



St Pierre du Perray, le 09 décembre 2013

Dossier : 13.3.1510

GURDEBEKE S.A.
65, boulevard Carnot
60400 NOYON

Etude géotechnique G2 selon NF P 94-500
Création des casiers 1 à 5

Centre de Stockage de Déchets Non
Fermentescibles peu Evolutifs
HARDIVILLERS (60)

RAPPORT N° 13.3.1510/1

B	09/12/13	V. ORSETTI	B. ROSA	46 + 9	Modifications titre & titres courants
A	22/11/13	V. ORSETTI	B. ROSA	46 + 9 annexes	Observations Archambault Conseil
0	20/11/13	V. ORSETTI	B. ROSA	46 + 9 annexes	Première diffusion
Ind.	Date	Etabli par	Vérifié par	Nb pages	Modifications - Observations

✉ **A l'attention de Monsieur J. GURDEBEKE**

☎ 03.44.93.25.25

📠 03.44.93.25.26

SIEGE SOCIAL

4, Rue de la mare à Tissier
ZAC de VILLEPECLE
Lieudit « La Chardonnière »
91280 SAINT PIERRE DU PERRAY

Tél. 01 69 13 80 20
Fax 01 69 13 00 11
E-mail : ingenierie@rbtp2i.fr
Site web : <http://www.rbtp2i.fr>
S.A.R.L. au capital de 60 979,61 €
R.C.S. Evry B 414 962 506

Dénomination sociale :

INGENIERIE CONSEIL INSTRUMENTATION

Nom commercial :

RINCANT BTP INGENIERIE INSTRUMENTATION

AGENCE DE NANTES

1 rue Arago
Bâtiment E
44240 LA CHAPELLE SUR ERDRE
E-mail : nantes@rbtp2i.fr



SOMMAIRE

0 – SITUATION DE L’ETUDE	5
1 – PRESENTATION DE L’ETUDE	6
1-1 – GENERALITES	6
1-2 – OBJECTIFS & TYPE DE LA MISSION	6
1-3 – BASES DE L’ETUDE.....	6
1-4 – NORMES & DOCUMENTS DE REFERENCE.....	7
2 – DESCRIPTION DU SITE & DU PROJET	7
2-1 – SITUATION - CONTEXTE	7
2-2 – GEOLOGIE LOCALE.....	8
2-3 – CARACTERISTIQUES DU PROJET.....	9
2-3.1 – Terrassements	9
2-3.2 – Phasage d’exploitation.....	10
2-3.3 – Sécurité passive.....	10
2-3.4 – Sécurité active	14
2-3.5 – Couverture finale.....	15
3 – PROGRAMME DES RECONNAISSANCES	17
3-1 – IMPLANTATION DES SONDAGES	17
3-2 – SONDAGES ET ESSAIS IN SITU	17
3-3 – ESSAIS EN LABORATOIRE	19
4 – RESULTATS DES RECONNAISSANCES	20
4-1 – COUPE DE SOL	20
4-2 – RESULTATS DES SONDAGES DESTRUCTIFS (SD) & PRESSIOMETRIQUES (SP)	20
4-3 – RESULTATS DES ESSAIS HYDROGEOLOGIQUES.....	22
4-3.1 – Résultats des essais de perméabilité en forage	22
4-3.2 – Résultats des essais de perméabilité au double anneau	24
4-3.3 – Synthèse hydrologique.....	25
4-4 – RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE	26
4-3.1 – Essais d’identification	26
4-3.2 – Essais de compactage/perméabilité	26
4-3.3 – Essais mécaniques.....	27
5 – ETUDE DE LA STABILITE DES FLANCS	29
5-1 – HYPOTHESES DE CALCULS.....	29
5-1.1 – Méthode de calculs & justifications	29
5-1.2 – Caractéristiques géomécaniques des sols	30
5-1.3 – Caractéristiques des déchets.....	30
5-2 – FLANCS OUEST - SUD.....	30
5-2.1 – Géométrie – Hypothèses spécifiques.....	30
5-2.2 – En traditionnel à l’ELS	31
5-2.3 – En combinaison fondamentale ouvrage courant à l’ELU	33
5-2.4 – Synthèse.....	33
5-3 – FLANCS EST - NORD.....	33
5-3.1 – Géométrie	33
5-3.2 – Etude de la digue de base.....	34
5-3.3 – Etude des rehausses	35
5-3.4 – Etude de la couverture	35
5-3.5 – Synthèse.....	36

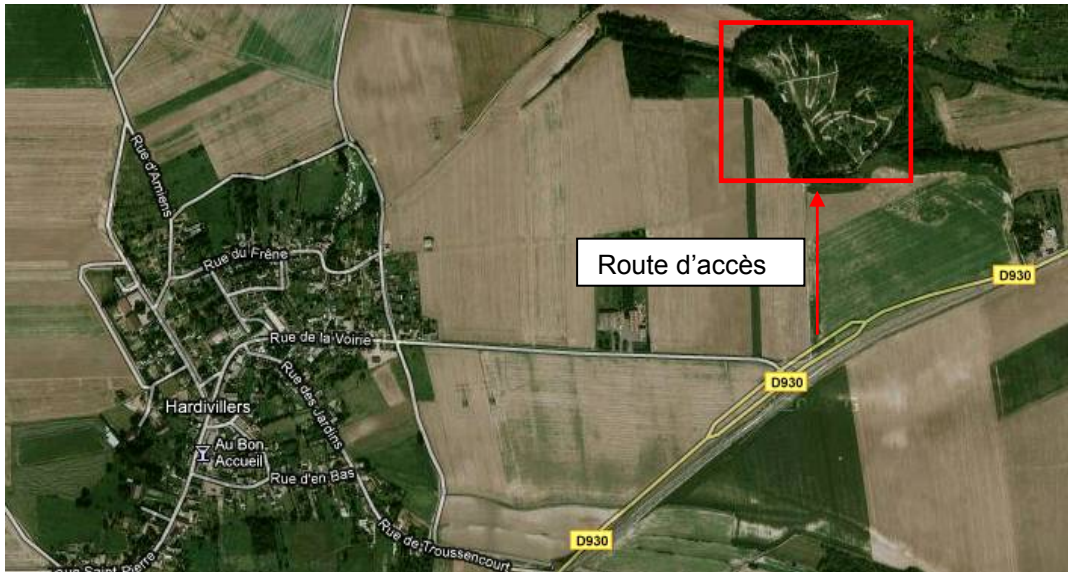
6 – ETUDE DE LA STABILITE DES ANCRAGES	37
6-1 – HYPOTHESES DE CALCULS.....	37
6-2 – STABILITE INTERNE.....	38
6-2.1 – Données.....	38
6-2.2 – Résistance d’interaction en ancrage.....	38
6-2.3 – Vérification des tractions sur géosynthétiques.....	39
6-3 – STABILITE EXTERNE.....	40
7 – ETUDE DES TASSEMENTS DU FOND DE FORME	41
7-1 – HYPOTHESES.....	41
7-2 – ESTIMATION DES TASSEMENTS ABSOLUS.....	41
7-3 – VALIDATION DES PENTES DES FONDS DE CASIERS	42
8 – DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES SUR TERRASSEMENTS	43
8-1 – REALISATION DES TERRASSEMENTS	43
8-2 – TERRASSABILITE – DEBLAIS - REMBLAIS	44
8-3 – TALUS	44
8-4 – PORTANCE DU FOND DE FORME - TRAFICABILITE.....	45
8-5 – BARRIERE PASSIVE.....	45
8 – OBSERVATIONS MAJEURES.....	46

ooOOoo

ANNEXES

- ANNEXE 1 : Implantation des sondages
- ANNEXE 2 : Log des sondages carotté & photographies
- ANNEXE 3 : Log des diagraphies instantanées de forage
- ANNEXE 4 : Résultats des sondages et essais pressiométriques
- ANNEXE 5 : Résultats des essais d’infiltration en forage
- ANNEXE 6 : Résultats des essais d’infiltration double anneau ouvert
- ANNEXE 7 : Résultats des essais de laboratoire
- ANNEXE 8 : Listings des calculs TALREN flancs Ouest-Sud
- ANNEXE 9 : Listings des calculs TALREN flancs Est-Nord

0 –SITUATION DE L'ETUDE



Vue d'ensemble vers le Nord Est



Vue d'ensemble vers le Sud

1 – PRESENTATION DE L'ETUDE

1-1 – Généralités

A la demande et pour le compte de la société GURDEBEKE SA représentée par Monsieur Jacky GURDEBEKE,

la société I.C.I. sous licence Rincent BTP a réalisé une étude géotechnique dans le cadre de la création des casiers 1 à 5 du projet d'exploitation du Centre de Stockage de Déchets Non Fermentescibles peu Evolutifs de HARDIVILLERS (60).

Nos interventions sur site se sont déroulées du 21 au 31 octobre 2013 avec la mise à disposition de trois ateliers de forage.

1-2 – Objectifs & type de la mission

Pour rester conforme à la demande du client, notre intervention porte sur les points suivants :

- Procéder à une campagne de reconnaissance des sols locale à l'échelle du projet,
- Caractériser la perméabilité des horizons constituant les flancs et les fonds des futurs casiers,
- Définir les conditions de stabilité des flancs des futurs casiers,
- Evaluer les tassements des fonds de casier sous exploitation.

En référence à la norme NF P 94-500, il s'agit d'une mission géotechnique type G2 « Etude géotechnique de projet ».

1-3 – Bases de l'étude

Pour la mission, les documents suivants nous ont été transmis et ont été utilisés :

- Dossier technique de demande d'autorisation d'exploiter un CSDUM de la société CADET International daté de novembre 2007 (DOC0),
- Etudes de faisabilité géologiques et hydrogéologiques – Rapport CMC02674-R1-v1 de Novembre 2013 du Bureau Archambault Conseil (DOC1),
- Note d'équivalence de la barrière d'étanchéité passive CMC02674-R2-v1 de Novembre 2013 du Bureau Archambault Conseil (DOC2),
- Plan topographique du 21/08/2012 Echelle 1/500^{ème} du cabinet SCP Bellanger – Silvert Géomètres Experts associés (DOC3),
- Etude géotechnique ICI Rincent BTP « Casier 1-Alvéole 1 CSDUM Hardivillers » N°11.3.1286/1 IndA du 23/06/2011 (DOC4),
- Arrêté ministériel du 9 septembre 1997 modifié, article 10 relatif aux installations de stockage de déchets non dangereux,
- Arrêté ministériel du 9 septembre 1997 modifié par l'Arrêté Ministériel du 19 janvier 2006, article 11.

1-4 – Normes & Documents de référence

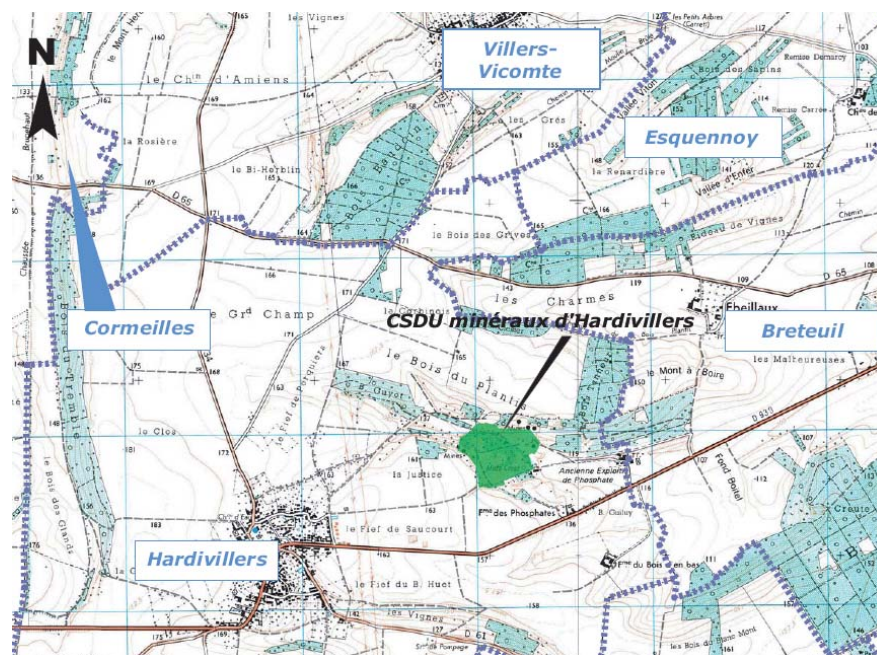
- Normes AFNOR & Européennes concernant les différents essais de reconnaissance in situ (NF EN ISO 22475-1, NF EN 1997-1, NF EN 1997-2, NFP 94-202, NF X 30 418, NF X 30 423, NF P 94 110-1),
- Normes AFNOR & Européenne concernant les différents essais de reconnaissance en laboratoire (NFP 94-050, NFP 94-056, NFP 94-068, NFP 94-070 & 074, NFP 11-300),
- Norme BP X 30-438 « Guide de bonnes pratiques pour les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechnique de sites d'installations de stockage de déchets »,
- Norme AFNOR NF P38 067 relatif à la stabilisation d'une couche de sol mince sur pente.

2 –DESCRIPTION DU SITE & DU PROJET

2-1 – Situation - Contexte

Le projet prévoit la création d'un centre de stockage de déchets non fermentescibles peu évolutifs sur la commune de HARDIVILLERS (60), dont l'exploitation sera menée en conformité avec les prescriptions de l'Arrêté Ministériel du 9 septembre 1997 modifié.

Le site projeté s'inscrit dans une ancienne carrière de craie phosphatée, au lieu-dit parcelle « Montage sous les Brosses » sur la commune d'Hardivillers. Il est desservi par une route asphaltée depuis la RD930, et aménagée pour l'exploitation de la première alvéole.



La topographie actuelle du site est celle indiquée sur le plan de masse communiqué et reporté en ANNEXE 1 (DOC1).

Au moment de nos reconnaissances, les zones de reconnaissance étaient accessibles depuis la route interne d'accès aux installations de traitement. Le fond de carrière était encombré de différents stocks de terre et non déblayé à cote théorique des futurs fonds de forme pour les casiers 3, 4 et 5.

L'implantation et la profondeur des sondages de reconnaissance ont donc été adaptées en conséquence.

Les cotes de fond de casier au niveau de l'étanchéité active sont indiquées en noir gras sur la base DOC3 reportée en ANNEXE 1 du présent rapport.

2-2 – Géologie locale

D'après notre connaissance locale, les études antérieures réalisées sur le site et consultation de la Banque de données du Sous Sol du BRGM, au droit du projet la succession des formations géologiques susceptibles d'être rencontrées est la suivante, du haut vers le bas :

- De limons argileux constituant un recouvrement d'altération du plateau,
- De la Craie du Campanien inférieur.



LEGENDE :

- X : Remblais
- C6 : Craie phosphatée à la base (Campanien inférieur)
- C5 : Craie sans silex (Santonien)

Figure 1 : Extrait de la carte géol. de ST JUST EN CHAUSSEE au 1/50 000^{ème}

Notons les risques spécifiques liés à la présence de cavités souterraines localisées ou non localisées dans le secteur du projet.

D'après le dossier d'autorisation (DOC0), l'exploitation souterraine s'est prolongée vers le Nord et l'Ouest à partir de la partie à ciel ouvert et notamment ce même document indique d'après enquête « plusieurs de ces galeries disposaient de sorties de secours, de puits d'aération débouchant sur le flanc Ouest de la carrière ».

D'après l'enquête hydrogéologique locale du bureau Archambault Conseil (DOC1), le niveau d'eau des plus hautes de la nappe de la craie se situe à la cote +97.77 m NGF.

D'un point de vue parasismique, le secteur est classé en zone sismique 0 et ne nécessite donc pas de dispositions particulières constructives au sens de la norme NFP 06-013.

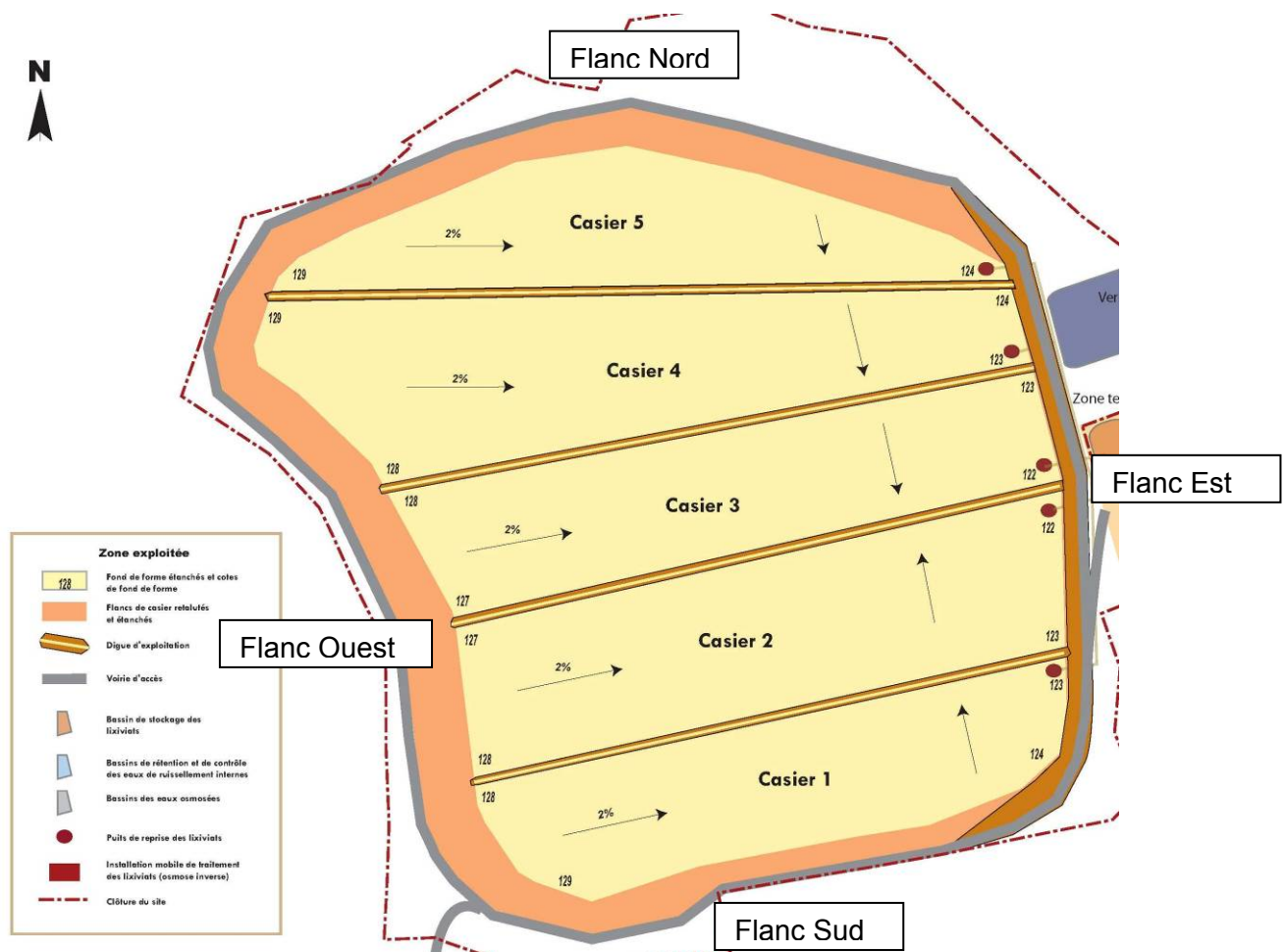
2-3 – Caractéristiques du projet

2-3.1 – Terrassements

D'après les informations qui nous ont été communiquées, le projet prévoit la réalisation de 4 casiers composés de 3 alvéoles (casiers 1 à 4) et 1 casier au Nord (casier 5) composé de 2 alvéoles conformément au plan reporté en ANNEXE 1.

Le site formera ainsi 5 unités hydrauliques distinctes ; chacun de ces casiers sera limité au niveau du fond de forme par une digue de séparation, réalisée en matériaux du site compactés, sur laquelle s'appuiera la sécurité active.

L'indépendance hydraulique réglementaire de chaque casier et de chaque alvéole de casier sera assurée par des digues intermédiaires (ou merlons séparateurs) sur une hauteur moyenne de 2 m avec des pentes de 1/1.



La réalisation des terrassements de fond de forme est prévue en 5 campagnes successives de travaux, en fonction de l'avancement de l'exploitation de stockage de déchets. Le fond de forme sera décomposé en 5 casiers ou unités distincts exploités en 14 alvéoles.

Le projet d'exploitation du site repose sur le comblement d'une excavation de type carrière à ciel ouvert dont le carreau présente des cotes variables.

Il est prévu de décaisser le fond de forme sur une profondeur de quelques mètres en moyenne. Cette étape consiste donc à retirer la frange supérieure des terrains crayeux qui affleurent au niveau du carreau de la carrière d'Hardivillers, puis de le compléter par la mise en œuvre de la craie du site compactée et d'argiles rapportées du site de Lihons.

Compte tenu de la topographie et du projet de couverture finale, les limites des casiers d'exploitation s'établiront selon le principe général suivant :

- **Le flanc Ouest** sera en déblai du terrain naturel de 153 à 129 NGF au Sud à 140 à 129 NGF au Nord, soit un dénivelé maximum de 24 m,
- **Les flancs Est et Sud** seront en déblai - remblai avec en configuration la plus défavorable de hauteur de remblai à l'Est au niveau des casiers 2 et 3. Dans cette zone, le flanc sera en déblai de 130 (TNmoyen) à 122 NGF, puis en remblaiement avec les matériaux crayeux excavés du site de 130 à 145 NGF, soit un dénivelé maximum de 23 m,
- **Le flanc Nord** où l'exploitation de la carrière a dépassé les limites parcellaires, sera en remblaiement à partir des matériaux crayeux excavés du site de 125 à 145 NGF au maximum vers l'Est, soit un dénivelé maximum de 20 m.

L'ensemble de ces aménagements périphérique est recouvert en face interne, côté déchets, des dispositifs de sécurité active et passive ancrés en leurs sommets selon les principes constructifs présentés aux paragraphes suivants.

2-3.2 – Phasage d'exploitation

Conformément au scénario présenté en pages suivantes, le phasage de l'exploitation repose sur l'enfouissement de déchets minéraux non dangereux au sein de 5 casiers allant du Sud vers le Nord de superficies de 1,2 à 1,9 hectares, et est planifiée selon un phasage par casier de direction Est vers Ouest.

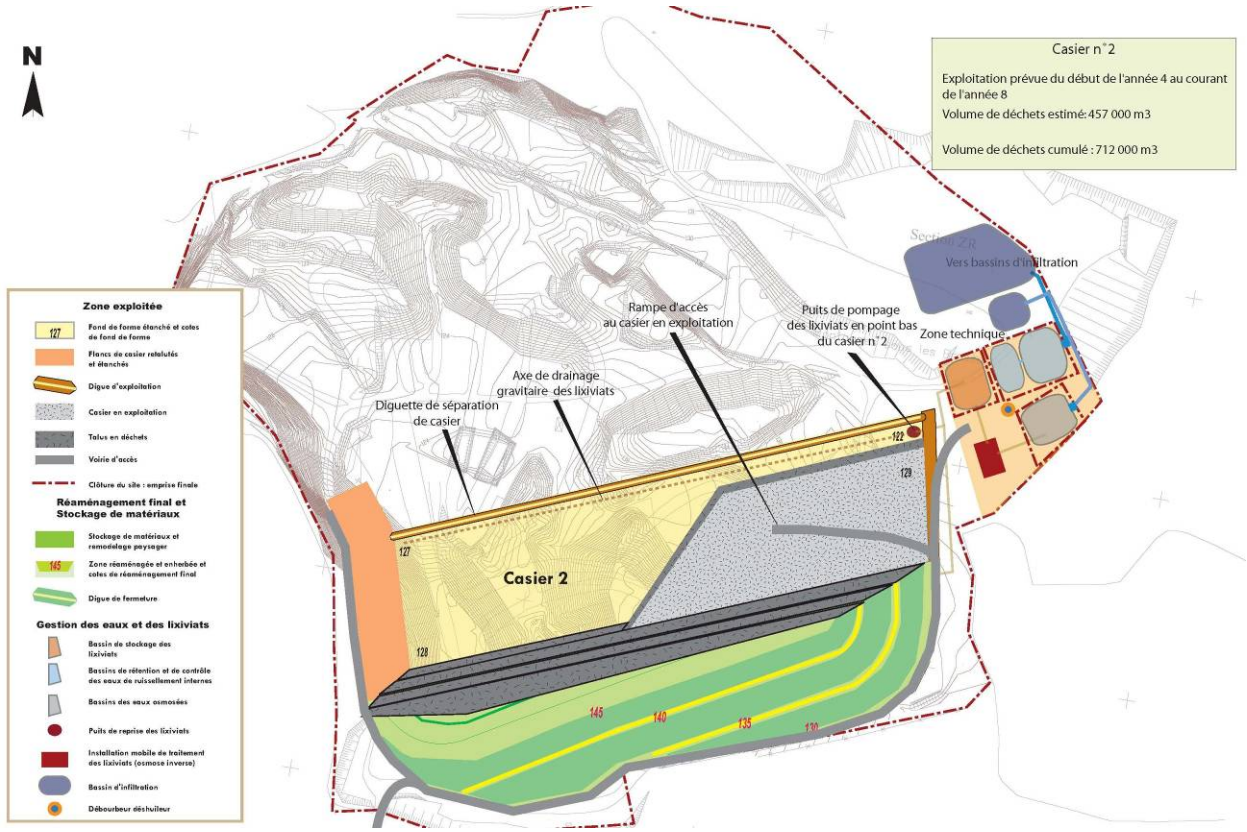
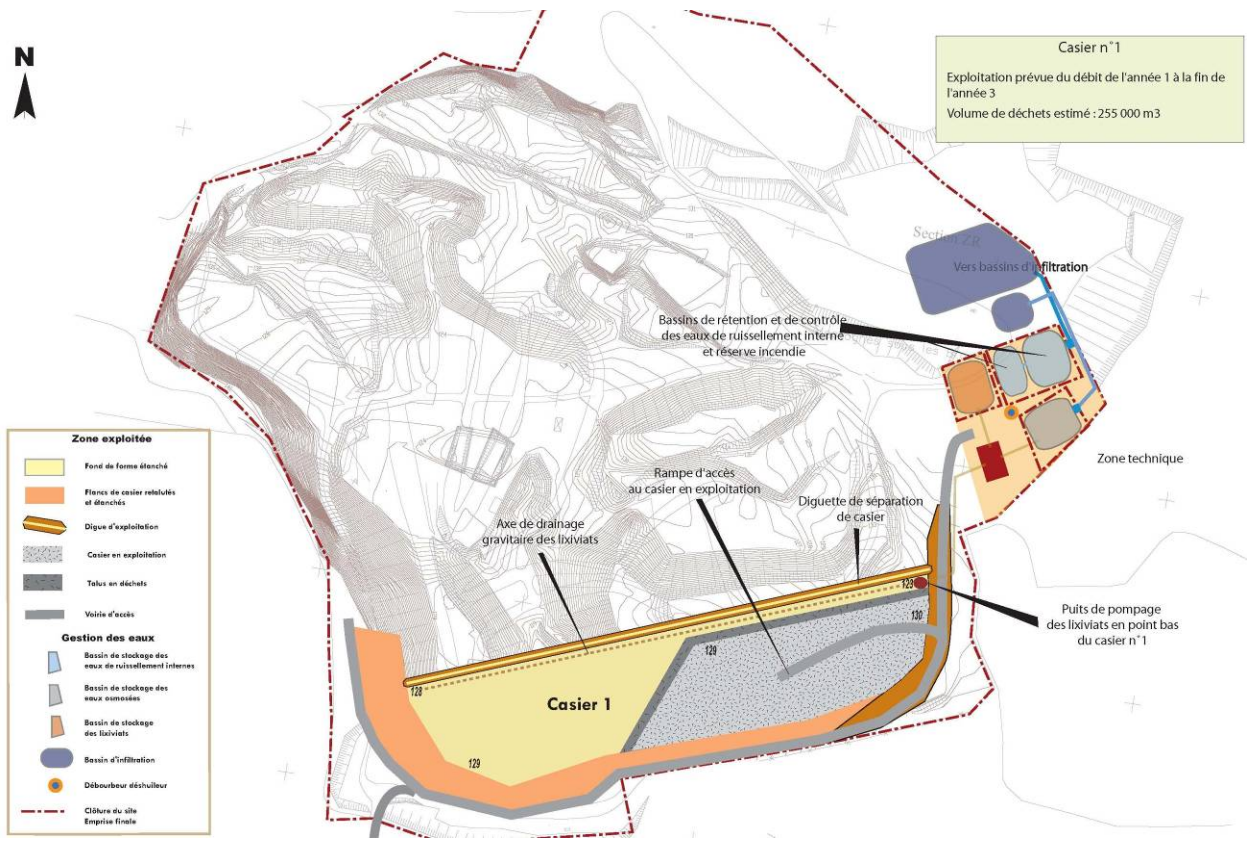
Au niveau de chaque casier, l'évolution du phasage repose donc sur le principe d'une exploitation progressive par niveaux successifs présentant une hauteur moyenne de déchets remblayés de 5 mètres. Les casiers d'exploitation sont délimités par des digues intermédiaires ou diguettes montées au fur et à mesure du remblaiement, constitués en matériaux excavés du site.

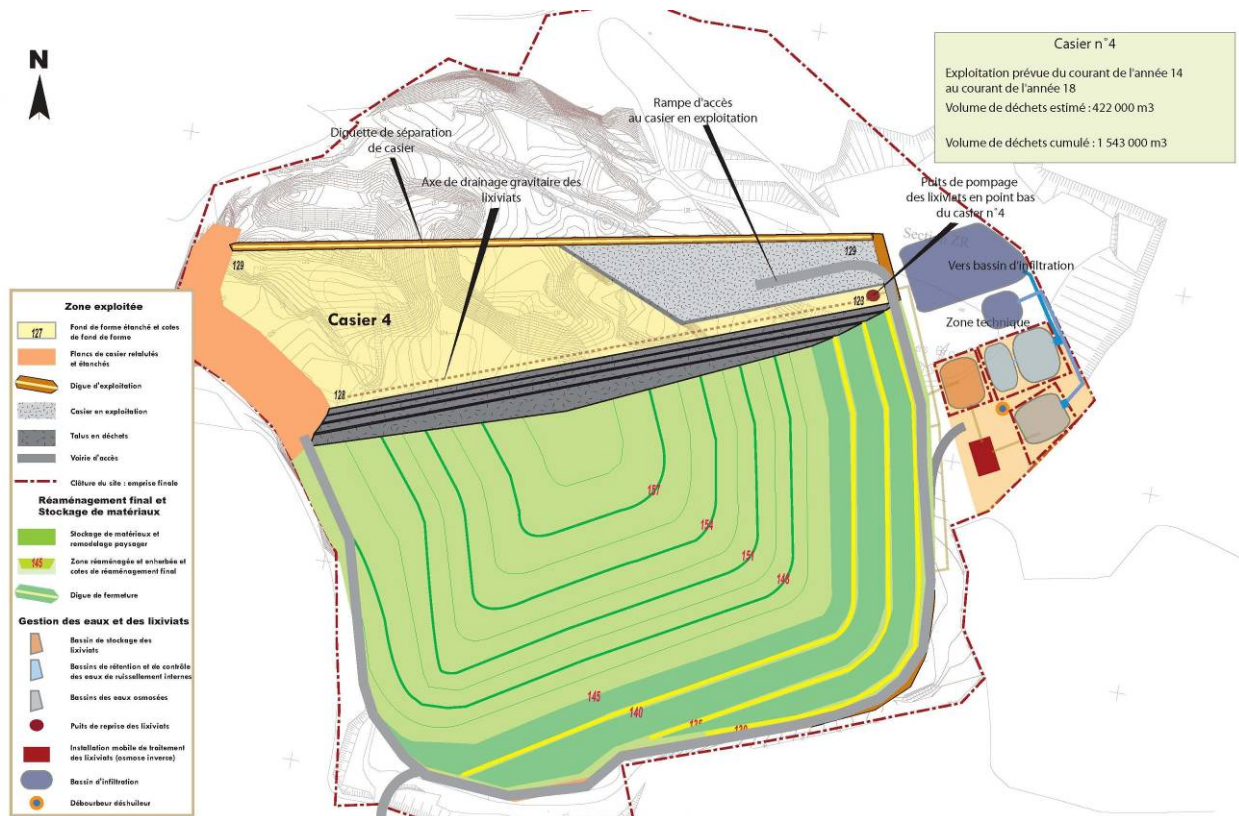
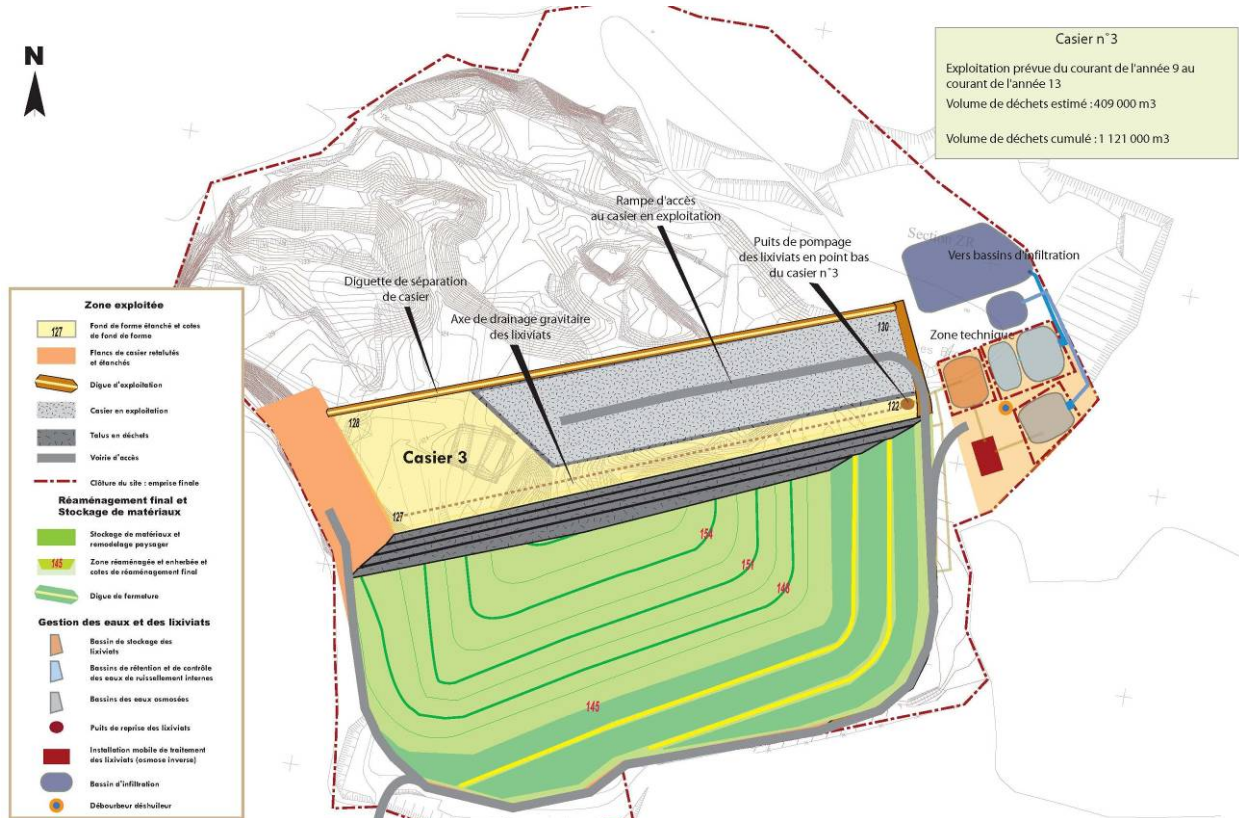
2-3.3 – Sécurité passive

Sur la base du document DOC2, il est envisagé de conforter la sécurité passive par le dispositif suivant :

Sur le fond :

La craie remaniée constituera le substratum des casiers au sein de la carrière après régalaie et compactage de ce matériau sur les secteurs trop creusés. La craie déstructurée sera traitée par compaction pour constituer la base de fond de forme des casiers et des flancs. Cette opération permet ainsi un aplanissement convenable avant la mise en place des autres éléments pour finir de reconstituer la barrière passive équivalente.







Cette craie sera surmontée en fond de casier d'exploitation de 1 mètre de matériaux argileux rapporté (en provenance de la carrière de Lihons, située à environ 50 km du site projeté). Ces argiles sont composées d'argiles compactes verdâtres et d'argiles silteuses grises et ocre. Ces matériaux sont de bonne qualité et utilisables en tant que couche de faible perméabilité ($< 1.10^{-9}$ m/s). L'argile de Lihons sera traitée par compaction au maximum Proctor afin d'obtenir une perméabilité minimale et sera positionnée sur la couche de craie déstructurée compactée sur le fond des casiers jusqu'à une hauteur de deux mètres en bordure des flancs des casiers.

Un Géocomposite Bentonitique (GSB) de nature calcique, à 10 kg/m², sera positionné sur cette couche d'argile. Il permettra ainsi de renforcer la barrière passive de substitution proposée.

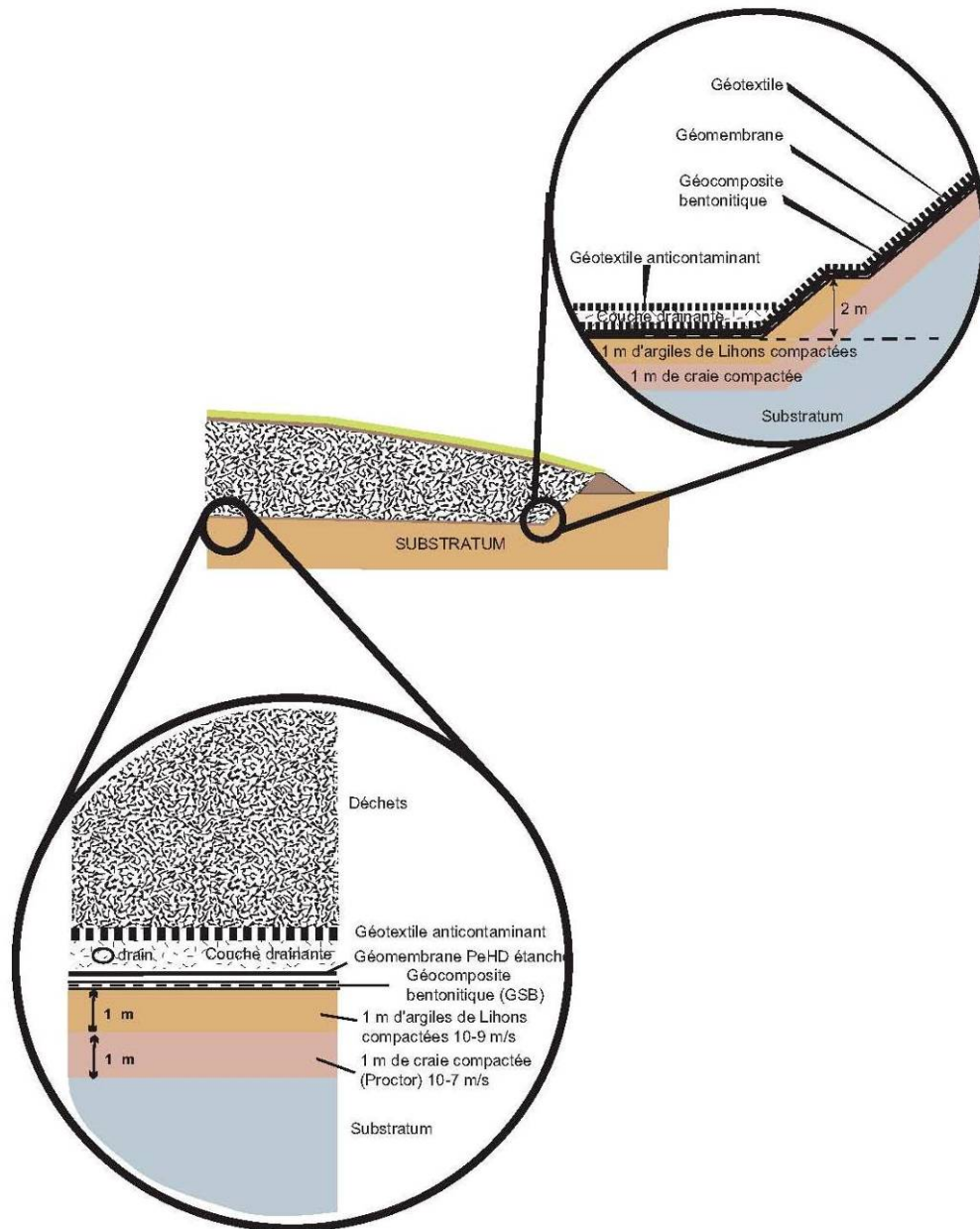
Sur les flancs :

Les flancs actuels de la carrière sont principalement constitués par la craie blanche à silex du Campanien inférieur sur la partie Ouest. Sur la partie Est, les flancs sont naturellement recouverts de remblai crayeux. La craie déstructurée sera extraite du fond de cette carrière pour être traitée par compactage et mise en place par couche successive contre les flancs pour créer une pente de casier de 1/1, pour constituer ainsi une couche de craie compactée de 1 mètre d'épaisseur avec une perméabilité inférieure à 1.10^{-7} m/s.

Le GSB sera positionné sur les flancs sur cette craie compactée, exceptée en pied de flanc où la couche d'argile de Lihons à perméabilité inférieure à 1.10^{-9} m/s remontera jusqu'à 2 mètres sur la craie compactée.

La division du fond de forme de l'exploitation en casiers induit la réalisation de pentes et de contre-pentes.

L'exploitant surcreusera donc le fond de la carrière actuel afin de définir des pentes d'écoulement conforme à la gestion des lixiviats par drainage gravitaire au sein des 5 casiers d'exploitation prévus.



2-3.4 – Sécurité active

Le dispositif prévu pour la sécurité active comprend, sur le fond de l'excavation, les éléments suivants :

- une géomembrane en Polyéthylène haute densité (PeHD),
- un géotextile de protection,
- une couche drainante constituée de roulés non calcaires constituant le massif drainant. Ce massif est équipé en drains PeHD,
- un géotextile anti-contaminant.

Sur les flancs de l'excavation, la sécurité active comprend les éléments suivants :

- une géomembrane en Polyéthylène haute densité (PeHD),
- un géotextile de protection supérieur assurant la fonction antipoinçonnante et le drainage des effluents,

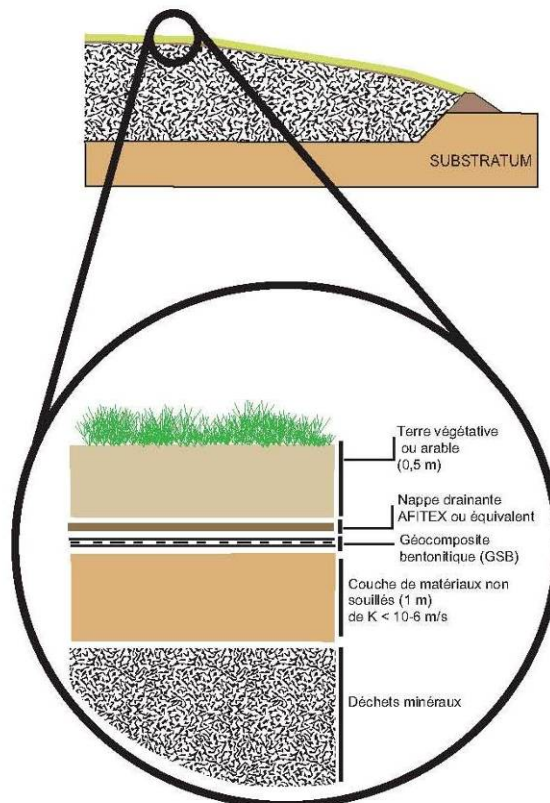
Dans ces conditions, afin de satisfaire aux exigences de l'arrêté du 9 septembre 1997 modifié, le complexe d'étanchéité retenu se résume de la manière suivante :

	Barrière passive				Barrière active	Drainant		Anticontaminant
	Substratum crayeux	Craie compactée	Argile compactée	GSB	Géomembrane PEHD	Concassé roulé non calcaire	Géocomposite de drainage	Géotextile
<i>Fond de l'alvéole</i>	x	x	x	x	x	x	Néant	x
<i>Flanc</i>	x	x	Seulement sur les deux mètres inférieurs	x	x	Néant	x	x

2-3.5 – Couverture finale

La couverture finale ne peut être mise en place que sur les casiers comblés ayant atteint la cote maximum définie par le profil de réaménagement final. Cette couverture finale a pour objectifs de prévenir, autant que faire se peut, les risques d'éboulement, de ravinement et d'érosion. Celle proposée sur le site d'Hardivillers respecte la succession des couches suivantes du bas vers le haut :

- Une couche de matériaux non souillés garantissant un coefficient de perméabilité inférieure ou égale à 1.10^{-6} m/s,
- Un Géosynthétique Bentonitique (GSB) constitué d'une couche de bentonite enserrée entre deux géotextiles en polypropylène, assurant l'étanchéité,
- Un niveau drainant de 0,5 mètre d'épaisseur, d'un coefficient de perméabilité supérieur à 1.10^{-4} m/s ou tout dispositif de type géocomposite de drainage des eaux d'infiltration au dessus de la couche étanche,
- Une couche superficielle de terre végétative ou arable sur 0,5 mètre d'épaisseur, permettant la plantation d'une végétation durable favorisant l'évapotranspiration sans mettre en péril l'écran imperméable précité



Le profilage définitif retenu est le suivant :

- Cote sommitale : 160 m NGF
- Pente moyenne du dôme vers l'Ouest : 10 % environ,
- Pente moyenne du dôme vers le Nord : environ 13 %,
- Pente moyenne du dôme vers l'Est: 12 % environ,
- Pente moyenne du dôme vers le Sud : 12 % environ.



3 – PROGRAMME DES RECONNAISSANCES

3-1 – Implantation des sondages

Le schéma d'implantation des sondages et essais réalisés est reporté en ANNEXE 1 sur la base des documents graphiques communiqués.

Les sondages ont été relevés par le Géomètre missionné par le client.

Les profondeurs des différents ensembles lithologiques sont décrites par rapport au niveau du terrain relevé au moment des reconnaissances (octobre 2013).

3-2 – Sondages et essais in situ

Type de sondage	Code	Niveau de démarrage	Profondeur (m)	Prélèvements	Essais pressiométriques	Essais de perméabilité
Sondages destructifs	SD1	125.82	10	-		3
	SD2	125.49	10			3
	SD3	125.16	11			3
	SD4	124.01	10			3
	SD5	127.33	15			3
	SD6	126.08	10			3
	SD7	130.8	15			3
	SD8	137.58	20			3
Fosses à la pelle mécanique	K1	125.82	2	Densités et teneurs en eau avant et après chaque essai		1
	K2	125.48	2			1
	K3	125.16	3			1
	K4	124.01	1.5			1
	K6	126.08	1.5			1
Sondages carottés	SC2	127.58	10	SC2- 3EI : -3 m -6 m -9 m		3
	SC3	133.49	15	SC3 -1EI -3 m -8 m -13 m		3
Sondages pressiométriques	SP1	124.77	16	-	De 1 à 15 m	-
	SP2	124.76	16		De 1 à 15 m	
	SP3	124.15	16		De 1 à 15 m	
	SP4	132.60	25		De 9 à 24 m	

EI : Echantillon intact sous gaine selon NF P 94-202.

Les sondages carottés ont été réalisés au carottier double diamètre 114 mm et tubés à l'avancement en diamètre 140 mm à l'aide d'un atelier COMACCHIO 450.

Les sondages destructifs ont été réalisés au tricône 118 mm à l'aide d'un atelier SOCOMAFOR 65.

Les sondages pressiométriques ont été réalisés au tricône 66 mm en rotation à l'aide d'un atelier SOCOMAFOR 50.

Les essais de perméabilité en sondages carottés et en sondages destructifs ont été réalisés soit au double packer, soit par l'aménagement classique de cavité avec tubage en infiltration conformément à la norme X 30-423.



Atelier COMACCHIO 450 sur SC3



Atelier SOCOMAFOR 65 sur SD6



Atelier SOCOMAFOR 65 sur SD4



Atelier SOCOMAFOR 50 sur SP1

Les essais de perméabilité en fosse ont été menés au double anneau ouvert conforme à la norme X 30-418.



Double anneau sur K1



Double anneau sur K4

Pour l'étude globale du projet, les données du sondage carotté SC1 effectué en 2011 dans le cadre de l'étude de l'alvéole 1 du casier ont été incorporées (DOC4).

Le programme de ce sondage a été le suivant :

Type de sondage	Code	Niveau de démarrage	Profondeur (m)	Prélèvements	Essais de perméabilité
Sondage carotté	SC1	152.08 NGF	30 m	3 EI : -10 m -18.5 m -27.5 m	3

3-3 – Essais en laboratoire

Le programme d'essais de laboratoire ci-après a été réalisé à partir des prélèvements intacts (EI) des sondages carottés, et de prélèvements remaniés sur le stock de l'argile de Lihons et de la craie du site.

Compte tenu de la spécificité du projet, il comporte des essais géotechniques d'identification et mécaniques sur les échantillons intacts et remaniés afin de déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement des sols en place et compactés, et les caractéristiques de compactage-perméabilité des sols compactés en étanchéité passive et digues.

Dans ces conditions, le programme effectué est le suivant :

Référence Sondage	Prof. (m/TN)	Identification GTR	Essai Proctor normal + IPI	Perméabilité à 95 % OPN	Triaxial cu+u
SC1 (2011)	-10.00				1
	-18.50				1
	-27.50				1
SC2	-3.00				1
	-6.00				1
	-9.00				
SC3	-3.00				1
	-8.00				
	-13.00				1
Craie du site	Stock	1	1	1	1
Argile de Lihons	Stock	1	1	1	1

4 – RESULTATS DES RECONNAISSANCES

4-1 – Coupe de sol

Les coupes précises sont établies par les sondages carottés.

Les logs stratigraphiques détaillés des sondages SC1 (2011), SC2 et SC3 sont reportés en ANNEXE 2, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- **Sondages carottés**
 - ✓ coupe détaillée des sols,
 - ✓ formation géologique correspondante,
 - ✓ photographie des caisses de carottes.

L'examen des caisses à carotte confirme le contexte déjà connu du site, et permet de relever les particularités suivantes :

- Craie plus ou moins marneuse et limoneuse remblayée en tête des sondages sur des épaisseurs variables,
- Craie blanche en place à niveaux fissurés humides de faible épaisseur, de bonne compacité dans la masse.

4-2 – Résultats des sondages destructifs (SD) & pressiométriques (SP)

Les coupes de sols sont établies à partir de l'examen des sédiments remontés et des enregistrements de paramètres lors de l'exécution des sondages destructifs préalables à la réalisation des essais pressiométriques.

Elles sont reportées en ANNEXE 2, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- **Sondages destructifs**
 - ✓ coupe approximative des sols, **(1)**
 - ✓ courbe de pénétration donnant la vitesse de progression de l'outil (m/h),
 - ✓ diagraphie des paramètres enregistrés :
 - V.A. : vitesse instantanée d'avancement (m/h),
 - P.O. : pression appliquée sur l'outil de forage (bars),
 - P.I.: pression d'injection du fluide de forage (bars),
 - CR : Couple de rotation (bars)

(1) Les forages étant du type destructif, l'interprétation a été faite uniquement d'après l'examen des cuttings, et des courbes de pénétration et diagraphies.

Nota : les feuilles de sondages peuvent également contenir des informations complémentaires dont les niveaux d'eau éventuels, les pertes de fluide d'injection, incident de forage, etc...

Les profondeurs des différents ensembles lithologiques sont décrites par rapport au niveau du terrain naturel en date de l'intervention (Octobre 2013). Les cotes NGF des sondages ont été données par le SCP Bellanger – Silvert Géomètres Experts associés.

Les résultats des essais pressiométriques sont présentés en ANNEXE 4, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

➤ **Essais pressiométriques :**

Les résultats sont portés sur les coupes de forage, avec pour chaque essai :

- ✓ module pressiométrique E_M (MPa),
- ✓ pression limite nette p_l^* (MPa),
- ✓ pression de fluage nette p_f^* (MPa),
- ✓ rapport E_M/p_l .

Les PV d'essais sont portés sous la forme de courbes pression/volume à la suite de coupes de forage.

Dans ces conditions, il peut être défini les 3 entités géotechniques suivantes à l'échelle du projet, confirmant les coupes de sol des sondages carottés :

Formation n°0

- **Nature** : Remblais crayeux
- **Profondeur** : jusqu'à 4,80 à 6,00 m / TN,

Formation n°1a

- **Nature** : Craie blanchâtre altérée
- **Toit** : jusqu'à 118 à 127.5 NGF,
- **Mur** : jusqu'à 115 à 116.5 NGF,

Formation n°1b

- **Nature** : Craie blanchâtre compacte
- **Profondeur** : jusqu'au moins 108 NGF.

En incorporant les données des sondages destructifs, la synthèse suivante peut être déduite :

N° Formation	Lithologie	Cotes	SP1	SP2	SP3	SP4
0	Remblais crayeux	P	0.0	0.0	0.0	0.0
		C	124.8	124.8	124.2	132.6
		E	5.4	4.8	6.0	5.0
1a	Craie blanchâtre altérée	P	5.4	4.8	6.0	5.0
		C	119.4	120.0	118.2	127.6
		E	4.1	4.7	10.0	11.0
1b	Craie blanchâtre compacte	P	9.5	9.5		16.0
		C	115.3	115.3		116.6
		E	6.5	6.5		9.0

Avec : P : profondeur du toit de la couche en m
C : cote NGF du toit de la couche
E : épaisseur de la couche en m

La formation 0 est constituée de matériaux du site à dominante crayeuse repris en remblai dans le cadre du remodelage du terrain naturel.

La formation N°1a caractérise une craie moyennement compacte à compacte à niveaux altérés tels que remarqués aux sondages carottés.

La formation N°1b est caractéristique d'une craie compacte à très compacte homogène, formant le substratum du site.

L'analyse statistique descriptive effectuée sur l'ensemble des essais pressiométriques permet de retenir les caractéristiques géomécaniques suivantes :

Nature du sol	N° Sol	Moyenne arithmétique			Ecart type			Médiane			Moyenne harmonique			Moyenne géométrique			E/pl
		Pf (MPa)	PI (MPa)	E (MPa)	Pf (MPa)	PI (MPa)	E (MPa)	Pf (MPa)	PI (MPa)	E (MPa)	Pf (MPa)	PI (MPa)	E (MPa)	Pf (MPa)	PI (MPa)	E (MPa)	
Remblais crayeux	0	0.48	0.80	8.1	0.25	0.42	5.8	0.41	0.69	6.0	0.31	0.55	4.5	0.41	0.69	6.2	8.1
Craie blanchâtre	1a	4.07	7.01	173.0	1.03	1.78	99.3	4.34	7.51	147.0	3.60	6.21	114.3	3.89	6.69	143.6	18.4
	1b	4.85	8.43	571.8	0.05	0.12	133.9	4.87	8.43	599.0	4.85	8.43	543.7	4.85	8.43	557.6	64.5

Compte tenu de l'hétérogénéité géomécanique des formations 0 et 1a à l'échelle du projet, nous retenons le modèle géotechnique sécuritaire déduit des moyennes harmoniques, soit :

N° Formation	Lithologie	Cotes	SP1	SP2	SP3	SP4	Em (MPa)	pf (MPa)	pl (MPa)	α
0	Remblais crayeux	P	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	0.30	0.55	2/3
		C	124.8	124.8	124.2	132.6				
		E	5.4	4.8	6.0	5.0				
1a	Craie blanchâtre altérée	P	5.4	4.8	6.0	5.0	115.0	3.50	6.20	1/2
		C	119.4	120.0	118.2	127.6				
		E	4.1	4.7	10.0	11.0				
1b	Craie blanchâtre compacte	P	9.5	9.5		16.0	540.0	4.85	8.40	1/2
		C	115.3	115.3		116.6				
		E	6.5	6.5		9.0				

Ce modèle sera pris en compte pour l'estimation des tassements absolus et différentiels des fonds de formes en fin d'exploitation.

4-3 – Résultats des essais hydrogéologiques

4-3.1 – Résultats des essais de perméabilité en forage

Les essais de perméabilité effectués au droit des sondages destructifs SDi et des sondages carottés SCi ont été effectués selon la norme NF X 30-423 en infiltration.

Les résultats sont détaillés en ANNEXE 5 sous la forme de procès-verbaux. La synthèse des résultats obtenus est présentée dans les tableaux ci-après.

Dans ces tableaux de synthèse, la colonne « Estimation du fond de forme » correspond au niveau estimé de l'étanchéité active des futures alvéoles conformément aux pièces graphiques communiquées (DOC3).

EN FOND DE CASIER : au droit des sondages destructifs SD1 à SD8

Sondages destructifs exécutés en octobre 2013
 En condition de cavité L/B = 8.47 avec L=1,00 m

SONDAGES DESTRUCTIFS enregistrés (120 mm)									
Réf.	Cote NGF	Prof. (m)	K (NF X 30-423)			K (m/s)	Estim. Fond de forme NGF	Estim. Fond de forme -5 m	
			(m/TN)		NGF				
SD1	125.82	10	1.5	à	2.5	123.82	2.8E-06	125	120
			4.5	à	5.5	120.82	9.7E-06		
			6.5	à	7.5	118.82	2.5E-06		
SD2	125.49	10	1.5	à	2.5	123.49	1.9E-07	124.5	119.5
			4.5	à	5.5	120.49	6.4E-06		
			7.5	à	8.5	117.49	2.2E-07		
SD3	125.16	11	2.5	à	3.5	122.16	7.2E-06	122.2	117.2
			5.5	à	6.5	119.16	2.0E-05		
			8.5	à	9.5	116.16	5.9E-06		
SD4	124.01	10	1.5	à	2.5	122.01	1.4E-05	124	119
			4.5	à	5.5	119.01	2.3E-06		
			7.5	à	8.5	116.01	3.3E-07		
SD5	127.33	15	6	à	7	120.83	2.3E-05	120.5	115.5
			9.5	à	10.5	117.33	3.1E-05		
			12.5	à	13.5	114.33	6.3E-06		
SD6	126.08	10	1.5	à	2.5	124.08	7.9E-06	125	120
			4.5	à	5.5	121.08	5.4E-05		
			7.5	à	8.5	118.08	6.2E-06		
SD7	130.8	15	6.5	à	7.5	123.8	6.5E-05	123.5	118.5
			9.5	à	10.5	120.8	2.5E-06		
			12.5	à	13.5	117.8	1.2E-06		
SD8	137.58	20	11.5	à	12.5	125.58	1.4E-05	126	121
			14	à	15	123.08	4.5E-05		
			16.5	à	17.5	120.58	9.4E-06		

L'analyse statistique descriptive sur ces 24 essais permet de retenir pour la craie remaniée représentant les futurs fonds de casiers :

Perméabilité en fond selon NF X 30-423 (Sondages SDi)	
Moyenne arithmétique	1.40E-05
Moyenne harmonique	1.44E-06
Moyenne géométrique	5.82E-06
Médiane	6.80E-06
Écart-type	1.77E-05
Variance de l'échantillon	3.13E-10
Kurstosis (Coefficient d'applatissage)	2.64E+00
Coefficient d'assymétrie	1.83
Plage	6.48E-05
Minimum	1.90E-07
Maximum	6.50E-05
Nombre d'échantillons	24
Niveau de confiance(95.0%)	7.5E-06

Une perméabilité de **$7.5 \cdot 10^{-6}$ m/s** avec un niveau de confiance de 95 %.

EN FLANC DE CASIER : au droit des sondages carottés SC1 à SC3

SC1 sondage carotté exécuté en 2011 pour l'ouverture de l'alvéole N°1
En condition de cavité L/B = 8.47 avec L=1,00 m

SC2 & SC3 sondages carottés exécutés en octobre 2013
En condition de cavité L/B = 13.16 avec L=1,50 m

SONDAGES CAROTTES (114 mm)										
Réf.	Cote NGF	Prof. (m)	Ech Intact (m/TN)		K (NF X 30-423) (m/TN)			K (m/s)	Estim. Fond de forme NGF	
				NGF		à				NGF
SC1 (2011)	152.08	30	10	142.08	6.5	à	7.5	145.08	1.0E-06	126
			18.5	133.58	13.5	à	14.5	138.08	3.1E-07	
					20.5	à	21.5	131.08	3.3E-07	
			27.5	124.58	26.5	à	27.5	125.08		
SC2 (2013)	127.58	10	3	124.58	1	à	2.5	125.83	4.5E-06	120
			6	121.58	3	à	4.5	123.83	1.6E-05	
			9	118.58	5	à	6.5	121.83	1.7E-05	
SC3 (2013)	133.49	15	3	130.49	2.25	à	3.75	130.49	2.5E-05	122.5
			8	125.49	5	à	6.5	127.74	6.7E-07	
			13	120.49	8	à	9.5	124.74	7.7E-06	

L'analyse statistique descriptive sur ces 9 essais permet de retenir pour la craie représentant les futurs flancs de casiers :

Perméabilité en flanc selon NF X 30-423 (Sondages SCi)	
Moyenne arithmétique	8.06E-06
Moyenne harmonique	9.72E-07
Moyenne géométrique	2.93E-06
Médiane	4.50E-06
Écart-type	9.13E-06
Variance de l'échantillon	8.34E-11
Kurstosis (Coefficient d'aplatissement)	-5.03E-01
Coefficient d'assymétrie	9.19E-01
Plage	2.47E-05
Minimum	3.10E-07
Maximum	2.50E-05
Nombre d'échantillons	9
Niveau de confiance(95.0%)	7.02E-06

Une perméabilité de **7.0 10⁻⁶ m/s** avec un niveau de confiance de 95 %.

4-3.2 – Résultats des essais de perméabilité au double anneau

Les résultats sont détaillés en ANNEXE 6 sous la forme de procès-verbaux. La synthèse des résultats obtenus est présentée ci-après.

Dans ces tableaux de synthèse, la colonne « Estimation du fond de forme » correspond au niveau estimé de l'étanchéité active des futures alvéoles conformément aux pièces graphiques communiquées (DOC3).

RESULTATS DES ESSAIS DE PERMEABILITE AU DOUBLE ANNEAU OUVERT (NF X 30-418)

ESSAI DE PERMEABILITE en fosse DOUBLE ANNEAU (NF X 30-418)							
Sondage proche	Réf.	Cote NGF	K (NF X 30-418)		K (m/s)	Estim. Fond de forme NGF	Estim. Fond de forme -5 m
			(m/TN)	NGF			
SD1	K1	125.82	2	123.82	1.20E-06	125	120
SD2	K2	125.48	2	123.48	1.40E-06	124.5	119.5
SD3	K3	125.16	3	122.16	1.60E-06	122.2	117.2
SD4	K4	124.01	1.5	122.51	1.10E-06	124	119
SD6	K6	126.08	1.5	124.58	1.10E-06	125	120

Ces valeurs de perméabilité d'infiltration verticale permettent de mettre en évidence un horizon crayeux homogène en fond des futurs casiers avec une perméabilité verticale de $1.5 \cdot 10^{-6}$ m/s.

4-3.3 – Synthèse hydrologique

Aucun niveau d'eau n'a été repéré dans les sondages jusqu'aux profondeurs reconnues.

D'après le dossier hydrogéologique de faisabilité (DOC 1), le niveau d'eau des plus hautes de la nappe de la craie est estimé à la cote +97.77 m NGF.

En fond des futurs casiers, la craie constituant les futurs fonds d'alvéole présente des perméabilités comprises entre $6.5 \cdot 10^{-5}$ et $1.9 \cdot 10^{-7}$ m/s, avec une perméabilité moyenne pour un intervalle de confiance de 95% de $7.5 \cdot 10^{-6}$ m/s.

En flanc, les formations crayeuses présentent des perméabilités comprises entre $2.5 \cdot 10^{-5}$ et $3.1 \cdot 10^{-7}$ avec une valeur moyenne $7.0 \cdot 10^{-6}$ m/s.

4-4 – Résultats des essais en laboratoire

4-3.1 – Essais d'identification

Pour les échantillons en vrac prélevés sur les stocks d'argile de Lihons et de craie du site, les résultats sont les suivants (Procès-verbaux reportés en ANNEXE 7) :

Prélèvement	STOCK Lihons	STOCK Hardivillers
Nature	Argile brune à cailloutis	Craie blanchâtre
w (%)	26.3	23.4
D (mm)	10	5
% < 80 µm	78.7	88.3
Ip	23	-
Ic	0.73	-
VBs	-	0.4
Classe GTR	A2	R12
Etat hydrique	th	m

L'argile de Lihons identifiée par ailleurs lors de l'exécution de planches d'essais de compactage pour les travaux d'aménagement de l'alvéole 15 de l'ISDND de Lihons, était majoritairement classée A2, avec quelques prélèvements classés en A3.

Il s'agit donc d'une argile moyennement plastique qui se prête à une large gamme d'outils de terrassement si sa teneur en eau n'est pas trop élevée.

La craie d'Hardivillers se classe en R12m craie de densité moyenne, avec un comportement similaire à la classe A1.

Lorsqu'elle se situe dans un état proche de la saturation, l'eau contenue dans les pores se communique aux fines produites au cours des opérations de terrassement, leur conférant un comportement d'une pâte qui s'étend rapidement à l'ensemble du squelette, empêchant la circulation des engins et générant des pressions interstitielles dans les remblais.

Inversement, lorsque la teneur en eau est faible la craie devient un matériau rigide très portant mais difficile à compacter.

4-3.2 – Essais de compactage/perméabilité

Pour l'échantillon de craie prélevé sur le site, les caractéristiques de compactage à retenir sont les suivantes (Procès-verbaux reportés en ANNEXE 7) :

Formation	Essai Proctor Normal	Teneur en eau (%)	Etat hydrique	IPI
Craie blanchâtre (Stock)	W _{nat} = 23,4 % W _{OPN} = 24,5 % γ _{d OPN} = 1,51 t/m ³	< 22,0 22,0 à 26,9 26,9 à 30,6	s m h	21 à 27 27 à 6 6 à 0

Au moment du prélèvement, le matériau se situe à l'état (m).

Pour un serrage optimum de la craie, il conviendra de maintenir des teneurs en eau comprises entre 22 et 26 % permettant de se situer dans un état hydrique moyen.

Compactée à 95% de l'OPN à une teneur en eau de 24.5 %, la perméabilité obtenue en laboratoire à l'infiltromètre à charge variable est de $1.1 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Lors des planches d'essais et les contrôles sur site effectués lors de la création de l'alvéole N°1 du casier N°1, les perméabilités in-situ mesurées au double anneau selon la norme NF X 30.418 étaient systématiquement inférieures ou égales à $1 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Pour l'échantillon d'argile de Lihons prélevé sur le site, les caractéristiques de compactage à retenir sont les suivantes (Procès-verbaux reportés en ANNEXE 7) :

Formation	Essai Proctor Normal	Teneur en eau (%)	Etat hydrique	IPi
Argile de Lihons (Stock)	$W_{nat} = 26,3 \%$	< 15,5	s	> 13
	$W_{OPN} = 17,2 \%$	15,5 à 18,9	m	13 à 6
	$\gamma_{d OPN} = 1,77 \text{ t/m}^3$	18,9 à 22,4	h	6 à 2

Au moment du prélèvement, le matériau se situe à l'état (th).

Pour un serrage optimum de l'argile, il conviendra de se situer à 95 % de l'OPN sur la pente humide soit à des teneurs en eau comprises entre 17,2 et 20,5 %.

Compactée à 95% de l'OPN à une teneur en eau de 17.4.%, la perméabilité obtenue en laboratoire à l'infiltromètre à charge variable est de $3.8 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Lors des planches d'essais et les contrôles sur site effectués lors de la création de l'alvéole N°1 du casier N°1, les perméabilités in-situ mesurées au simple anneau selon la norme NF X 30.420 étaient systématiquement inférieures à $1 \cdot 10^{-9}$ m/s.

4-3.3 – Essais mécaniques

Pour les échantillons intacts prélevés au droit des sondages carottés, et pour l'argile de Lihons et la craie d'Hardivillers compactées à 95 % de l'OPN (Optimum Proctor normal de référence), les résultats obtenus sont résumés dans le tableau de synthèse reporté en page suivante (Procès-verbaux reportés en ANNEXE 7).

Ces essais réalisés sur les échantillons des campagnes de 2011 et 2013 serviront de base à l'établissement des modèles géotechniques au droit des profils d'étude de stabilité des flancs du projet jugés les plus défavorables.

Sondage	Prof. (m)	Cote. (NGF)	Nature	W _i %	γ _d kN/m ³	Sr %	C _{cu} kPa	φ _{cu} °	C' kPa	φ' °
SC1 (2011)	9.50/10.50	142.08	Remblai crayeux	23.9	15.5	90.9	140	25.7	19.8	38.0
	18/19	133.58	Craie altérée (supérieure)	26.4	15.3	97.2	118	27.9	49.0	36.2
	27/28	124.58	Craie saine (inférieure)	14.6	18.5	92.0	129	35.5	76.9	36.9
SC2 (2013)	2.50-3.50	124.58	Remblai crayeux	20.7	16.5	93.8	81.7	27.6	25.7	31.9
	5.50-6.50	121.58	Craie (remblayée ?)	23.5	15.7	92.5	50.2	29.6	17.9	36.5
SC3 (2013)	2.50-3.50	130.49	Craie altérée (supérieure)	19.6	16.9	94.2	43.2	36.5	44.7	37.1
	12.50-13.50	120.49	Craie granuleuse	21.2	15.6	82.1	111.3	25.8	48.3	39.7
Stock	-	-	Craie Hardivillers 95% OPN	24.3	14.0	74.4	163.4	21.7	33.7	35.5
Stock	-	-	Argile de Lihons 95% OPN	18.2	16.5	81.0	20.4	13	16.5	21.5

5 – ETUDE DE LA STABILITE DES FLANCS

5-1 – Hypothèses de calculs

5-1.1 – Méthode de calculs & justifications

Les calculs de stabilité d'ensemble sont conduits à l'aide du logiciel TALREN vers 2.0.4 aux ELS en situations définitive et provisoire, et aux ELU avec coefficients de pondération Clouterre fondamental - ouvrage courant et fondamental - ouvrage sensible.

Le logiciel utilise une approche statique et applique la méthode des tranches de Bishop. Les lignes de ruptures potentielles sont de type circulaire.

- Pondérations :

Les coefficients de sécurité partiels pris en compte sont :

En ELS

- ☞ pour la cohésion $\Gamma_c = 1.00$
- ☞ pour l'angle de frottement $\Gamma_\Phi = 1.00$
- ☞ méthode de calcul $\Gamma_{s3} = 1.00$

En ELU fondamental/courant

- ☞ pour la cohésion $\Gamma_c = 1.50$
- ☞ pour l'angle de frottement $\Gamma_\Phi = 1.20$
- ☞ méthode de calcul $\Gamma_{s3} = 1.125$

Ces différentes approches permettent de prendre en compte l'hétérogénéité toujours possible des caractéristiques intrinsèques des sols.

- Justifications :

Aux ELS, situation définitive :

Coefficient de sécurité d'ensemble $F_{\min} = 1,50$

Aux ELS, situation provisoire :

Coefficient de sécurité d'ensemble $F_{\min} = 1,30$

Aux ELU, situation définitive :

Coefficient de sécurité d'ensemble $F_{\min} = 1,00$

Aux ELU, situation provisoire :

Coefficient de sécurité d'ensemble $F_{\min} = 0,90$

La situation provisoire la plus défavorable concerne le talus en déblais total du flanc Ouest au droit de la future alvéole 3 du casier 1 en aval de l'installation du local pesée.

Les situations définitives les plus défavorables concernent les flancs Est en déblais/remblais et Nord en remblais.

Il est de plus pris en compte une surcharge uniformément répartie en tête de talus de 20 kPa simulant la circulation en phase travaux, et en recouvrement des déchets de 30 kPa simulant la couverture finale.

5-1.2 – Caractéristiques géomécaniques des sols

Les hypothèses de résistance au cisaillement retenues sont sécuritairement abattues aux valeurs suivantes à partir des résultats des essais de compression triaxiale :

- Remblais crayeux :
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $C = 20 \text{ kPa}$ $\varphi = 35^\circ$
- Craie altérée :
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $C = 50 \text{ kPa}$ $\varphi = 35^\circ$
- Craie saine :
 $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ $C = 75 \text{ kPa}$ $\varphi = 35^\circ$
- Argile de Lihons compactée à 95 % de l'OPN :
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $C = 15 \text{ kPa}$ $\varphi = 20^\circ$
- Craie d'Hardivillers compactée à 95 % de l'OPN :
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $C = 20 \text{ kPa}$ $\varphi = 35^\circ$

En phase provisoire, il est généralement pris en compte les caractéristiques intrinsèques des sols à court terme des essais de compression triaxiaux.

De manière sécuritaire et afin de tenir compte de l'hétérogénéité du site, nous avons pris en hypothèses des calculs les valeurs de cohésion et d'angle de frottement interne des sols les plus faibles entre le court et long terme avec un abattement complémentaire.

5-1.3 – Caractéristiques des déchets

- Poids volumique

Sur la base de déchets admis et des données de début d'exploitation de l'alvéole 1 du casier 1, la valeur du poids volumique spécifique donnée par l'exploitant est de 18 kN/m^3 .

- Résistance au cisaillement

Les déchets étant principalement constitués de terres de chantier avec la présence de sols graveleux souillés, la résistance au cisaillement sera considérée sécuritairement équivalente à un limon sableux.

- Caractéristiques sécuritaires retenues

Pour des déchets :
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $C = 10 \text{ kPa}$ $\varphi = 25^\circ$

5-2 – Flancs Ouest - Sud

5-2.1 – Géométrie – Hypothèses spécifiques

L'étude de pente a été conduite sur la base du profil jugé le plus défavorable au droit de l'alvéole 3 du casier 1 avec prise en compte des locaux administratifs en crête de talus.

La stabilité est étudiée en phase provisoire la plus défavorable, à savoir avant travaux d'étanchéité passive par mise en œuvre des couches de 1 m de craie compactée et 1 m d'argile de Lihons compactée.

Les cas de calcul pris en compte pour l'étude de stabilité globale sont les suivants :

cas	Justification	hauteur (m)	angle
1	ELS		
2	ELS avec pondération de la cohésion	26	1/1 (45°)
3	ELU fondamental courant		

Un abattement de 20% a été pris sur la cohésion dans le cas 2.


Par sécurité, nous avons simulé un talus en déblai d'une hauteur supérieure au projet, avec :

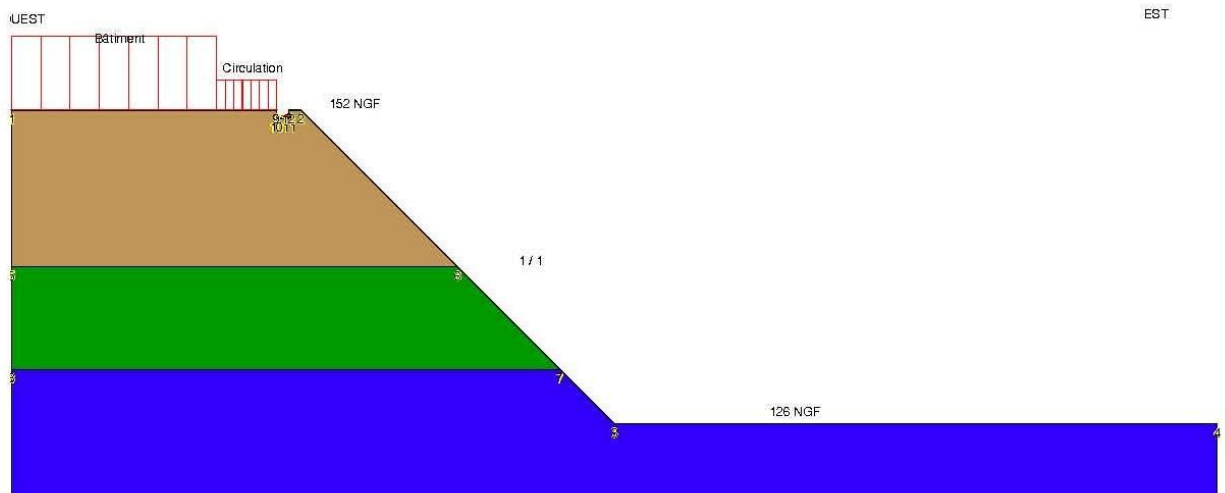
- Hauteur de déblai Environ 26 m (des cotes 152 à 126 NGF)
- Pente 45°

Sol n°	1	2	3
γ (kN/m ³)	19.00	19.00	21.00
φ (°)	35.00	35.00	35.00
c(kPa)	20.00	50.00	75.00
Δc (kPa/m)	0.00	0.00	0.00

1	Remblai crayeux
2	Craie supérieure
3	Craie inférieure

Système d'unités : kN, kPa, kN/m³

Echelle: 500 



L'implantation du bâtiment de pesée à environ 7 mètres de distance de la crête de talus a été prise en compte par application d'une surcharge uniformément répartie de 50 kPa.

D'autre part l'effort horizontal appliqué au niveau de la tranchée d'ancrage est de 7 KN (voir chapitre 6).

5-2.2 – En traditionnel à l'ELS

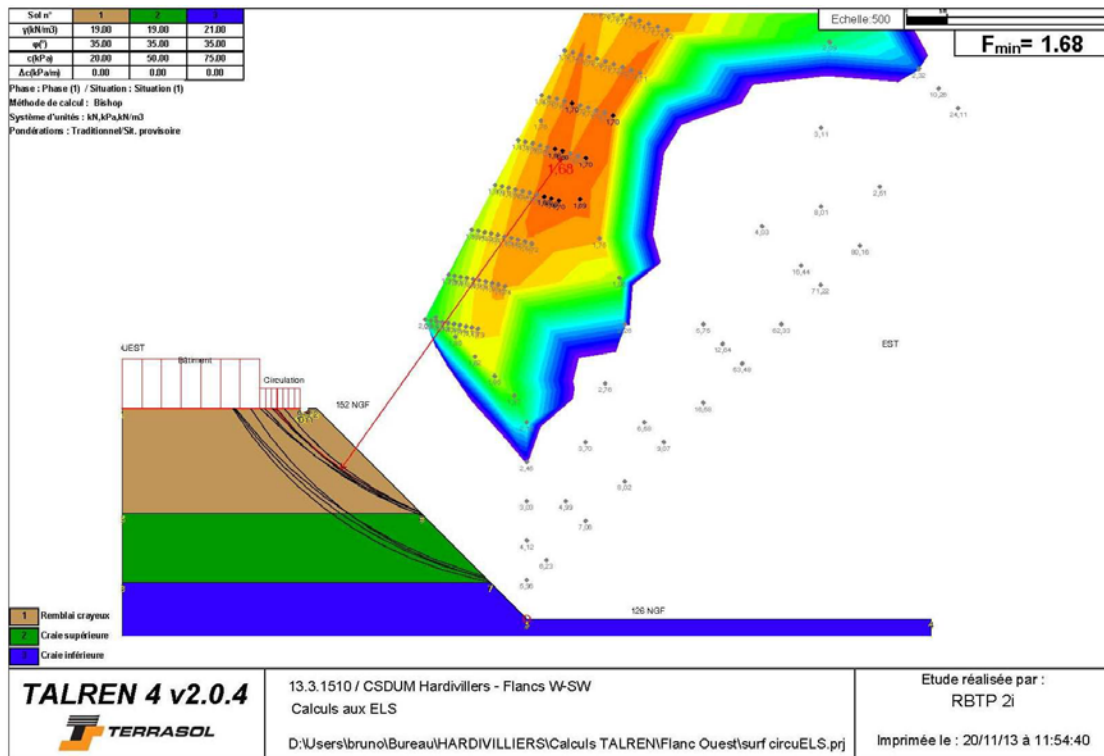
La note de calcul détaillée est reportée en ANNEXE 8.

La recherche automatique des cercles de rupture potentiels minimum permet de retenir (Cf. figure en page suivante).

➔ Cas 1 : aux ELS

$F_{ELS} = 1,68$

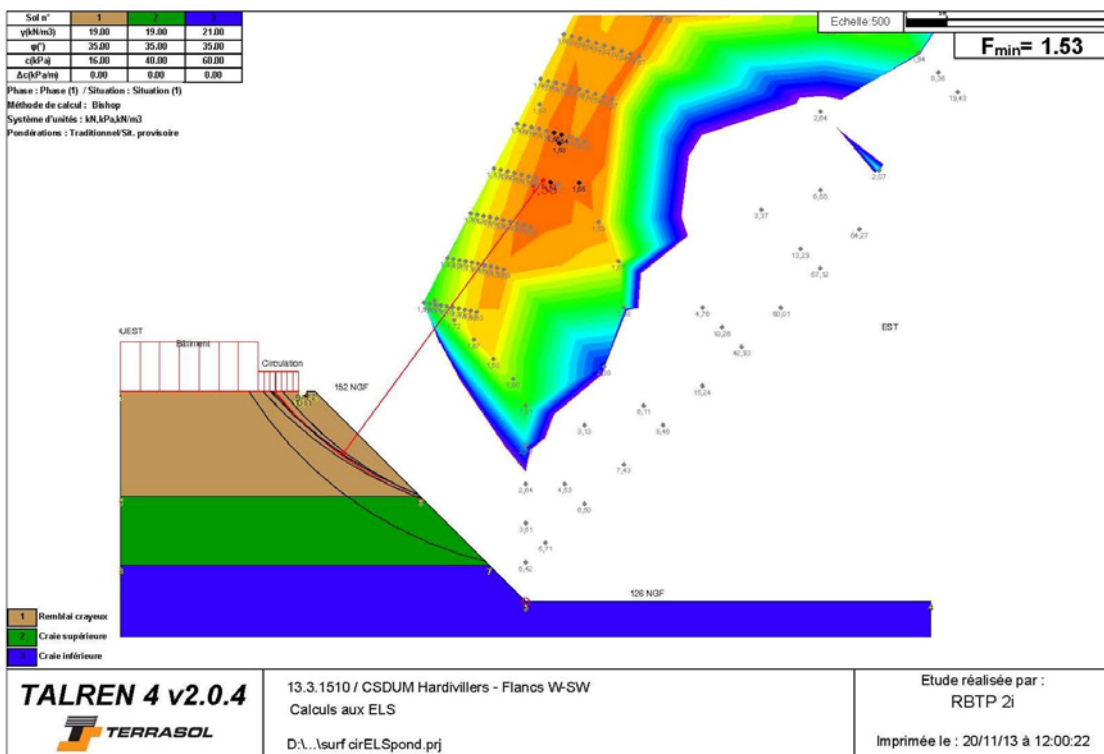
Condition validée en phase provisoire



➔ Cas 2 : aux ELS avec pondération de 20 % sur les cohésions des sols

$F_{ELS} = 1,53$

Condition validée en phase provisoire



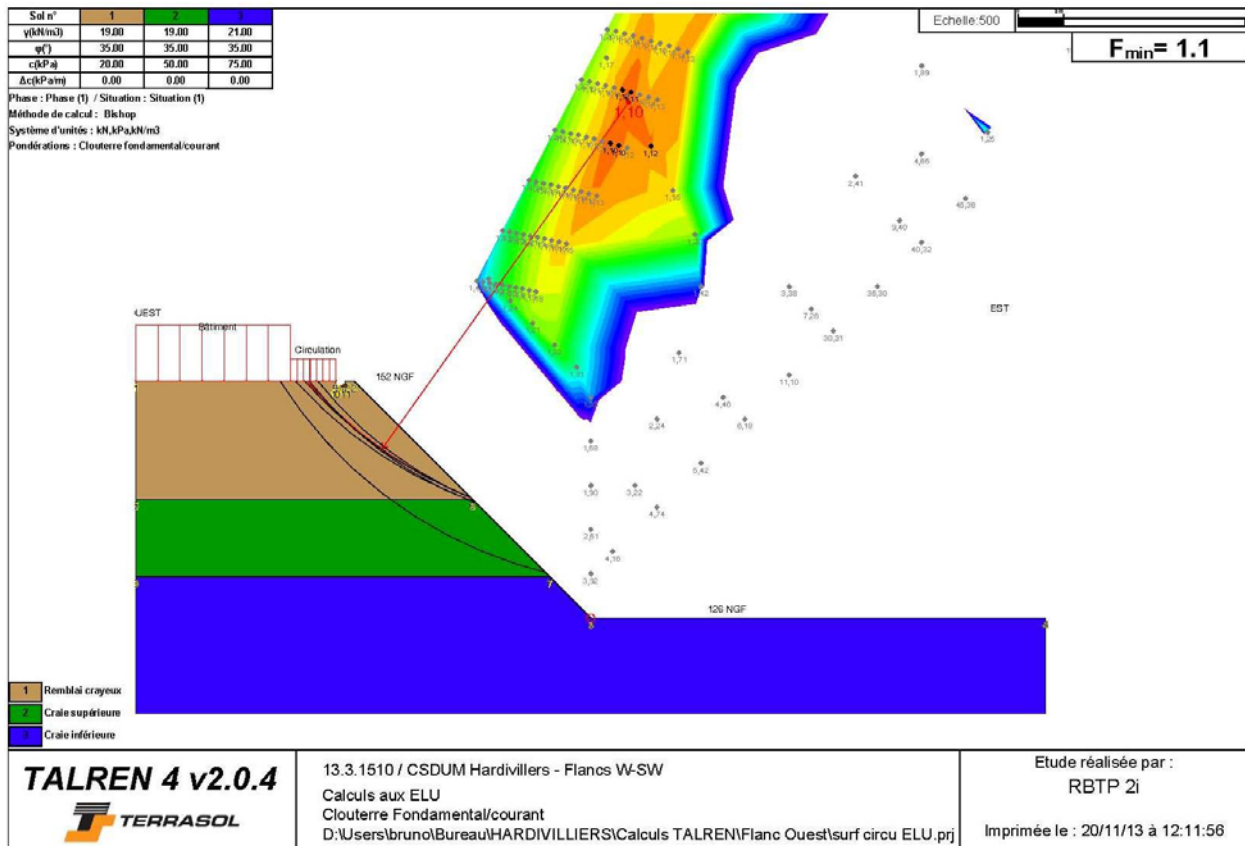
5-2.3 – En combinaison fondamentale ouvrage courant à l'ELU

La note de calcul détaillée est reportée en ANNEXE 8.

La recherche automatique des cercles de rupture potentiels minimum permet de retenir :

$$F_{ELU} = 0,92$$

Condition validée en phase provisoire



5-2.4 – Synthèse

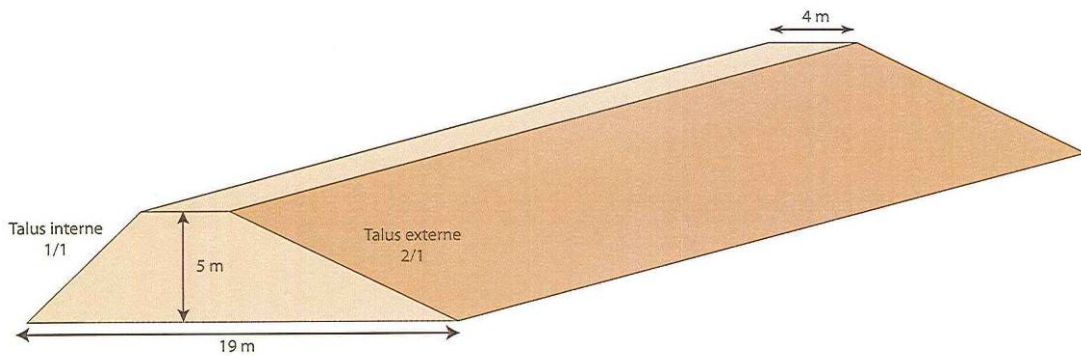
En situation la plus défavorable, une pente en déblai de 1 de base pour 1 de hauteur (1/1) peut être retenue.

Par voie de conséquence, cette géométrie peut est appliquée à l'ensemble des déblais du projet.

5-3 – Flancs Est - Nord

5-3.1 – Géométrie

Pour la géométrie de la digue de base, les indications du dossier d'autorisation sont prises en compte, à savoir :



Son optimisation reste conditionnée par les rehausses successive en cours d'exploitation, sachant que sur le dénivelé le plus défavorable (d'environ 38 m compris entre les cotes 122 et 160 NGF à l'Est), les caractéristiques intrinsèques de craie compactée de Hardivillers qui sera réutilisée en digue de base et en rehausses, permettent d'escompter une pente générale de 2 de base pour 1 de hauteur (2/1).

Les notes de calculs détaillées conduites à l'ELS sont reportées en ANNEXE 9.

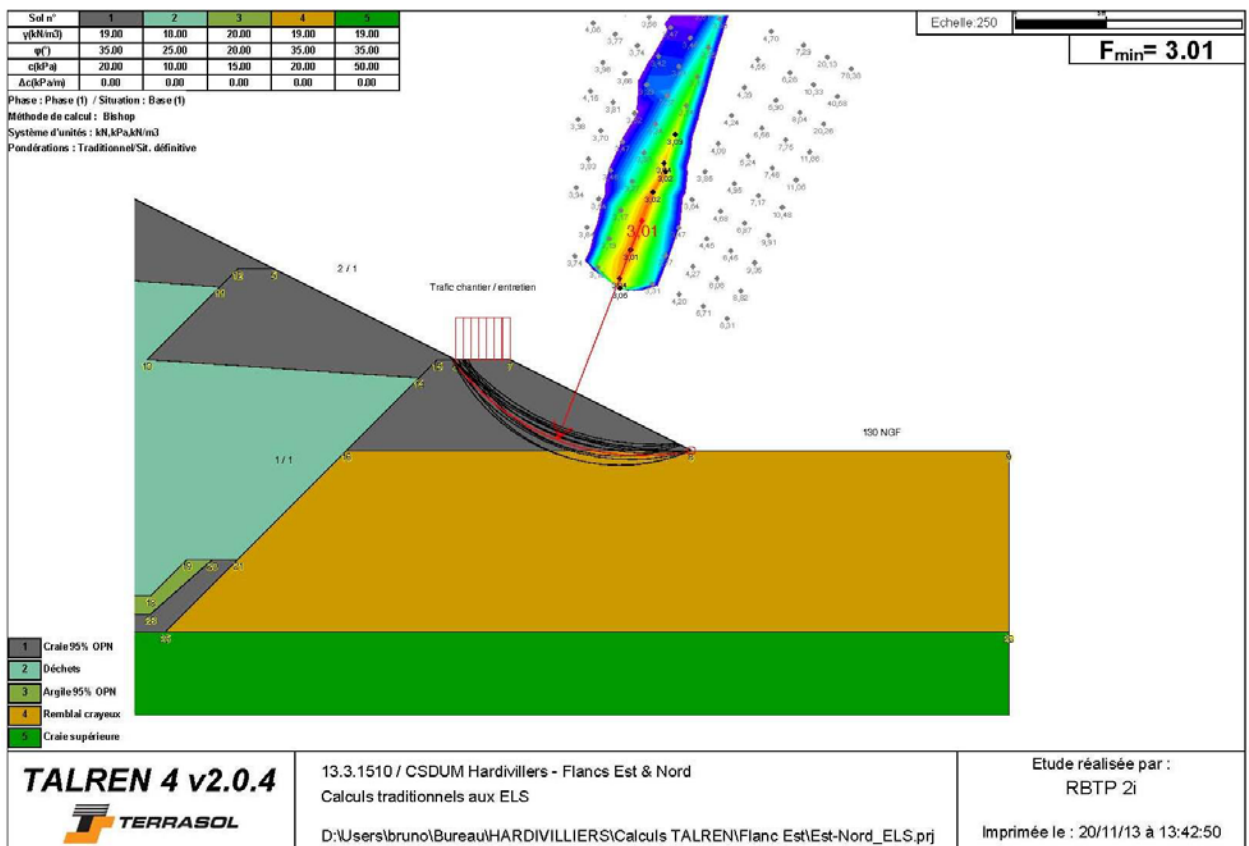
5-3.2 – Etude de la digue de base

Pour le parement externe, la stabilité est vérifiée en phase définitive en vérifiant un coefficient de sécurité supérieur à 1,50 à l'ELS.

La recherche automatique des cercles de rupture potentiels minimum permet de retenir pour un talus externe réglé à 2/1 :

$$F_{ELS} = 3,01$$

Condition validée en phase définitive



Ce coefficient minimum est obtenu en considérant une surcharge en crête de circulation d'entretien ou de travaux de 20 kPa.

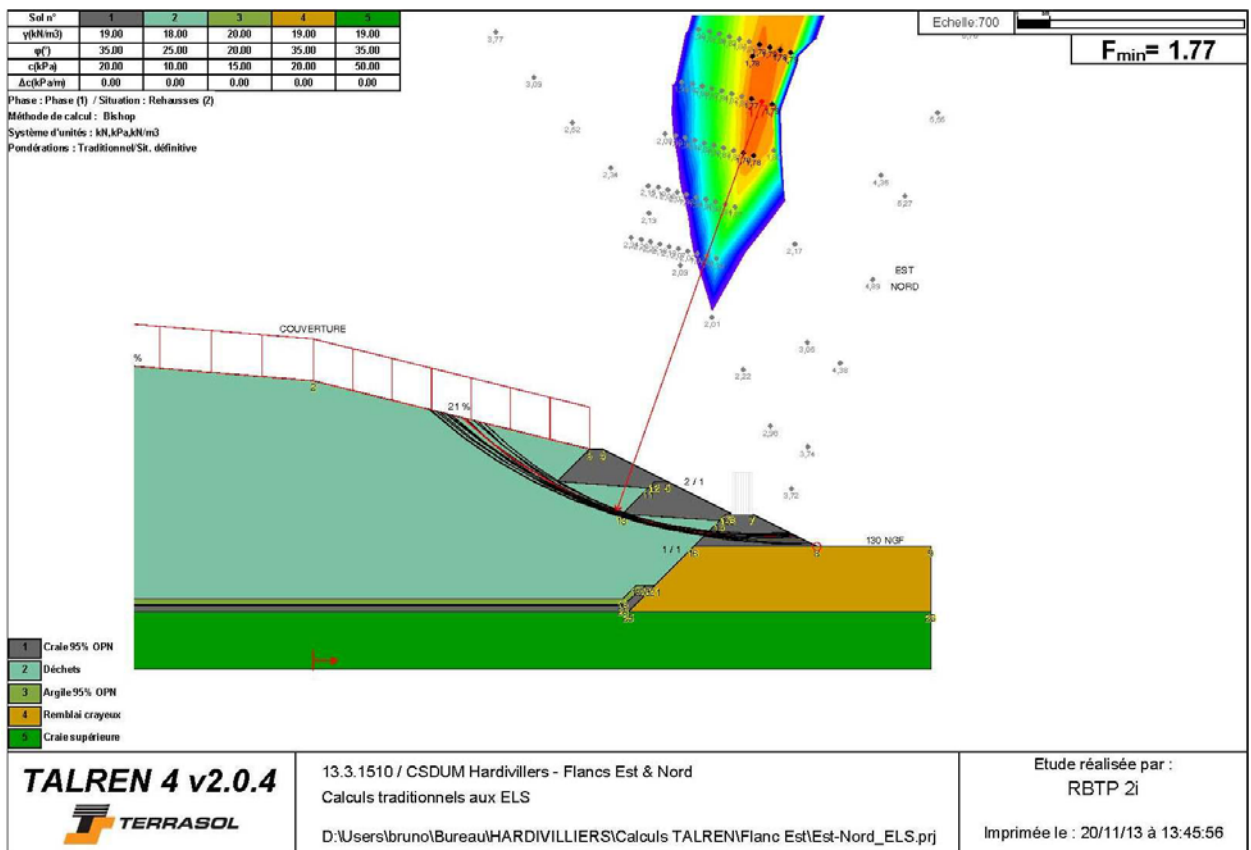
Pour le parement interne, la stabilité est vérifiée en phase provisoire en vérifiant un coefficient de sécurité supérieur à 1,30 à l'ELS (Cf. paragraphe 5.2.4).

5-3.3 – Etude des rehausses

A l'ELS, la recherche automatique des cercles de rupture potentiels minimum permet de retenir :

$$F_{ELS} = 1,77$$

Condition validée en phase définitive



Pour des rehausses édifiées en retrait de 3 m de la bordure externe de crête de la digue de base, et selon une pente générale de 2 de base pour 1 de hauteur.

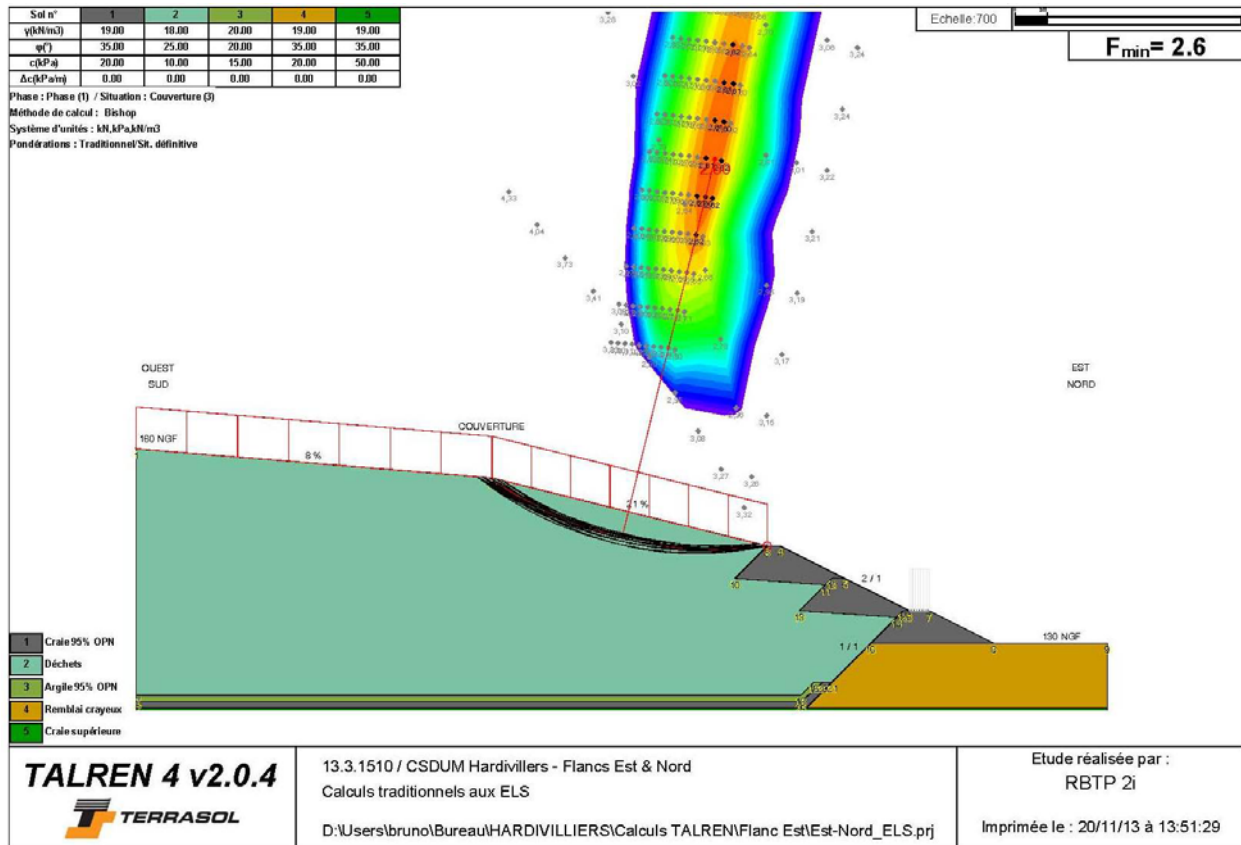
Ces résultats sont obtenus en considérant la couverture définitive du site simulée par une surcharge surfacique de 30 kPa.

5-3.4 – Etude de la couverture

A l'ELS, la recherche automatique des cercles de rupture potentiels minimum permet de retenir :

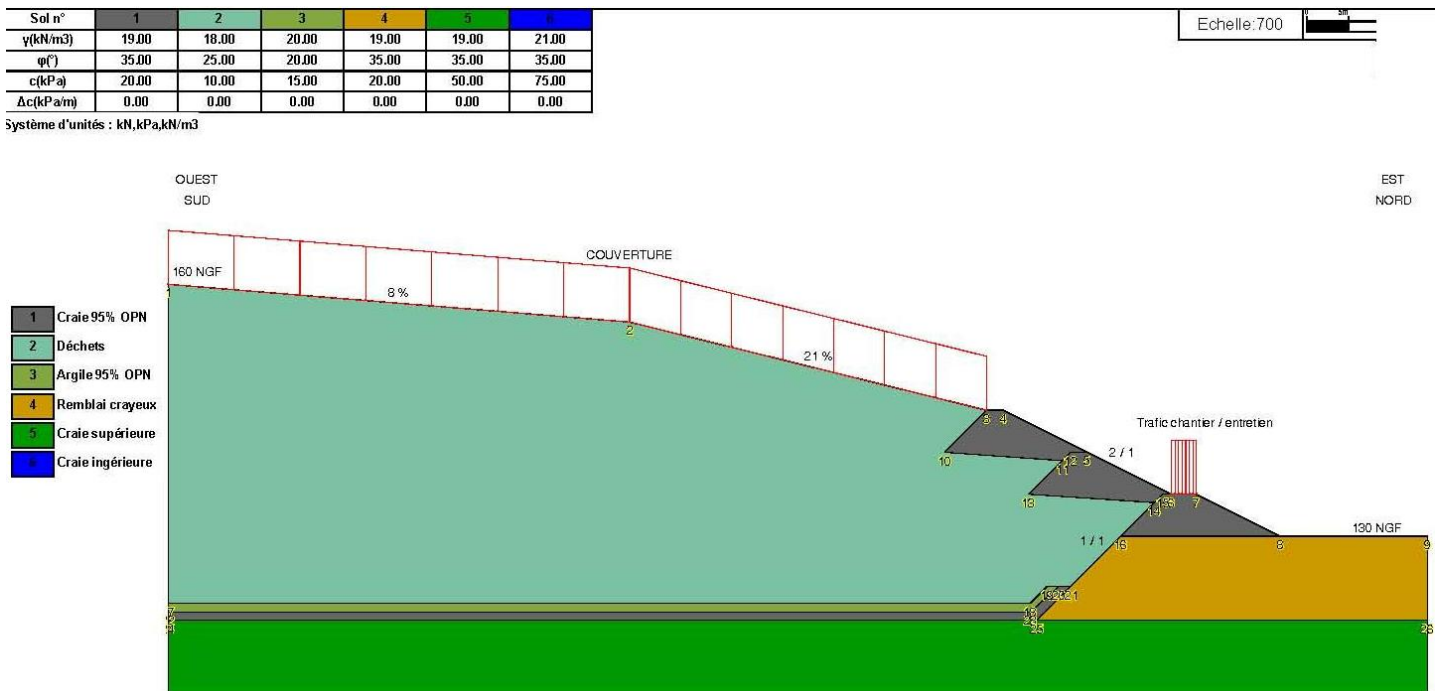
$$F_{ELS} = 2,60$$

Condition validée en phase définitive



5-3.5 – Synthèse

Le profil stable retenu se résume de la manière suivante :



Pour la digue de base :

- Hauteur : 5 m,
- Pente interne : 1/1,
- Pente externe : 2/1,
- Largeur crête : 4 m.

Pour les rehausses :

- Hauteur : 5 m,
- Pente interne : 1/1,
- Pente externe : 2/1,
- Largeur crête : 2 m.

6 – ETUDE DE LA STABILITE DES ANCRAGES

6-1 – Hypothèses de calculs

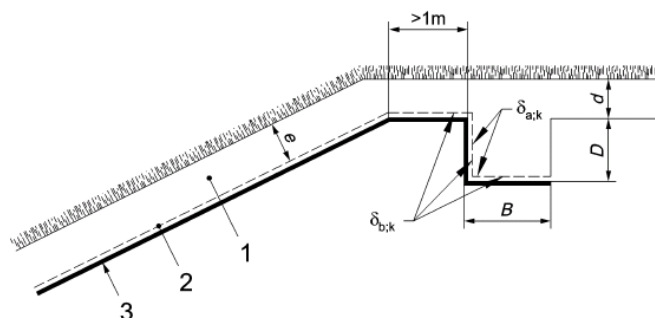
Le tableau suivant reprend les types de géosynthétiques pressentis par le client à mettre à œuvre dans le cadre des sécurités passive et active du projet.

	Barrière passive				Barrière active	Drainant		Anticontaminant
	Substratum crayeux	Craie compactée	Argile compactée	GSB	Géomembrane PEHD	Concassé roulé non calcaire	Géocomposite de drainage	Géotextile
Fond de l'alvéole	X	X	X	Nabento RL-C 10000	AGRU PEHD flexible 2,00 mm	X	Néant	TENCATE Bidim P30
Talus	X	X	Coûtiments sur les mètres inférieurs	Bentofix X2 NSP 4900		Néant	AGRU TN450	

En raison de la nature crayeuse le choix du GSB se portera sur une bentonite sodique enduite par un revêtement de polyoléfine.

Le profil géométrique pris en compte est le déblai Ouest constituant le flanc le plus défavorable.

Le dimensionnement a été mené selon les recommandations de la norme NF P38 067 relatif à la stabilisation de géosynthétiques sur pente.



Légende

- 1 Sol de recouvrement
- 2 Géosynthétique de renforcement
- 3 Autre(s) géosynthétique(s)

$\delta_{a,k}$ est la valeur caractéristique de l'angle de frottement minimal des interfaces situées au-dessus du géosynthétique de renforcement ;

$\delta_{b,k}$ est la valeur caractéristique de l'angle de frottement minimal des interfaces situées au-dessous du géosynthétique de renforcement.

6-2 – Stabilité interne

6-2.1 – Données

	Poids volumique (kN/m ³)	Angle frottement (°)	K0	Ka	Angle B (°)	Lh (m)	Angle B (rad)	L (m)
Talus	19	35	0.426	0.271	45	24	0.79	33.94
Déchets	18	épaisseur = 0.4		Li=0.4				

Ancrage	Hauteur Da (m)	Largeur Ba (m)	δinf (°)	δinf (rad)	δsup (°)	δsup (rad)
	0.7	1	8	0.14	10	0.175

	Tmax (kN/m)	Masse surfacique g/m ²
PEHD 2mm	28	1930
Géosyn. Supérieurs	10.5	740
Géosyn. Inférieur	12	5250

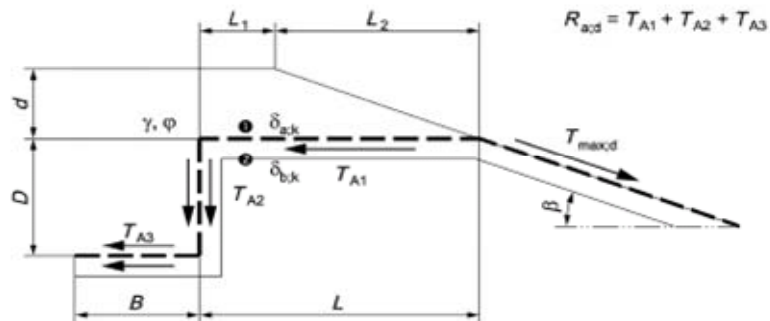
δ Géodrain / déchets(°)	rad
20	0.35

géodrain

Neige Sk = 0.35 kN/m²

Gsb

6-2.2 – Résistance d'interaction en ancrage



Détermination de **TA1**

0.00 kN

Détermination de **TA2**

0.47 kN

$$\begin{aligned} \gamma \cdot G_{inf} &= 1 & \gamma \cdot G_{sup} &= 1.35 \\ \gamma R_f &= 1.35 \end{aligned}$$

Détermination de **TA3**

3.12 kN

$$\begin{aligned} \gamma \cdot G_{inf} &= 1 & \gamma \cdot G_{sup} &= 1.35 \\ \gamma R_f &= 1.35 \end{aligned}$$

F coefficient de sécurité sur l'ancrage

$$F = R_a / T_{max}$$

1.66

>1

Condition vérifiée à l'ELU

L'ancrage minimum à respecter devra présenter une hauteur de 0,70 m et une largeur de 1,00 m avec retour des géosynthétiques sur toute la largeur de tranchée.

6-2.3 – Vérification des tractions sur géosynthétiques

Sur PEHD :

Hd composante tangentielle somme actions appliqués au bloc d'apport

$$Hd = 1,35.\gamma_{sat}.Li.e + 1,35.Ms.L + 1,5.sk.L).sin B$$

	$\gamma.G_{inf} =$	1	$\gamma.G_{sup} =$	1.35
15.37	kN/m	$\gamma_Q =$	1.5	

Détermination **Tmax**; (Nd tan dsup)

$$Tmax;d= Hd - (N'd.tan\delta_b;k) \quad \text{avec } N'd= (1,35.\gamma_{sat}.Li.e + 1,35.Ms.L + 1,5.sk.L).cos B$$

2.16	kN/m
-------------	------

TRACTION caractéristique sur géosynthétique

$$Rt;d = Rt;k/(\Gamma_{end}.\Gamma_{flu}.\Gamma_{deg}.\gamma_{mt})$$

	$\Gamma_{end} =$	1.15	$\Gamma_{flu} =$	5	
3.00	kN/m	$\Gamma_{deg} =$	1.3	$\gamma_{mt} =$	1.25

F coefficient de sécurité sur Traction des géosynthétiques

$$F = Rt / Tmax$$

1.39	>1	Condition vérifiée à l'ELU
-------------	----	----------------------------

Sur GSB :

Hd composante tangentielle somme actions appliqués au bloc d'apport

$$Hd = 1,35.\gamma_{sat}.Li.e + 1,35.Ms.L + 1,5.sk.L).sin B$$

	$\gamma.G_{inf} =$	1	$\gamma.G_{sup} =$	1.35
8.89	kN/m	$\gamma_Q =$	1.5	

Détermination **Tmax**; (Nd tan dsup)

$$Tmax;d= Hd - (N'd.tan\delta_b;k) \quad \text{avec } N'd= (1,35.\gamma_{sat}.Li.e + 1,35.Ms.L + 1,5.sk.L).cos B$$

1.25	kN/m
-------------	------

TRACTION caractéristique sur géosynthétique

$$Rt;d = Rt;k/(\Gamma_{end}.\Gamma_{flu}.\Gamma_{deg}.\gamma_{mt})$$

	$\Gamma_{end} =$	1.15	$\Gamma_{flu} =$	5	
1.28	kN/m	$\Gamma_{deg} =$	1.3	$\gamma_{mt} =$	1.25

F coefficient de sécurité sur Traction des géosynthétiques

$$F = Rt / Tmax$$

1.03	>1	Condition vérifiée à l'ELU
-------------	----	----------------------------

En limitant le poids de neige sur le flanc à 0,17 kN/m²

Sur Géodrain :

Hd composante tangentielle somme actions appliqués au bloc d'apport

$$Hd = (1,35 \cdot \gamma_{sat} \cdot Li \cdot e + 1,5 \cdot sk \cdot L) \cdot \sin B$$

7.79	KN/m	$\gamma \cdot G_{inf} =$	1	$\gamma \cdot G_{sup} =$	1.35
		$\gamma_Q =$	1.5		

Détermination **Tmax**; (Nd tan dsup)

$$T_{max}; d = Hd - (N' \cdot d \cdot \tan \delta_b; k) \quad \text{avec } N' \cdot d = (1,35 \cdot \gamma_{sat} \cdot Li \cdot e + 1,5 \cdot sk \cdot L) \cdot \cos B$$

1.09	KN/m
-------------	------

TRACTION caractéristique sur géosynthétique

$$R_t; d = R_t; k / (\Gamma_{end} \cdot \Gamma_{flu} \cdot \Gamma_{deg} \cdot \gamma_{mt})$$

1.12	KN/m	$\Gamma_{end} =$	1.15	$\Gamma_{flu} =$	5
		$\Gamma_{deg} =$	1.3	$\gamma_{mt} =$	1.25

F coefficient de sécurité sur Traction des géosynthétiques
 $F = R_t / T_{max}$

1.03	>1	Condition vérifiée à l'ELU
-------------	----	----------------------------

En limitant le poids de neige sur le flanc à 0,14 kN/m²

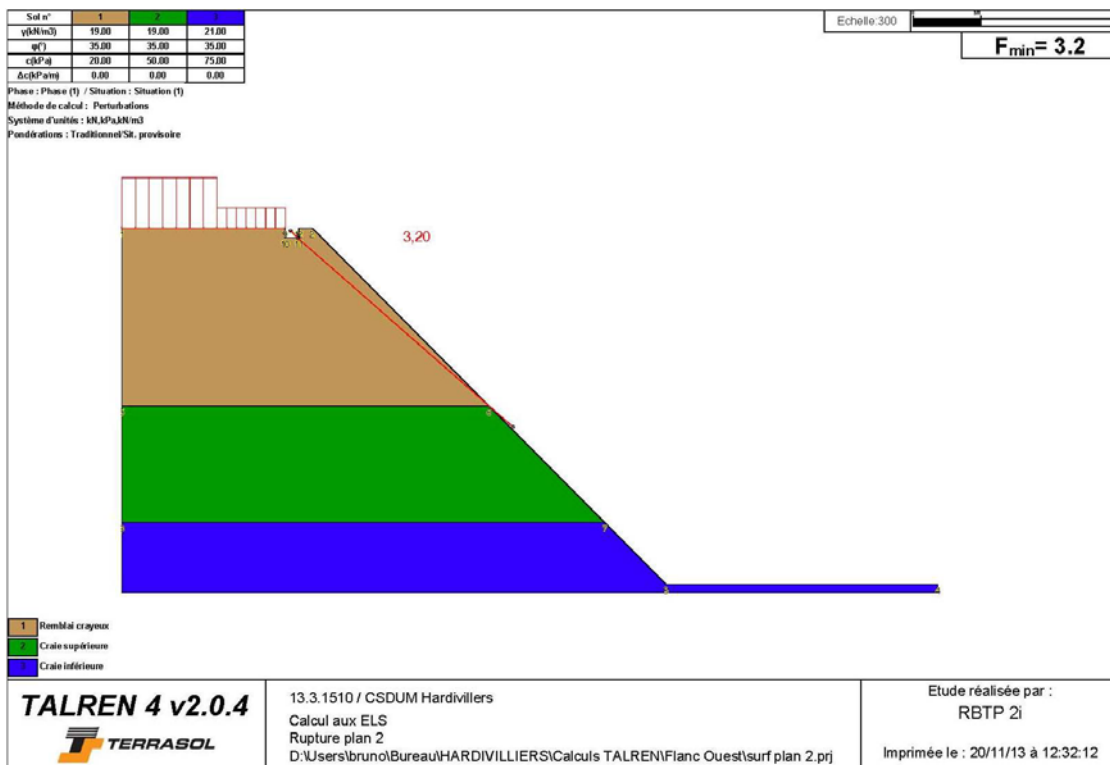
6-3 – Stabilité externe

Les calculs ont été conduits en traditionnel aux ELS pour trois surfaces de rupture planes dans le talus. Les notes de calculs correspondantes sont reportées en ANNEXE 8.

A l'ELS, la recherche de la rupture potentielle minimum permet de retenir :

$$F_{ELS} = 3,20$$

Condition validée



7 – ETUDE DES TASSEMENTS DU FOND DE FORME

7-1 – Hypothèses

- Utilisation de la formule de tassement issue des Règles T5 de Ménard à partir de sondages pressiométriques,
- Le modèle pressiométrique retenu est celui justifié au paragraphe 4.2,
- Le sol supposé incompressible correspond au niveau de la craie saine (formation 1b),
- Le profil le plus défavorable étudié correspond aux alvéoles du casier N°3 recoupant la hauteur de déchets la plus importante comme suit :

CASIER 3 – ALVEOLE 9 (Ouest)

Surcharge	495 kPa
Hauteur déchets :	27,5 m (155.5 – 128 NGF)
Poids volumique des déchets	18 kN/m ³

CASIER 3 – ALVEOLE 8 (Centrale)

Surcharge	650 kPa
Hauteur déchets :	36,0 m (160 – 124 NGF)
Poids volumique des déchets	18 kN/m ³

CASIER 3 – ALVEOLE 7 (Est)

Surcharge	220 kPa
Hauteur déchets :	12,0 m (135 – 123 NGF)
Poids volumique des déchets	18 kN/m ³

7-2 – Estimation des tassements absolus

TASSEMENT PRESSIOMETRIQUE - CAS DU BICOUCHE REGLE T5

SURCHARGE		495	kPa	
N°COUCHE	Epaisseur (cm)	E (kPa)	Alpha	wi (cm)
0	400	4500	0.66	29.0
1a	400	115000	0.5	0.9
1b	-	540000	0.5	-

CASIER 3 - ALVEOLE 9

w (cm)	29.9
---------------	-------------

TASSEMENT PRESSIOMETRIQUE - CAS DU BICOUCHE REGLE T5

SURCHARGE		648	kPa	
N°COUCHE	Epaisseur (cm)	E (kPa)	Alpha	wi (cm)
0	400	4500	0.66	38.0
1a	400	115000	0.5	1.1
1b	-	540000	0.5	-

CASIER 3 - ALVEOLE 8

w (cm)	39.1
---------------	-------------

TASSEMENT PRESSIOMETRIQUE - CAS DU BICOUCHE REGLE T5

SURCHARGE		216	kPa	
N°COUCHE	Epaisseur (cm)	E (kPa)	Alpha	wi (cm)
0	400	4500	0.66	12.7
1a	400	115000	0.5	0.4
1b	-	540000	0.5	-

CASIER 3 - ALVEOLE 7

w (cm)	13.0
---------------	-------------

Les tassements absolus estimés au droit du projet varient de 13 à 40 cm sous exploitation finale.

Ils doivent être pris en compte pour le calcul des tassements différentiels et la validation des pentes de fond de casier adoptées (2%), afin d'assurer la pérennité des drainages des fonds de casiers.

7-3 – Validation des pentes des fonds de casiers

Pour une distance horizontale (L) d'environ 125 m entre les différents points de calculs des tassements absolus, la déflexion relative $\Delta w/L$ maximale estimée est de :

$$\Rightarrow \Delta w/L_{MAX} = (40-13)/12500 \quad \text{soit } \Delta w/L_{MAX} = 1/500^{\text{ème}}$$

<p>Les pentes de 2% envisagées compensent donc amplement une déflexion de 0,2 % susceptible d'être constatée sous l'effet des tassements du fond forme en fin d'exploitation.</p>
--

8 – DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES SUR TERRASSEMENTS

8-1 – Réalisation des terrassements¹

Conformément aux caractéristiques du projet exposées au paragraphe 2-3, pour insérer le projet dans le site, il est prévu de réaliser des déblais sur des hauteurs très variables (de quelques mètres à environ 25 mètres, des remblais de moyenne hauteur de l'ordre de 5 mètres avec rehausses successives, et des préparations de fond de forme et de barrière de sécurité passive.

Il s'agira donc de travaux de terrassement en pleine masse permettant l'emploi d'ateliers de terrassements généraux de chargement / manutentions (tracteurs à chenilles, bulls, pelles puissantes), transport (dumpers, camions) et mise en œuvre / finition (tracteurs à chenilles, pelles, compacteurs vibrants et rouleaux dameurs).

Les sols extraits seront essentiellement constitués par la craie du site moyennement dense de classe GTR R₁₂, avec un comportement similaire à la classe A1.

En fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, leur état hydrique peut varier sensiblement et les conditions d'utilisation de ces matériaux peuvent évoluer fortement.

Lorsque la teneur en eau se situe dans un état proche de la saturation, l'eau contenue dans les pores se communique aux fines produites au cours des opérations de terrassement, leur conférant un comportement d'une pâte qui s'étend rapidement à l'ensemble du squelette, empêchant la circulation des engins et générant des pressions interstitielles dans les remblais. Inversement, lorsque la teneur en eau est faible la craie devient un matériau rigide très portant mais difficile à compacter.

Dans ce contexte, la gestion des surfaces à chaque fin de poste (par fermeture des couches au compacteur lisse) et des eaux de ruissellement (par de pentes de 2% minimum vers des points bas), constitue la condition essentielle à une bonne efficacité des travaux.

De même après des épisodes pluvieux, chaque reprise de poste sera conditionnée par des reprises de surface visant à décaper les surfaces polluées par les eaux et à un passage de rouleau dameur pour une bonne accroche des nouvelles couches.

Des travaux en période climatique favorable sont bien entendu conseillés.

¹ Nota : les indications des chapitres suivants, fournies en estimant des conditions normales d'exécution pendant les travaux, seront forcément adaptées aux conditions réelles rencontrées : intempéries, matériels utilisés, provenance et qualité des matériaux, phasages, plannings et précautions particulières. Nous rappelons que les conditions d'exécution sont absolument prépondérantes pour obtenir le résultat attendu, qu'elles ne peuvent être définies précisément actuellement, et que seules des orientations peuvent être retenues

8-2 – Terrassabilité – déblais - remblais

La réalisation des déblais concernant les formations crayeuses nécessitera ne présentera pas de difficulté particulière d'extraction. Il n'a pas été rencontré de blocs ou d'affleurement rocheux au droit des sondages. Malgré tout, il est possible d'en rencontrer sur ce site, pouvant nécessiter l'emploi d'engins puissants ou de procédés spéciaux (éclateur, dérocteur, pelle puissante, brise-roche hydraulique, marteau pneumatique).

Les conditions de réutilisation des sols extraits en remblais, reconnus R₁₂, se conformeront au GTR, à savoir :

- En condition défavorable (pluie), situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes,
- En condition favorable de travaux sans pluie, si les sols s'avèrent à l'état humide (h), mise en remblai après aération et scarification éventuelle pour abaisser la teneur en eau à l'état (m), par régalage en couche moyenne et compactage moyen,
- En condition favorable de travaux sans pluie, si les sols s'avèrent à l'état moyen (m), mise en remblai par régalage en couche moyenne et compactage moyen,
- En condition favorable de travaux sans pluie, si les sols s'avèrent à l'état sec (s), ils sont utilisables en remblai avec un compactage intense.

Au moment des reconnaissances, le matériau se situe à l'état (m).

Pour un serrage optimum de la craie, il conviendra de maintenir des teneurs en eau comprises entre 22 et 25 % permettant de se situer dans un état hydrique moyen.

L'épaisseur de chacune des couches mises en œuvre ne dépassera pas les valeurs limites indiquées dans les recommandations G.T.R, en tenant compte de la classe de sol et du type d'engin de compactage utilisé.

A titre indicatif, pour l'emploi de compacteurs de type V4 et VP4 bien adaptés au matériau, les conditions de mise en œuvre recommandées sont les suivantes :

- En énergie de compactage moyenne
 - Epaisseur compactée 0.30 m
 - Vitesse compacteur 3.5 km/h
 - Nombre de passes 4
- En énergie de compactage intense
 - Epaisseur compactée 0.30 m
 - Vitesse compacteur 3.5 km/h
 - Nombre de passes 6

L'édification des remblais sera menée au couche par couche compactée à 95 % de l'OPN selon la méthode excédentaire afin d'assurer une bonne compacité des surfaces de talus

8-3 – Talus

Les pentes des talus respecteront les géométries données par les calculs de stabilité. Ils se résument à court terme et à long terme à des pentes de déblai et de remblai interne à 1 de base pour 1 de hauteur, et de remblai externe à 2 de base pour 1 de hauteur.

Pour les talus provisoires, nous conseillons une protection rapide aux intempéries et ruissellements par une mise en place pas trop tardive des géosynthétiques prévus au projet.

Les talus définitifs externes devront faire l'objet d'une préparation de surface pour une bonne accroche de la couche végétale. Cette préparation peut consister par des passages de bull à chenilles dans le sens de la plus grande pente afin de constituer une surface ondulée rugueuse et limitant les vitesses de ruissellement.

La mise en œuvre de cette couche végétale devra être entreprise sans trop tarder, et quoi qu'il en soit avant les saisons défavorables.

8-4 – Portance du fond de forme - Traficabilité

La nature des arases essentiellement crayeuses rendra difficile l'utilisation de camions classiques sans aménagement de pistes. Il conviendra de s'orienter vers l'utilisation de tombereaux et/ou de constituer une couche de forme à l'avancement.

Il pourra s'agir d'un apport de matériau type concassé ou tout venant propre après interposition d'un géotextile anti-contaminant.

Notons qu'à l'état hydrique (m) correspondant à des teneurs en eau comprises entre 22 et 25 %, l'indice de portance immédiat après compactage du fond de forme dans les règles de l'art permet d'atteindre une portance immédiate correcte comprise entre 10 et 30. Dans ces conditions, la traficabilité des engins sera assurée.

Toutes zones décomprimées au fond de forme feront l'objet d'un traitement spécifique. Il s'agira de purges ponctuelles à l'aide du sol R12 du site à l'état (m) compacté à 95 % de l'OPN.

8-5 – Barrière passive

Au regard de l'expérience des travaux de l'alvéole 1 du casier 1 et des résultats des essais présentés au paragraphe 4-3.2, la craie d'Hardivillers et l'argile de Lihons pourront être utilisées à l'état naturel.

Pour la craie d'Hardivillers, compactée à 95% de l'OPN à une teneur en eau de 24.5 %, la perméabilité obtenue en laboratoire à l'infiltromètre à charge variable est de $1.1 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Lors des planches d'essais et les contrôles sur site effectués lors de la création de l'alvéole N°1 du casier N°1, les perméabilités in-situ mesurées au double anneau selon la norme NF X 30.418 après compactage à l'état (m) par couches de 30 cm étaient systématiquement inférieures ou égales à $1 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Pour un serrage optimum de l'argile de Lihons, il conviendra de se situer à 95 % de l'OPN sur la pente humide soit à des teneurs en eau comprises entre 17,2 et 20,5 %.

Compactée à 95% de l'OPN à une teneur en eau de 17.4.%, la perméabilité obtenue en laboratoire à l'infiltromètre à charge variable est de $3.8 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Lors des planches d'essais et les contrôles sur site effectués lors de la création de l'alvéole N°1 du casier N°1, les perméabilités in-situ mesurées au simple anneau selon la norme NF X 30.420 après compactage à l'état (m) par couches de 30 cm étaient systématiquement inférieures à $1 \cdot 10^{-9}$ m/s.

8 – OBSERVATIONS MAJEURES

Compte tenu de notre connaissance des formations en présence, les talus exposés à nu trop longtemps aux intempéries pourront subir au sein des formations de la craie des dégradations de type érosion avec entrainement de matériaux fins qui si elles ne sont pas reprises rapidement peuvent évoluer par évolution rétrogressive vers des glissements de peau.

Pour pallier à ce type de risque, il conviendra de :

- Limiter au mieux le temps d'exposition des talus à nu avant leur protection par les géosynthétiques,
- Travailler dans ces phases provisoires critiques en période climatique favorable comme conseillé pour tout type de chantier de terrassement, qui plus est avec des déblais de grande hauteur,
- Protéger provisoirement la crête des talus les plus sensibles au niveau des tranchées d'ancrage par bâchage lesté ou gunitage ou béton maigre pendant les épisodes pluvieux.


Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve des observations importantes jointes ci-après.

Nous vous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre du projet (G2) et que conformément à la norme NFP 94 500 de décembre 2006 une supervision géotechnique d'exécution (G4) doit être envisagée au regard de la spécificité des ouvrages et de la réglementation en vigueur relative aux installations classées.

Fait à St Pierre du Perray
Le 09 décembre 2013



V. ORSETTI
Chargé du dossier



B. ROSA
Directeur

UNION SYNDICALE GEOTECHNIQUE

CONDITIONS GENERALES DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

1. Cadre de la mission

Par référence à la norme NF P 94-500 sur les missions d'ingénierie géotechnique (en particulier extrait de 2 pages du chapitre 4 joint à toute offre et à tout rapport), il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre de veiller à ce que toutes les missions d'ingénierie géotechnique nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art.

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution. En particulier :

- les missions d'étude géotechnique préliminaire du site (G1), d'étude géotechnique d'avant projet (G12), d'étude géotechnique de projet (G2), d'étude et suivi géotechniques d'exécution (G3), de supervision géotechnique d'exécution (G4) sont réalisées dans l'ordre successif,
- exceptionnellement, une mission confiée à notre société peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante après accord explicite, le client confiant obligatoirement le complément de la mission à un autre prestataire spécialisé en ingénierie géotechnique,
- l'exécution d'investigations géotechniques engage notre société uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et sur l'exactitude des résultats qu'elle fournit,
- toute mission d'ingénierie géotechnique n'engage notre société sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande et ses avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport,
- toute mission d'étude géotechnique préliminaire de site, d'étude géotechnique d'avant projet ou de diagnostic géotechnique exclut tout engagement de notre société sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques. De convention expresse, la responsabilité de notre société ne peut être engagée que dans l'hypothèse où la mission suivante d'étude géotechnique de projet lui est confiée,
- une mission d'étude géotechnique de projet G2 engage notre société en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'œuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie (s) d'ouvrage (s) concerné (s).

La responsabilité de notre société ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission d'ingénierie géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.

2. Recommandations

Il est précisé que l'étude géotechnique repose sur une investigation du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence lors de l'exécution, pouvant avoir une influence sur les conclusions du rapport, doivent immédiatement être signalés à l'ingénierie géotechnique chargée de l'étude et du suivi géotechniques d'exécution (mission G3) afin qu'elle en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution, voire la conception de l'ouvrage géotechnique.

Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une validation à chaque étape suivante de la conception ou de l'exécution. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en œuvre.

3. Rapport de la mission

Le rapport géotechnique constitue le compte rendu de la mission d'ingénierie géotechnique définie par la commande au titre de laquelle il a été établi et dont les références sont rappelées en tête. A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission.

Un rapport géotechnique et toutes ses annexes identifiées constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés : un par le client et le second par notre société. Dans ce cadre, toute autre interprétation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de notre société. En particulier l'utilisation même partielle de ces résultats et conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre constructeur ou pour un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de notre société et pourra entraîner des poursuites judiciaires.

Extrait de la norme NF P 94-500 révisée en 2006

4. Classification et enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement géotechnique. C'est pourquoi, au même titre que les autres ingénieries, l'ingénierie géotechnique est une composante de la maîtrise d'œuvre indispensable à l'étude puis à la réalisation de tout projet.

Le modèle géologique et le contexte géotechnique général d'un site, définis lors d'une mission géotechnique préliminaire, ne peuvent servir qu'à identifier des risques potentiels liés aux aléas géologiques du site. L'étude de leurs conséquences et leur réduction éventuelle ne peut être faite que lors d'une mission géotechnique au stade de la mise au point du projet : en effet, les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par la nature de l'ouvrage et variables dans le temps, puisque les formations géologiques se comportent différemment en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises (géométrie de l'ouvrage, intensité et durée des efforts, cycles climatiques, procédés de construction, phasage des travaux notamment).

L'ingénierie géotechnique doit donc être associée aux autres ingénieries, à toutes les étapes successives d'étude et de réalisation d'un projet, et ainsi contribuer à une gestion efficace des risques géologiques afin de fiabiliser le délai d'exécution, le coût réel et la qualité des ouvrages géotechniques que comporte le projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions types d'ingénierie géotechnique sont donnés dans le tableau 1. Les éléments de chaque mission sont spécifiés dans les chapitres 7 à 9. Les exigences qui y sont présentées sont à respecter pour chacune des missions, en plus des exigences générales décrites au chapitre 5 de la présente norme. L'objectif de chaque mission, ainsi que ses limites, sont rappelés en tête de chaque chapitre. Les éléments de la prestation d'investigations géotechniques sont spécifiés au chapitre 6.

Tableau 1 – Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Etape	Phase d'avancement du projet	Missions d'ingénierie géotechnique	Objectifs en termes de gestion des risques liés aux aléas géologiques	Prestations d'investigations géotechniques *
1	Etude préliminaire Etude d'esquisse	Etude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Fonction des données existantes
	Avant projet	Etude géotechnique d'avant-projet (G12)	Identification des aléas majeurs et principes généraux pour en limiter les conséquences	Fonctions des données existantes et de l'avant-projet
2	Projet Assistance aux Contrats de Travaux (ACT)	Etude géotechnique de projet (G2)	Identification des aléas importants et dispositions pour en réduire les conséquences	Fonction des choix constructifs
3	Exécution	Etude et suivi géotechniques d'exécution (G3)	Identification des aléas résiduels et dispositions pour en limiter les conséquences	Fonction des méthodes de construction mises en œuvre
		Suivi géotechnique d'exécution (G4)		Fonctions des conditions rencontrées à l'exécution
Cas particulier	Etude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques	Diagnostic géotechnique (G5)	Analyse des risques liés à ce ou ces éléments géotechniques	Fonction de la spécificité des éléments étudiés
* NOTE : A définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante				