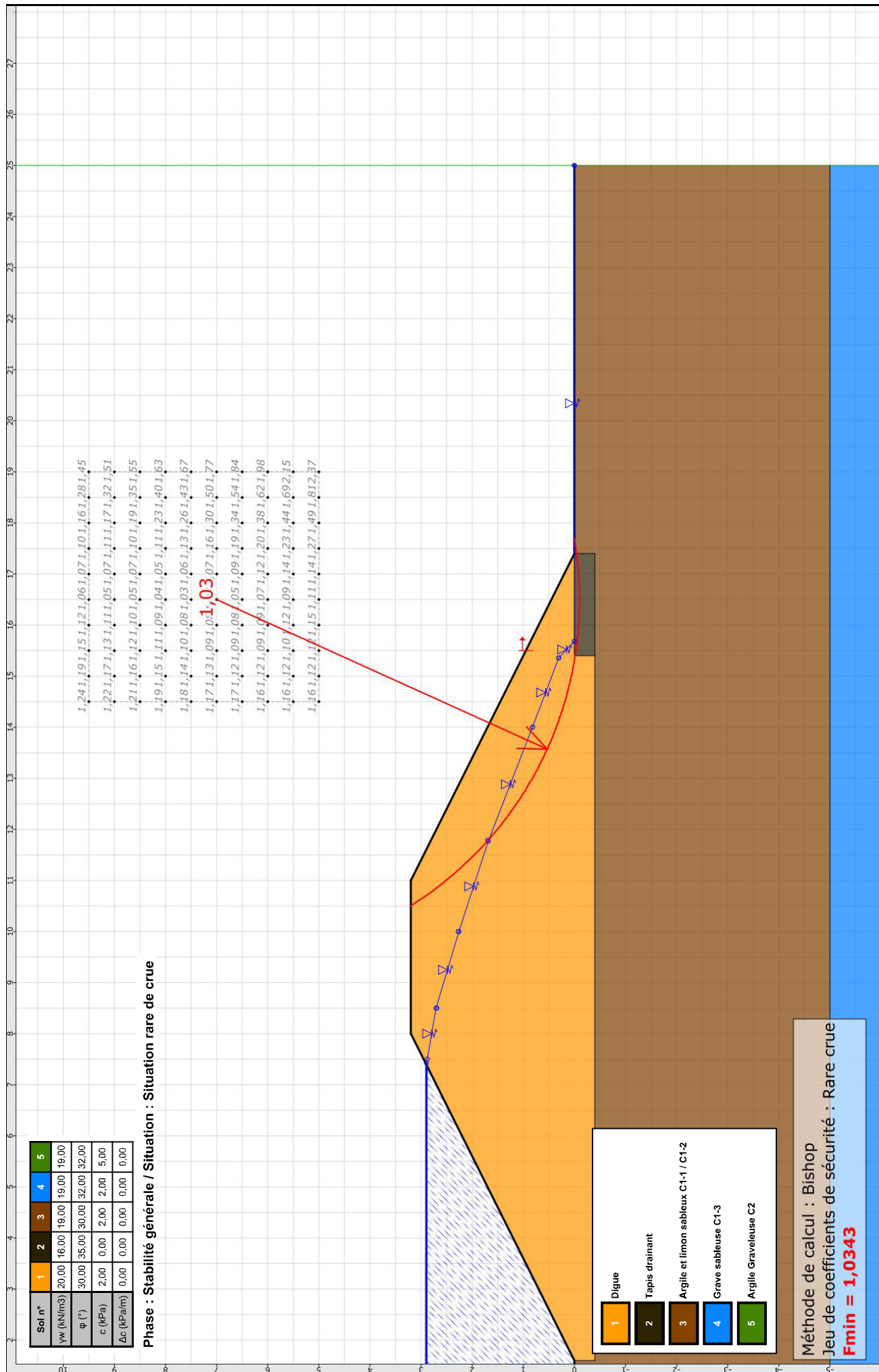
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,0343

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 450; X0= 16,50; Y0= 7,00; R= 7,10



Données de la phase 2

Nom de la phase : Stabilité générale

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	2	2	3	Digue	3	3	4	Digue
4	4	5	Digue	5	5	6	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	7	7	8	Grave sableuse C1-3
8	2	9	Digue	10	10	5	Tapis drainant	12	10	11	Argile et limon sableux C1-1
14	5	12	Tapis drainant	15	11	12	Tapis drainant	18	9	14	Argile et limon sableux C1-1
19	11	14	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	21	15	16	Argile Graveleuse C2				

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle	
1	-5,000	3,261	0,00	2	8,000	3,196	0,00	3	9,000	3,000	0,00	4	10,500	2,303	0,00	
6	13,349	1,150	0,00	7	14,666	0,664	0,00	8	15,500	0,310	0,00	9	15,768	0,000	0,00	
													10	25,000	0,000	0,00

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	3,200	2	8,000	3,194	3	9,000	3,000	4	10,500	2,292	5	12,000	1,704
6	13,344	1,144	7	14,660	0,668	8	15,500	0,299	9	15,762	0,000	10	25,000	0,000



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 24 juil. 2018 11:32:04
Calcul réalisé par : Hydrogeotechnique
Projet : Digue - Aménagement 7a et 7b

Données de la situation 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Exceptionnelle de crue

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Exceptionnelle crue

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,100	$\Gamma_{c'}$	1,100	Γ_{cu}	1,100
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_a,clou$	1,000	$\Gamma_a,tirant$	1,000	$\Gamma_a,bande$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,200

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 14,500; Y= 5,000

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,500; Y= 0,500

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 15,500

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

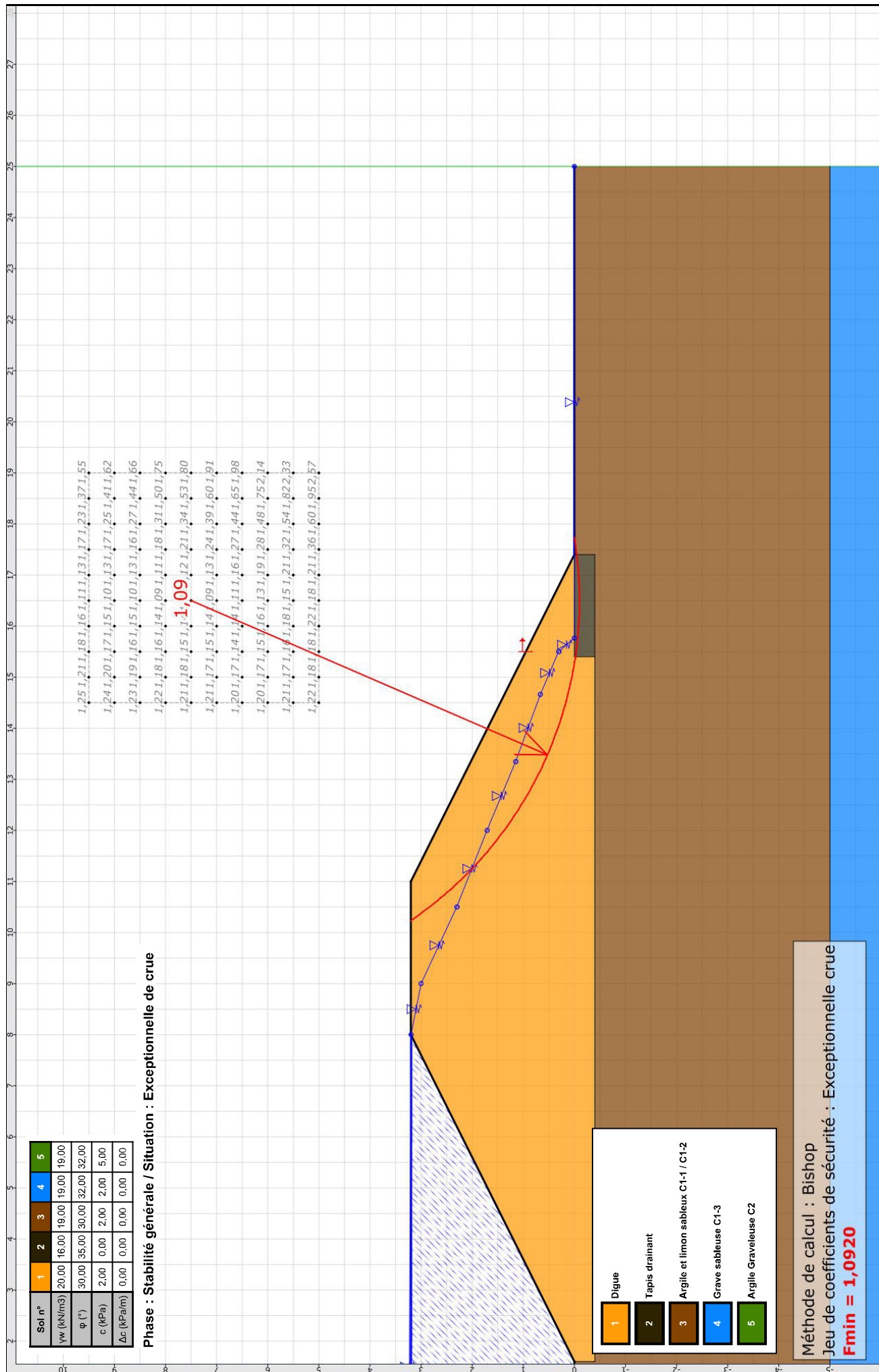
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,0920

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 550; X0= 16,50; Y0= 7,50; R= 7,60



Données de la phase 3

Nom de la phase : Stabilité générale

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	2	2	3	Digue	3	3	4	Digue
4	4	5	Digue	5	5	6	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	7	7	8	Grave sableuse C1-3
8	2	9	Digue	10	10	5	Tapis drainant	12	10	11	Argile et limon sableux C1-1
14	5	12	Tapis drainant	15	11	12	Tapis drainant	18	9	14	Argile et limon sableux C1-1
19	11	14	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2	21	15	16	Argile Graveleuse C2				

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle				
1	-5,000	3,175	0,00	2	8,000	3,238	0,00	3	11,000	3,238	0,00	4	17,500	0,000	0,00	5	25,000	0,000	0,00

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y			
1	-5,000	3,200	2	8,000	3,211	3	11,000	3,209	4	17,410	0,000	5	25,000	0,000

Données de la situation 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Extrême de crue

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Extrême crue

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{\min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_a,clou$	1,000	$\Gamma_a,tirant$	1,000	$\Gamma_a,bande$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,100

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 13,000; Y= 5,000

Incrément en X / Incrément en Y : X= 1,000; Y= 1,000

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 16,500

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

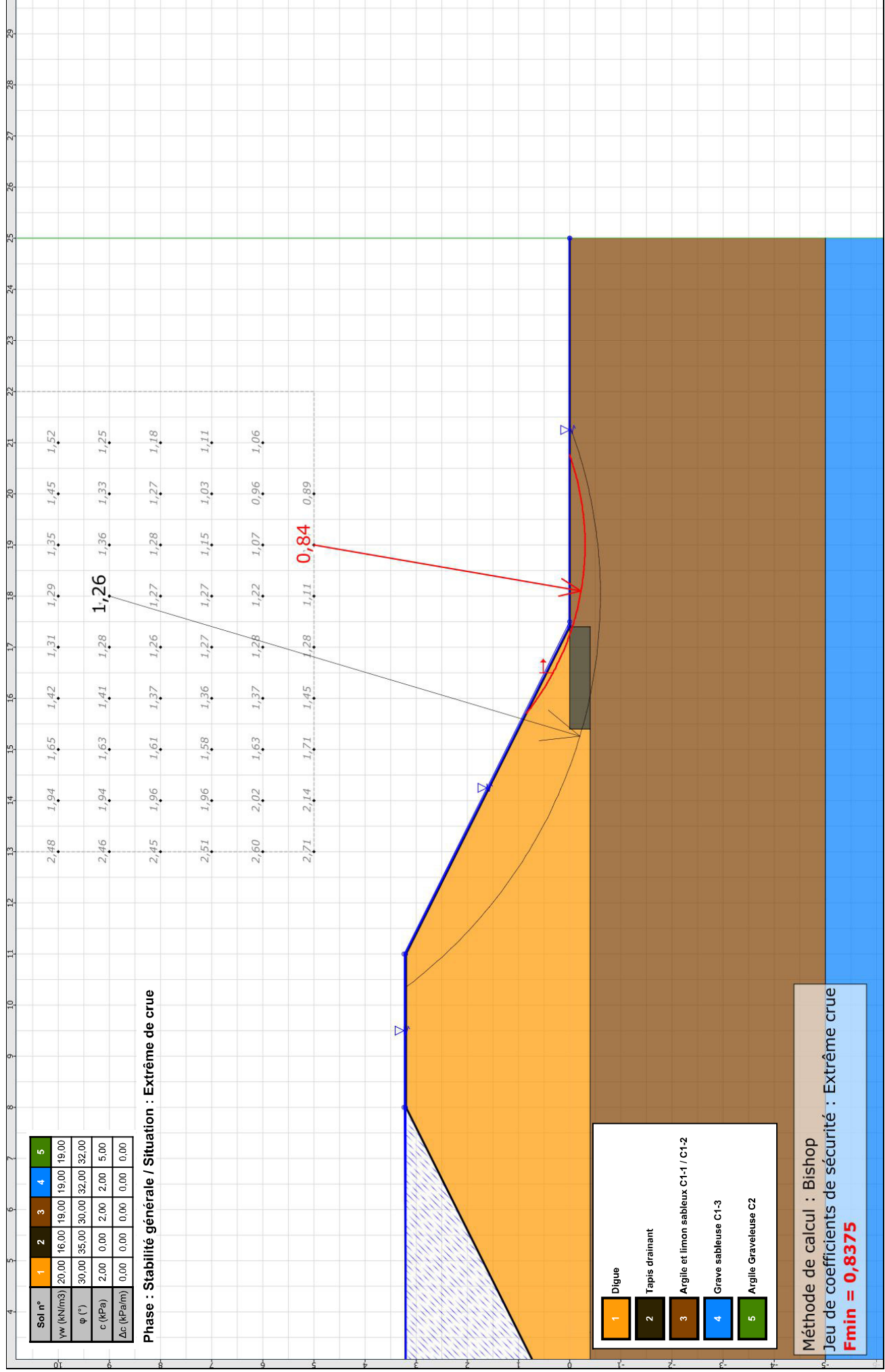
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 0,8375

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 63; X0= 19,00; Y0= 5,00; R= 5,30



Phase : Stabilité générale / Situation : Extrême de crue

Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Extrême crue
Fmin = 0,8375

- 1 Digue
- 2 Tapis drainant
- 3 Argile et limon sableux C1-1 / C1-2
- 4 Grave sableuse C1-3
- 5 Argille Graveleuse C2

Données du projet

Numéro d'affaire : C1850119

Titre du calcul : Digue - Aménagement 4

Lieu : LA LONDE LES MAURES

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Digue		20,0	30,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Tapis drainant		16,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2		19,0	30,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Grave sableuse C1-3		19,0	32,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	Argile Graveleuse C2		19,0	32,00	5,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
6	Mur béton		25,0	35,00	50,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe
1	Digue		-	-	-	Effective	Linéaire
2	Tapis drainant		-	-	-	Effective	Linéaire
3	Argile et limon sableux C1-1 / C1-2		-	-	-	Effective	Linéaire
4	Grave sableuse C1-3		-	-	-	Effective	Linéaire
5	Argile Graveleuse C2		-	-	-	Effective	Linéaire
6	Mur béton		-	-	-	Effective	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	0,000	2	6,000	0,000	3	8,000	1,000	4	11,000	1,000	5	13,000	0,000	6	25,000	0,000
7	-5,000	-5,000	8	25,000	-5,000	9	6,000	-0,400	10	13,000	-0,400	11	12,000	-0,400	12	12,000	0,000
13	7,000	0,000	14	7,000	-0,400	15	-5,000	-8,500	16	25,000	-8,500	17	9,400	1,850	18	9,600	1,850
19	9,400	0,150	20	10,600	0,150	21	10,600	0,350	22	9,600	0,350	23	9,600	1,000	24	9,400	1,000

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	2	2	2	3	4	4	5	5	5	6	7	7	8	8	2	9	10	10	5
12	10	11	14	5	12	15	11	12	16	2	13	17	12	13	18	9	14	19	11	14
20	13	14	21	15	16	22	22	23	24	23	4	25	23	18	26	18	17	27	17	24
28	24	23	29	24	3	30	24	19	32	20	21	33	21	22	34	19	20			



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 14 nov. 2018 09:44:11
Calcul réalisé par : Hydrogeotechnique
Projet : Digue - Aménagement 4

Données de la phase 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Grave sableuse C1-3	2	2	3	Digue	4	4	5	Digue
5	5	6	Grave sableuse C1-3	8	2	9	Digue	10	10	5	Digue
12	10	11	Grave sableuse C1-3	18	9	14	Grave sableuse C1-3	19	11	14	Grave sableuse C1-3
22	22	23	Digue	24	23	4	Digue	25	23	18	Mur béton
26	18	17	Mur béton	27	17	24	Mur béton	29	24	3	Digue
30	24	19	Digue	32	20	21	Digue	33	21	22	Mur béton
34	19	20	Digue								

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle				
1	-5,000	0,700	0,00	2	9,385	0,706	0,00	3	9,394	0,145	0,00	4	13,000	0,000	0,00	5	25,000	0,000	0,00

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	0,698	2	9,388	0,706	3	9,393	0,143	4	13,000	0,000	5	25,000	0,000

Données de la situation 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Situation normale d'exploitation

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Normale d'exploitation

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,250	$\Gamma_{c'}$	1,250	Γ_{cu}	1,250
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,200

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 11,780; Y= 0,800

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,200; Y= 0,200

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 13,500

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

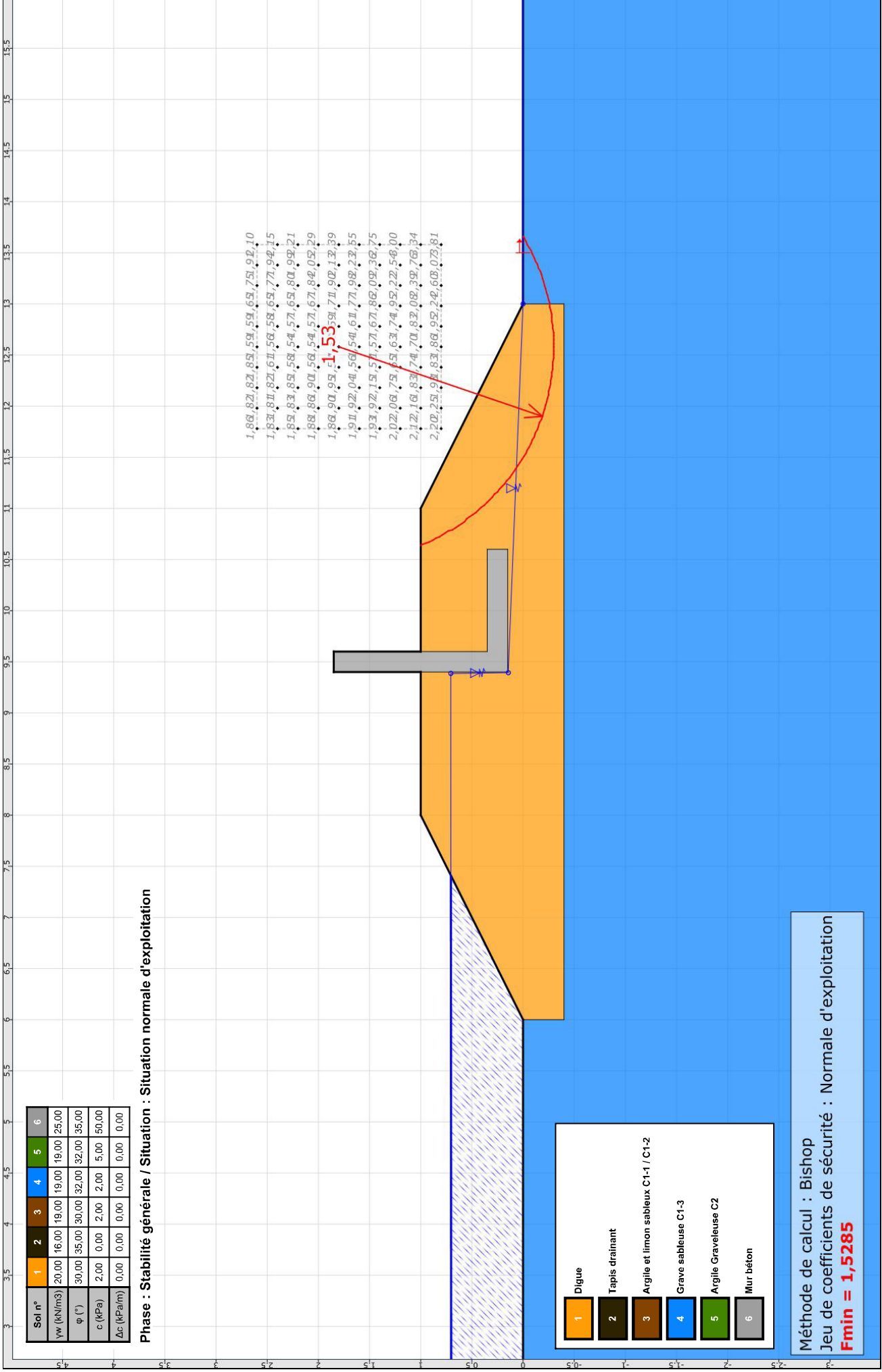
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,5285

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 541; X0= 12,58; Y0= 1,80; R= 2,10



1.86, 82, 82, 85, 59, 65, 75, 92, 10
 1.83, 81, 82, 61, 56, 58, 65, 71, 94, 15
 1.85, 83, 85, 58, 54, 57, 65, 80, 99, 21
 1.88, 86, 90, 54, 57, 67, 84, 02, 29
 1.86, 90, 95, 1, 53, 59, 71, 90, 12, 39
 1.91, 92, 04, 56, 54, 61, 71, 98, 22, 55
 1.93, 92, 15, 51, 57, 67, 86, 09, 36, 75
 2.02, 06, 75, 51, 63, 74, 95, 22, 56, 00
 2.12, 16, 83, 74, 70, 82, 08, 39, 76, 34
 2.20, 25, 98, 83, 86, 95, 24, 60, 03, 81

Phase : Stabilité générale / Situation : Situation normale d'exploitation

Soi n°	1	2	3	4	5	6
γ_w (kN/m ³)	20,00	16,00	19,00	19,00	19,00	25,00
φ (°)	30,00	35,00	30,00	32,00	32,00	35,00
c (kPa)	2,00	0,00	2,00	2,00	5,00	50,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- 1 Digue
- 2 Tapis drainant
- 3 Argile et limon sableux C1-1 / C1-2
- 4 Grave sableuse C1-3
- 5 Argile Graveleuse C2
- 6 Mur béton

Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Normale d'exploitation
Fmin = 1,5285

Données de la situation 2

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Situation rare de crue

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Rare crue

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,200	$\Gamma_{c'}$	1,200	Γ_{cu}	1,200
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,200

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 11,780; Y= 0,800

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,200; Y= 0,200

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 13,000

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

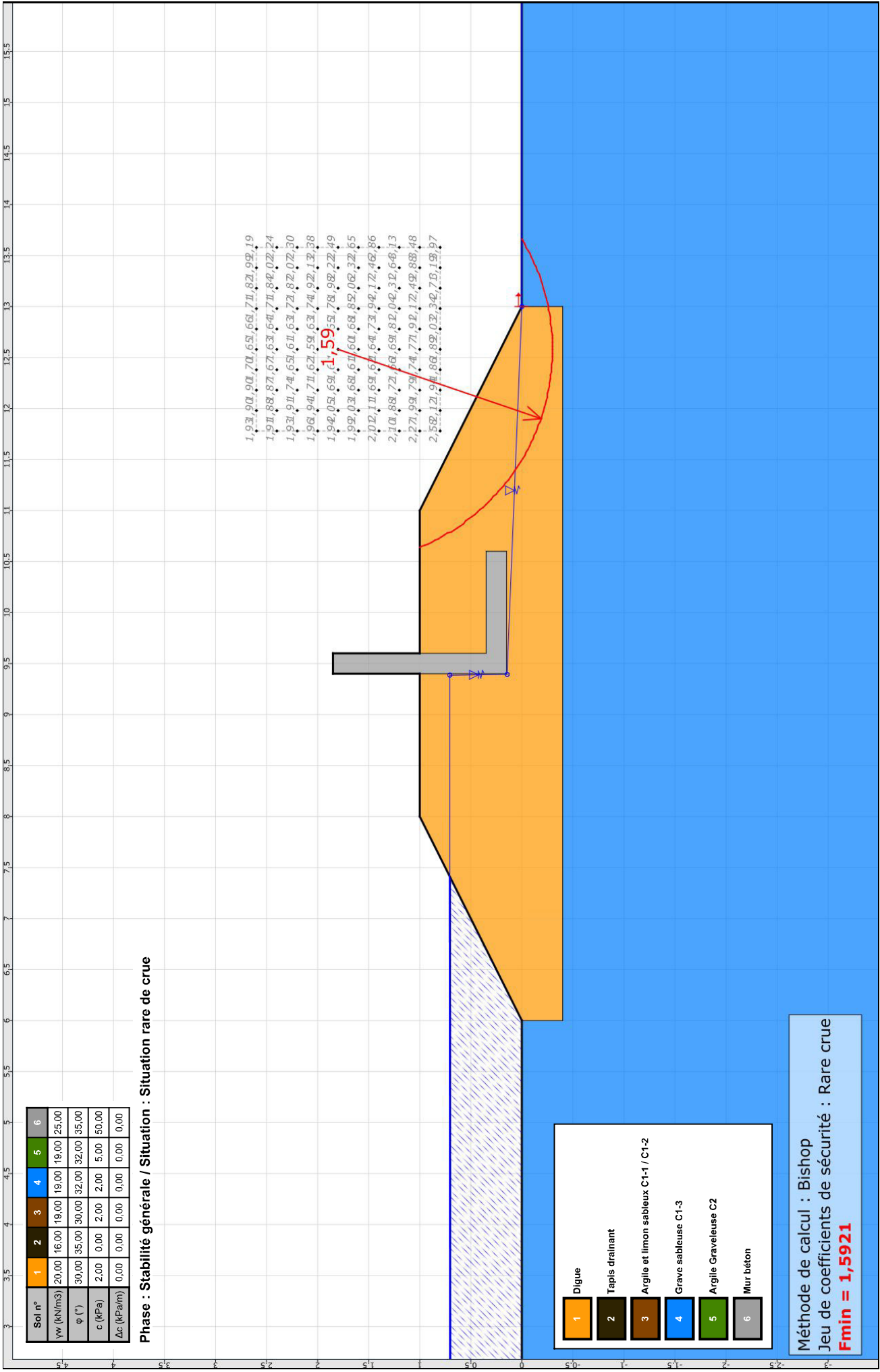
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,5921

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 543; X0= 12,58; Y0= 1,80; R= 2,10



- 1,93,90,90,70,65,66,71,82,92,19
- 1,91,88,87,67,63,64,71,84,02,24
- 1,93,91,74,65,61,63,72,82,02,30
- 1,96,94,71,62,59,63,74,92,12,38
- 1,92,05,69,61,59,78,92,22,49
- 1,99,03,68,61,61,68,82,02,32,65
- 2,02,11,69,61,64,73,92,12,42,66
- 2,10,88,72,61,69,82,02,32,66,13
- 2,27,99,79,74,71,92,12,42,88,48
- 2,52,12,94,86,82,02,34,78,18,97

Soil n°	1	2	3	4	5	6
γ_w (kN/m ³)	20,00	16,00	19,00	19,00	19,00	25,00
ϕ (°)	30,00	35,00	30,00	32,00	32,00	35,00
c (kPa)	2,00	0,00	2,00	2,00	5,00	50,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Stabilité générale / Situation : Situation rare de crue

- 1 Digue
- 2 Tapis drainant
- 3 Argile et limon sableux C1-1 / C1-2
- 4 Grave sableuse C1-3
- 5 Argile Graveleuse C2
- 6 Mur béton

Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Rare crue
Fmin = 1,5921

Données de la phase 2

Nom de la phase : Stabilité générale

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Grave sableuse C1-3	2	2	3	Digue	4	4	5	Digue
5	5	6	Grave sableuse C1-3	8	2	9	Digue	10	10	5	Digue
12	10	11	Grave sableuse C1-3	18	9	14	Grave sableuse C1-3	19	11	14	Grave sableuse C1-3
22	22	23	Digue	24	23	4	Digue	25	23	18	Mur béton
26	18	17	Mur béton	27	17	24	Mur béton	29	24	3	Digue
30	24	19	Digue	32	20	21	Digue	33	21	22	Mur béton
34	19	20	Digue								

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle				
1	-5,000	1,000	0,00	2	9,394	1,000	0,00	3	9,395	0,145	0,00	4	13,000	-0,002	0,00	5	25,000	-0,006	0,00

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	1,000	2	9,393	1,000	3	9,395	0,145	4	13,000	-0,003	5	25,000	-0,006

Données de la situation 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Exceptionnelle de crue

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Exceptionnelle crue

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,100	$\Gamma_{c'}$	1,100	Γ_{cu}	1,100
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_a,clou$	1,000	$\Gamma_a,tirant$	1,000	$\Gamma_a,bande$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,200

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 11,780; Y= 0,800

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,200; Y= 0,200

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 13,000

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

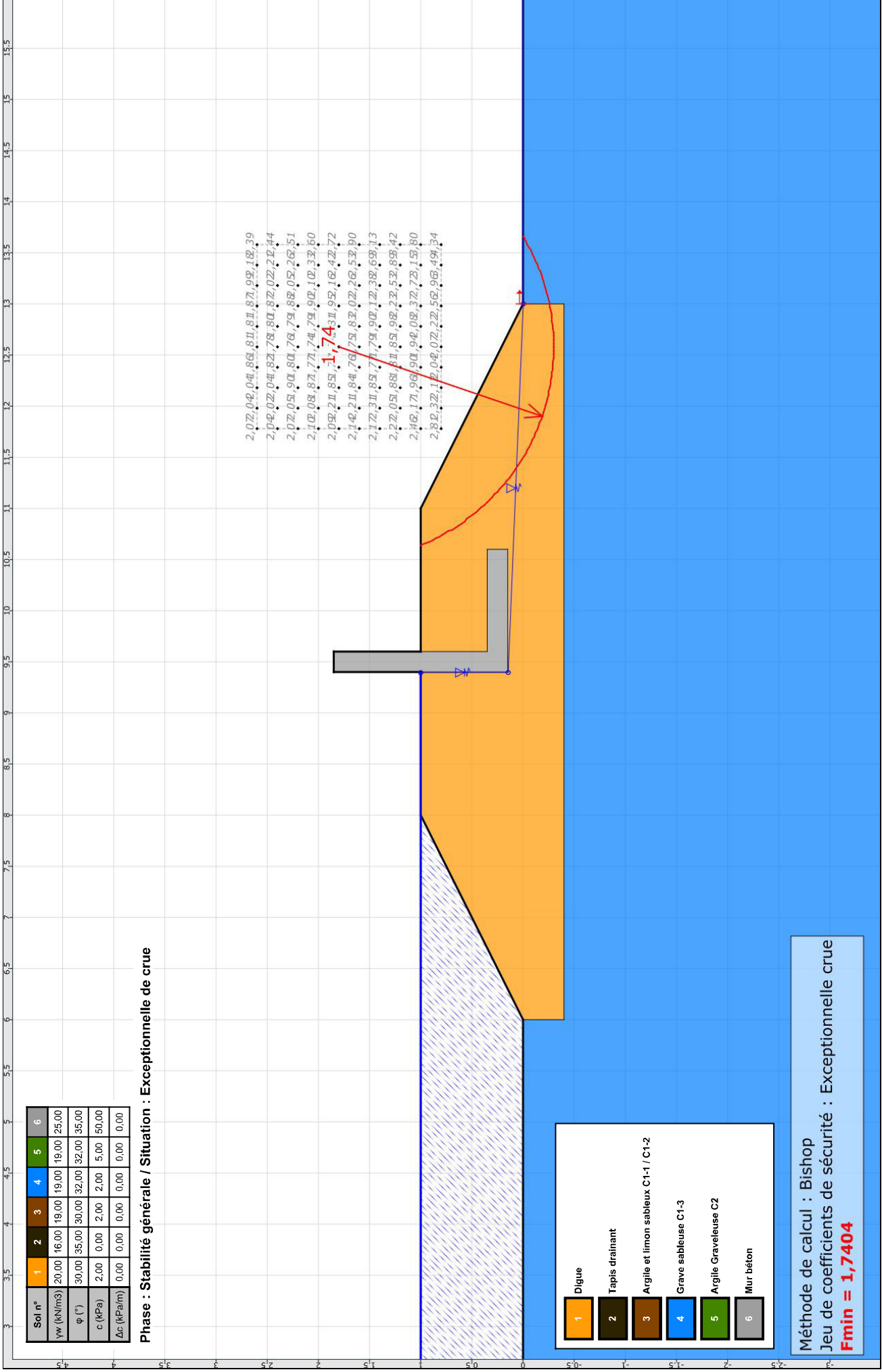
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,7404

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 543; X0= 12,58; Y0= 1,80; R= 2,10



Données de la phase 3

Nom de la phase : Stabilité générale

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Grave sableuse C1-3	2	2	3	Digue	4	4	5	Digue
5	5	6	Grave sableuse C1-3	8	2	9	Digue	10	10	5	Digue
12	10	11	Grave sableuse C1-3	18	9	14	Grave sableuse C1-3	19	11	14	Grave sableuse C1-3
22	22	23	Digue	24	23	4	Digue	25	23	18	Mur béton
26	18	17	Mur béton	27	17	24	Mur béton	29	24	3	Digue
30	24	19	Digue	32	20	21	Digue	33	21	22	Mur béton
34	19	20	Digue								

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle				
1	-5,000	1,850	0,00	2	9,400	1,850	0,00	3	9,403	0,143	0,00	4	13,000	0,000	0,00	5	25,000	0,000	0,00

Nappe extérieure

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-5,000	1,850	2	9,399	1,850	3	9,403	0,144	4	13,000	0,000	5	25,000	0,000

Données de la situation 1

Nom de la phase : Stabilité générale

Nom de la situation : Extrême de crue

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Extrême crue

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{\min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,100

Type de surface de rupture : Circulaire manuelle

Origine du quadrillage manuel : X= 10,798; Y= 3,500

Incrément en X / Incrément en Y : X= 0,200; Y= 0,200

Angle du maillage par rapport à : l'horizontale= 0,00; la verticale= 0,00

Nombre de centres en X / en Y : en X= 10; en Y= 10

Incrément sur le rayon : 0,100

Nombre d'incrément sur le rayon : 10

Abscisse émergence limite aval : 13,000

Type de recherche : Premier cercle interceptant le talus

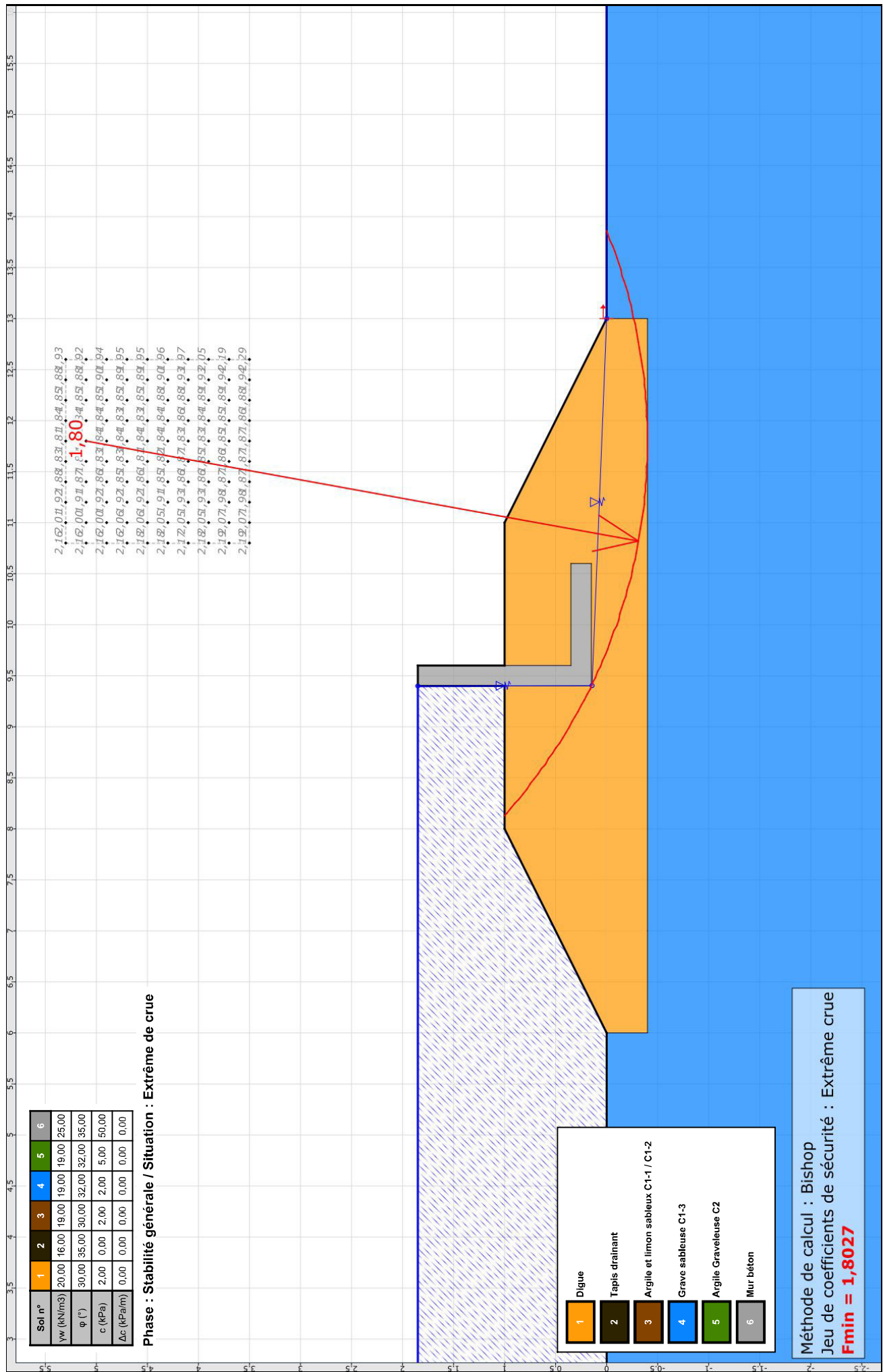
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,8027

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 853; X0= 11,80; Y0= 5,10; R= 5,50



Soi n°	1	2	3	4	5	6
γ_w (kN/m ³)	20,00	16,00	19,00	19,00	19,00	25,00
ϕ (°)	30,00	35,00	30,00	32,00	32,00	35,00
c (kPa)	2,00	0,00	2,00	2,00	5,00	50,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Stabilité générale / Situation : Extrême de crue

- 1 Digue
- 2 Tapis drainant
- 3 Argile et limon sableux C1-1 / C1-2
- 4 Grave sableuse C1-3
- 5 Argile Graveleuse C2
- 6 Mur béton

Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Extrême crue
Fmin = 1,8027

Annexe 8
Feuilles de calculs KREA et Fiches hydrauliques
Pour les ouvrages 6a et 6b

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m ²	Niveau phréatique :	4,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m ³	Nombre d'itérations par phase de calcul :	100
Pas de calcul :	0,20 m	Prise en compte moments 2 ordre :	non
Définition du projet :	Profondeurs		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	dc [kN/m ² /m]	k0	kay	kpy	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m ² /ml]	dkh [kN/m ² /m/ml]	δa/φ	δp/φ	kay,min	P,max [kN/m/ml]
Argile à sable vasard C1-4	2,50	18,00	18,00	25,00	2,00	0,000	0,577	0,349	3,067	0,577	0,577	1,388	4,274	12220	0	0,666	-0,333	0,100	10000,00
Argile graveleuse C2	11,50	19,00	19,00	32,00	5,00	0,000	0,470	0,308	5,938	0,470	0,470	1,109	6,852	85763	0	0,000	-0,666	0,100	10000,00

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

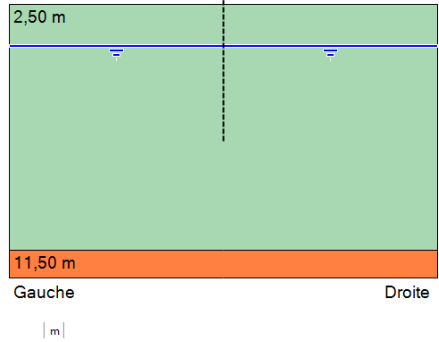
Section	z,base [m]	EI [kNm ² /ml]	W [kN/m/ml]
1	7,50	17959	1,28

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

SYNTHESE PHASAGE

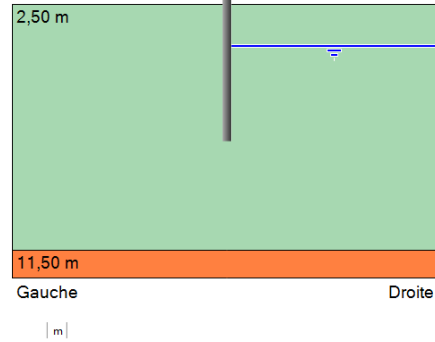
Phase initiale

+ ↓



Phase 1 : Provisoire

+ ↓



- Action hydraulique : (gauche)
zw [m] = 0,20

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Déplac. en tête mm	Déplac. max mm	Moment max kNm/ml	Tranch. max kN/ml	Rapport butées
1	37,72	37,72	52,32	28,82	2,591
Extrema	37,72	37,72	52,32	28,82	2,591

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m ²	Niveau phréatique :	4,00 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m ³	Nombre d'itérations par phase de calcul :	100
Pas de calcul :	0,20 m	Prise en compte moments 2 ordre :	non
Définition du projet :	Profondeurs		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	dc [kN/m ² /m]	k0	kay	kpy	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m ² /ml]	dkh [kN/m ² /m/ml]	δa/φ	δp/φ	kay,min	P,max [kN/m/ml]
Argile à sable vasard C1-4	2,50	18,00	18,00	25,00	2,00	0,000	0,577	0,349	3,067	0,577	0,577	1,388	4,274	12220	0	0,666	-0,333	0,100	10000,00
Argile graveleuse C2	11,50	19,00	19,00	32,00	5,00	0,000	0,470	0,308	5,938	0,470	0,470	1,109	6,852	85763	0	0,000	-0,666	0,100	10000,00

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

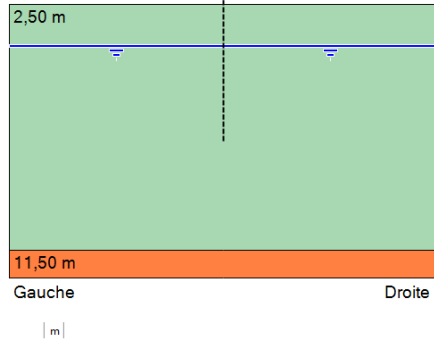
Section	z,base [m]	EI [kNm ² /ml]	W [kN/m/ml]
1	7,50	17959	1,28

Cote de la tête de l'écran : z0 = 0,00 m

SYNTHESE PHASAGE

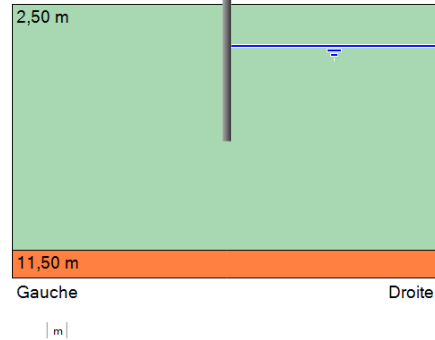
Phase initiale

+ ↓



Phase 1 : Provisoire

+ ↓



- Options MEL :
 Surexcavation :
 $\Delta a, gauche [m] = 0,00$ $\Delta a, droite [m] = 0,00$
 Méthode de calcul automatique.
 Sélection automatique du coté de la butée
 Correction automatique de l'inclinaison de contre butée.

- Action hydraulique : (gauche)
 $z_w [m] = 0,20$

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	Déplac. en tête mm	Déplac. max mm	M,d max kNm/ml	V,d max kN/ml	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/ml	Vérif. Kranz
1	MEL	0,00	-	105,20	-82,74	OK	0,01	-
Extrema	-	0,00	-	105,20	-82,74	-	-	-

Vérifications

COEFFICIENTS PARTIELS

Actions		
Sol - Eau - Ecran	MISS	MEL
poussée limite du sol (Ypa)	1,00	1,35
pression d'eau (Ypw)	1,00	1,35
poids propre de l'écran (YW)	1,00	1,35

Actions		
Sucharges appliquée sur le sol et l'écran	MISS	MEL
sol - permanente (YG)	1,00	1,00
sol - variable (YQ)	1,11	1,11
écran - permanente favorable (YG,inf)	1,00	1,00
écran - permanente défavorable (YG,sup)	1,00	1,35
écran - variable défavorable (YQ,sup)	1,11	1,50

Paramètre de résistance		
Paramètres du sol	MISS	MEL
cohésion (Yc')	1,00	1,00
angle de frottement (Yφ')	1,00	1,00

-		
	MISS	MEL
Butée limite - phase durable (Ypb,D)	1,40	1,40
Butée limite - phase transitoire (Ypb,T)	1,10	1,10
Résistance des appuis (Yanc)	1,00	-
Effort déstabilisant (Ykrz)	1,10	-

Efforts, sollicitations et butée mobilisée : YE = 1,35

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp : Kérisel

RESULTATS DES VERIFICATIONS

PHASE 1 - Transitoire

L'écran est considéré en console (autostable).

La méthode D a été utilisée pour cette phase.

La butée pour cette phase est considérée à droite.

Vérification du défaut de butée :

Vérification de la hauteur de fiche :

 Point de pression nulle : $z_0 = 3,20$ m

 Point de moment nul : $z_c < z_p$

 Côte du pied de l'écran : $z_p = 7,50$ m

 $f_0 = z_0 - z_c > f_b$
 $f_b = z_0 - z_p = 4,30$ m

 $f_b / f_0 = 1,316$ ($\geq 1,2$)

Vérification de la contre-butée :

Point de transition :

 $z_n = 5,89$ m

Contre-butée nécessaire à l'équilibre des efforts horizontaux :

 $C_{t,d} = 148,56$ kN/ml

 Contre-butée mobilisable sous z_n :

 $C_{m,d} = 321,40$ kN/ml

Facteur de mobilisation :

 $\alpha = 0,229$
 $C_{m,d} \geq C_{t,d}$
Le défaut de butée est justifié pour cette phase.

Vérification de l'équilibre vertical :

Poids propre P de la palplanche :

 $P_{,d} = 12,96$ kN/ml

Résultante verticale Pv des pressions des terres sur la hauteur de l'écran :

 $P_{v,d} = -12,95$ kN/ml

Résultante verticale Tv des efforts dus aux tirants connectés à l'écran :

 $T_{v,d} = 0,00$ kN/ml

Résultante verticale Fv des surcharges "linéiques" appliquées sur la hauteur de l'écran :

 $F_{v,d} = 0,00$ kN/ml Yq = valeur dépendant de la nature de chaque action.

Résultante ELU des efforts verticaux :

 $R_{v,d} = 0,01$ kN/ml

Charge verticale ELU de 0,01 kN/ml à transmettre en pied de l'écran.
Equilibre vertical OK si portance en pointe garantie.

Annexe 9

Missions géotechniques

CLASSIFICATION DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

(extraite de la norme NFP 94-500 novembre 2013)

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisnants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisnants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisnants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)**ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)****ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)**

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).
- donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).