

**Note technique sur la  
stabilité des digues**

**Falconbridge Limitée, Fonderie Horne  
Rouyn-Noranda, Québec**

**Rehaussement des digues  
du parc à résidus Quémont-02**

**Notre dossier n° 016993**

**Mars 2006**



**SNC • LAVALIN**

---

# Rehaussement des digues du parc à résidus Quémont-02

Rouyn-Noranda, Québec

## Note technique sur la stabilité des digues

---

Falconbridge Limitée, Fonderie Horne

Notre dossier: 016993  
Mars 2006

*Division Mines et Métallurgie*

**SNC-LAVALIN INC.**

455, boul. René-Lévesque Ouest  
Montréal (Québec)  
H2Z 1Z3

Téléphone:

(514) 393-1000

Télécopieur:

(514) 390-2765



**SNC • LAVALIN**

Membre du Groupe **SNC • LAVALIN**

## TABLE DES MATIÈRES

## PAGE

1.	INTRODUCTION.....	1
1.1	Mise en contexte .....	1
1.2	Conditions des digues actuelles .....	2
2.	ÉTUDE GÉOTECHNIQUE .....	3
2.1	Description des travaux.....	3
3.	NIVEAU DE CONSÉQUENCE DES OUVRAGES.....	4
4.	CRITÈRES DE CONCEPTION .....	5
4.1	Coefficient en condition statique .....	5
4.2	Coefficients sismiques .....	6
4.2.1	Guide du ministère des Ressources naturelles et de la Faune (MRNF).....	6
4.2.2	Directives de l'ACB.....	6
4.2.3	Critères sismiques retenus.....	7
4.2.4	Paramètres sismiques.....	8
5.	ANALYSES DE STABILITÉ .....	9
5.1	Méthodologie.....	9
5.2	Sections-types.....	10
5.3	Paramètres utilisés.....	10
5.4	Résultats .....	10
6.	POTENTIEL DE LIQUÉFACTION.....	12
6.1	Méthodologie.....	12
6.1.1	Vérification préliminaire .....	12
6.1.2	Méthode de Seed .....	12
6.1.3	Analyse en post-liquéfaction .....	14

## TABLE DES MATIÈRES (suite)

	<u>PAGE</u>
6.2 Résultats des analyses de liquéfaction.....	14
6.2.1 Matériaux formant les digues .....	14
6.2.2 Argile de fondation .....	14
6.2.3 Till de fondation .....	15
6.2.4 Résidus .....	15
7. CONCLUSION .....	18
8. PERSONNEL .....	19
9. RÉFÉRENCES.....	20

### LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4-1 Facteurs de sécurité minimum .....	5
Tableau 4-2 Critères de conception selon le niveau de conséquence d'un ouvrage....	7
Tableau 4-3 Sélection du séisme de conception.....	7
Tableau 4-4 Paramètres sismiques pour différentes périodes de retour .....	8
Tableau 5-1 Résultats des analyses de stabilité .....	11

### LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – Sections utilisées pour les analyses de stabilités

ANNEXE B – Figures:

Figure 1 – Rehaussement au niveau 1070 pieds, vue en plan

Figure 2 – Digue A, Coupe type

Figure 3 – Digue B, Coupe type 1

Figure 4 – Digue B, Coupe type 2

Figure 5 – Digue C, Coupe type

Figure 6 – Digue G, Coupe type

Figure 7 – Localisation des forages et des essais au piézocône

## **1. INTRODUCTION**

### **1.1 Mise en contexte**

SNC-Lavalin inc., division mines et métallurgie a été mandatée par Falconbridge Limitée, Fonderie Horne, afin de réaliser une étude de stabilité pour le rehaussement des digues du parc à résidus Quémont-02, prévu pour l'été 2006. Le contenu du mandat fut présenté dans l'offre de service datée du 13 septembre 2005. L'analyse de stabilité et de liquéfaction a été détaillée dans une note de service datée du 21 novembre 2005, soumise à Monsieur Alain Lebel de Fonderie Horne.

L'utilisation du site Quémont-02 pour l'entreposage de résidus miniers date d'avant 1975. Le parc à résidus était délimité par les digues A à F jusqu'en 1995. En 1995, la digue G a été construite sur la surface des résidus en amont des digues D, E et F et ces digues ne servent plus au confinement des nouveaux résidus. Le parc à résidus est délimité par les digues A, B, C et G qui ont été rehaussées au niveau 1060 pieds en 1998, puis au niveau 1065 pieds en 2002. Toutes les élévations présentées dans le cadre de ce projet sont en pieds et correspondent au système de coordonnées de la Fonderie Horne. En 2002, la digue AB a été construite au niveau 1065 pieds, entre les digues A et B. Au nord et à l'ouest, le parc à résidus est limité par un important massif rocheux dont le niveau géodésique varie de 1085 à 1130 pieds.

La vue en plan du parc à résidus est présentée à la figure 1, de l'annexe B. Cette figure montre la localisation des digues et les surfaces occupées par les résidus et l'étang d'eau tels que relevés en juin 2005.

Afin d'augmenter la capacité d'entreposage du parc, Falconbridge envisage de rehausser les digues du parc à résidus Quémont-02 jusqu'au niveau 1070 pieds (326,1 m) durant la période d'été 2006 et jusqu'à leur niveau final de 1075 pieds (327,7 m) vers l'été 2008.

La dernière étude géotechnique sur les digues du parc Quémont-02 date de 1995 (rapport SNC-Lavalin inc. M-6120 de décembre 1995). Des analyses de stabilité pour les digues au niveau 1050 pieds ont été effectuées en 1996 (rapport SNC-Lavalin inc. M-6111 de septembre 1996), puis en 1998 pour les digues A, B, C et G au niveau 1060 pieds (rapport SNC-Lavalin inc. M-6320 de mai 1998). Des analyses de stabilité

préliminaires avaient aussi été réalisées pour les digues au niveau 1070 pieds mais celles-ci avaient montré que des travaux complémentaires d'exploration étaient nécessaires pour confirmer les hypothèses de conception. Par la suite, des analyses de stabilité avaient été réalisées dans le cadre du rehaussement en 2002 des digues A, B, C et G au niveau 1065 pieds (Geocon, M-6632).

Dans le cadre de ce mandat, les systèmes métrique et impérial sont utilisés. Jusqu'en 2002, tous les relevés géodésiques étaient faits dans le système impérial. Depuis quelques années, des relevés ont aussi été faits dans le système métrique. Par conséquent, les données seront parfois présentées dans le système métrique, parfois dans le système impérial.

## **1.2 Conditions des digues actuelles**

Le niveau actuel des digues est le suivant:

- Digue A: 1065 pieds (324,6 m);
- Digue AB: 1065 pieds (324,6 m);
- Digue B: 1065 pieds (324,6 m);
- Digue C: 1065 pieds (324,6 m);
- Digue G: 1065 pieds (324,6 m).

Le dernier rehaussement a été réalisé en 2002 (rapport SNC-Lavalin inc. M-6332, 602715).

## **2. ÉTUDE GÉOTECHNIQUE**

L'étude géotechnique sur les digues du parc Quémont-02 réalisée en 1998 pour les digues A, B, C et G en vue d'un rehaussement au niveau 1070 pieds (rapport SNC-Lavalin inc. M-6320 de mai 1998) recommandait de procéder à des travaux d'exploration complémentaires. Ces travaux visaient à valider certaines hypothèses énoncées lors des analyses préliminaires.

En novembre 2005, des forages (forages géotechniques avec mesures de la résistance au cisaillement de l'argile de fondation) ont été réalisés au pied des digues A, B et C et des essais aux piézocônes ont été réalisés en amont, en aval et sous la crête de la digue G. La figure 7 de l'annexe B présente la localisation des forages réalisés à l'automne 2005.

### **2.1 Description des travaux**

Huit (8) forages géotechniques ont été réalisés à l'aval des digues du parc Quémont-02 du 16 au 19 novembre 2005. Ces forages ont permis d'étudier la qualité des sols de fondation à l'endroit des digues A, B et C pour déterminer les propriétés et l'épaisseur du dépôt d'argile molle.

De plus, huit (8) essais au piézocône ont été réalisés dans les résidus miniers, sous la crête et la berme aval de la digue G ainsi que sur la plage de résidus situés en amont de la digue. Ces essais visaient à déterminer la résistance actuelle et le potentiel de liquéfaction des résidus sur lesquels le rehaussement de la digue G reposera. Les essais au piézocône ont été réalisés du 12 au 17 décembre 2005, par Laboratoire S.L.

L'étude géotechnique a permis d'obtenir des informations sur les sols de fondations des digues A, B, C et sur les résidus situés en amont de la digue G. Les informations recueillies au cours des travaux d'exploration ont été utilisées lors des analyses de stabilité.

### **3. NIVEAU DE CONSÉQUENCE DES OUVRAGES**

Dans le but de déterminer le critère de conception sismique, le niveau de conséquence des ouvrages a été établi en suivant la méthodologie définie par l'Association canadienne des barrages (ACB)<sup>1</sup>. La méthodologie utilisée s'est aussi inspirée du document préliminaire « Tailings Commentaries - Draft » préparé par l'ACB en août 1997.

Pour les digues A, B, et C, le niveau de conséquence est élevé. En effet, il y a des aménagements (terrain de golf et route) situés en aval qui pourraient être affectés par une rupture de digue, la proximité d'une route publique implique de plus qu'une rupture de digue pourrait entraîner des pertes de vies et les conséquences environnementales pour le la Osisko-nord justifient la sélection d'un niveau de conséquence élevé pour ces digues.

Par contre, il est estimé que la digue G a un niveau de conséquence faible. En effet, à long terme, cette digue ne retiendra pas d'eau et, une rupture n'entraînerait qu'un épanchement localisé des résidus et ne résulterait pas en des pertes de vies ou des conséquences financières ou environnementales significatives. L'impact potentiel sur le Lac Dufault (la réserve d'eau potable de la ville de Rouyn-Noranda) a été examiné. Puisque la digue G ne retiendra pas d'eau à long terme, une rupture de cette digue ne pourrait pas entraîner le transport de résidus jusqu'au Lac Dufault situé environ 0,6 km en aval de la digue G.

---

<sup>1</sup> « Dam Safety Guidelines », ACB, Janvier 1999.



## 4. CRITÈRES DE CONCEPTION

### 4.1 Coefficient en condition statique

Pour toutes les digues les analyses ont été réalisées pour la condition après la construction avec des paramètres des sols en contraintes totales. Pour cette condition, un facteur de sécurité minimum de 1,3 devait être atteint.

Des analyses ont également été faites pour la condition à long terme dans deux situations:

- 1) Sans drainage dans les fondations mais avec drainage du noyau, donc contraintes totales dans les sols argileux de fondation et contraintes effectives dans le noyau argileux. Pour cette condition, un facteur de sécurité minimum de 1,5 était visé.
- 2) Suite au drainage des fondations, donc contraintes effectives pour tous les sols argileux. Pour cette condition, un facteur de sécurité de 1,5 devait également être obtenu.

Les facteurs de stabilité minimum retenus pour les analyses en conditions statiques sont résumés au tableau suivant:

**Tableau 4-1**  
**Facteurs de sécurité minimum**

<b>Condition</b>	<b>Facteur de sécurité minimum</b>
Fin de construction	1,3
Long terme	1,5

Ces critères sont ceux recommandés dans le Guide de l'ACB (1999).

## **4.2 Coefficients sismiques**

Les coefficients sismiques considérés proviennent des recommandations du ministère des Ressources naturelles et de la Faune du Québec (MRNF) ainsi que de l'ACB.

### **4.2.1 Guide du ministère des Ressources naturelles et de la Faune (MRNF)<sup>2</sup>**

Le guide du MRNF recommande que le coefficient sismique soit sélectionné sur la base d'un séisme de récurrence 1 :476 ans lorsque les résidus ne sont pas potentiellement générateurs d'acide et de 1 :1 000 ans lorsque les résidus sont potentiellement générateurs d'acide.

Les résidus miniers déposés présentement dans le parc Quémont-02 sont des scories non génératrices d'acide. Par contre, dans le cadre de la préparation du plan de restauration, Falconbridge a déterminé que le site Quémont-02 pouvait montrer un potentiel de génération acide à cause de la présence de résidus miniers sulfureux déposés dans ce site dans le passé. Dans ces conditions, en conformité avec le guide du MRNF, il serait recommandé que le coefficient sismique soit sélectionné sur la base d'un séisme de récurrence 1 :1000 ans pour les digues A, B et C.

Pour la digue interne G, puisque les résidus déposés dans le parc à résidus depuis sa construction ne montrent pas de potentiel de génération acide, le séisme de conception recommandé selon le guide du MRNF serait de un séisme de récurrence 1 :475 ans.

### **4.2.2 Directives de l'ACB**

L'ACB suggère des critères de séisme de conception en fonction du niveau de conséquence d'une rupture de la digue analysée.

---

<sup>2</sup> « Guide et modalités de préparation du plan et exigences générales en matière de restauration des sites miniers au Québec », MRNF, 1997.

---

**Tableau 4-2**  
**Critères de conception selon le niveau de conséquence d'un ouvrage**

Catégorie de conséquence de rupture	Définition de la catégorie		Fréquence requise pour la révision de la stabilité des ouvrages	Critère du séisme de conception (récurrence)
	Pertes de vie	Dommages financiers et environnementaux		
Très élevée	nombreuses	Extrêmes	5 ans	10 000 ans
Élevée	quelques-unes	Importants	7 ans	1 000 à 10 000 ans
Faible	aucune	Modérés	10 ans	100 à 1 000 ans
Très faible	aucune	Mineurs	10 ans	---

Source: Dam Safety Guidelines, Association canadienne des barrages, 1999.

Tel que décrit à la section 3 de cette note technique, un niveau de conséquence élevé a été établi pour les digues A, B et C, alors que la digue G présente un niveau de conséquence faible.

#### 4.2.3 Critères sismiques retenus

Le tableau suivant présente les périodes de récurrence des évènements sismiques retenus pour les analyses dynamiques.

**Tableau 4-3**  
**Sélection du séisme de conception**

	Digues A, B et C	Digue G
Niveau de conséquence	Élevé	Faible
Période de récurrence du séisme de conception		
Guide du MRNF	1/1 000 ans	1/476 ans
Directives de l'ACB	1/1 000 à 1/10 000 ans	1/100 à 1/1 000 ans
Pour cette étude	1/2 475 ans	1/1 000 ans

#### 4.2.4 Paramètres sismiques

Les paramètres sismiques pour le site de Quémont-02 ont été obtenus de la Commission géologique du Canada (CGC, 2006). Les valeurs représentatives ont été sélectionnées telles que rapportées au tableau 4-4. À titre de comparaison, les valeurs correspondantes d'accélération en pointe sur la base des cartes sismiques précédentes (Code national du bâtiment du Canada (CNB), 1985) sont aussi données.

**Tableau 4-4**  
**Paramètres sismiques pour différentes périodes de retour**

<b>Période de retour (ans)</b>		476	1000	2475
<b>Probabilité de dépassement par année</b>		0,0021	0,001	0,0004
<b>Probabilité de dépassement par 50 ans</b>		10%	5%	2%
<b>Magnitude</b>			7,1	7,4
<b>Accélération spectrales (g)</b>				
<b>Terrain ferme, Classe C (CNB, 2006)</b>	Accélération en pointe	0,047	0,069	0,110
<b>Roc raide Classe A</b>	Accélération en pointe	0,034	0,050	0,076
<b>Terrain ferme, Classe C (CNB, 1985)</b>	Accélération en pointe	0,08	0,11	-

La stabilité sous chargement dynamique a été examinée par des analyses pseudo-statiques en utilisant un coefficient sismique de 0,11g (accélération de pointe pour une récurrence 1 : 2475 ans) pour les digues A, B, et C et 0,069 g (accélération de pointe pour une récurrence 1 : 1000 ans) pour la digue G. Le facteur de sécurité minimum visé est de 1,10. Ce coefficient sismique a été sélectionné en prenant la pleine valeur de l'accélération horizontale maximale d'un sol ferme pour la période de retour sélectionnée.

## **5. ANALYSES DE STABILITÉ**

### **5.1 Méthodologie**

Les calculs de stabilité sont réalisés sur ordinateur par la méthode de Bishop simplifiée et Morgenstern-Price (surfaces circulaires et composite sur argile impénétrable) avec le logiciel SLOPE/W, de Geo-slope 2004 (Geo-studio, version 6.15). Il s'agit d'un logiciel de stabilité de pente d'usage courant et répandu.

Pour toutes les digues, les analyses en conditions statiques ont été réalisées pour la condition après la construction avec des paramètres des sols en contraintes totales.

Des analyses en conditions statiques ont également été faites pour la condition à long terme dans deux situations:

- 1) Sans drainage dans les fondations mais avec drainage du noyau, c'est-à-dire en contraintes totales dans les sols argileux de fondation et en contraintes effectives dans le noyau argileux.
- 2) Suite au drainage des fondations c'est-à-dire en contraintes effectives pour tous les sols argileux.

Les niveaux piézométriques considérés pour les analyses de stabilité ont été établis en supposant un niveau d'eau maximum dans les résidus en amont de 1067 pieds (325,2 m, rehaussement à 1070 pieds) et 1072 pieds (326,7 m, rehaussement à 1075 pieds), soit 3 pieds sous le niveau de la crête. La variation des pressions interstitielles dans le noyau d'argile (pour les digues A, B, AB et C) a été établie théoriquement, selon ce qui est généralement mesuré dans ce genre de digue, et la distribution verticale des pressions est supposée hydrostatique.

Les analyses avec chargement pseudo-statique ont été réalisées avec des paramètres en contraintes effectives. Les analyses pour les conditions pseudo-statiques sont effectuées avec un coefficient sismique de 0,11g pour les digues A, B et C, ce qui est l'accélération maximale au sol (terrain ferme) avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans d'après l'ACB. Pour la digue G, un coefficient sismique de 0,069 g a été

adopté. Ce coefficient correspond à l'accélération maximale au sol (terrain ferme) avec une probabilité de dépassement de 5% en 50 ans de l'ACB.

## **5.2 Sections-types**

Les sections-types utilisées dans les analyses proviennent des études de stabilité antérieures et ont été mises à jour à l'aide des données d'arpentage les plus récentes (juin 2005). Les principales sections étudiées sont montrées à l'annexe A. Le profil de la fondation est basé sur les études antérieures ainsi que sur les travaux d'exploration complémentaires de 2005.

## **5.3 Paramètres utilisés**

Les paramètres de résistance utilisés dans les analyses de stabilité sont ceux utilisés antérieurement dans les études de 1996 et 1998.

Certains paramètres pour les matériaux de fondation ont été modifiés pour tenir compte des résultats des mesures prises lors des forages de novembre 2005. Les paramètres en contraintes effectives sont les mêmes pour toutes les sections et sont présentés sur les figures illustrant les analyses de stabilité.

## **5.4 Résultats**

Le tableau 5-1 présente les résultats des analyses de stabilité statiques et pseudo-statiques. Les facteurs de sécurité obtenus en contraintes totales sont considérés plus représentatifs des conditions à long terme (c'est-à-dire aucune augmentation de la résistance en fondation). Les analyses réalisées en contraintes effectives (conditions drainées) donnent des valeurs de facteurs de sécurité plus élevées.

La stabilité de la digue G a été analysée. Les résultats démontrent qu'elle n'a aucun impact sur la stabilité des digues D, E et F puisque les cercles de rupture potentielle de la digue G n'atteignent pas les digues aval. Par ailleurs, le rehaussement de la digue G n'aura aucun impact sur la digue interne H puisque celle-ci est située environ 70 m en amont de la digue G, complètement en dehors de la zone d'influence de la digue G.

**Tableau 5-1**  
**Résultats des analyses de stabilité**

Secteur et cas analysés	Chargement				
	Fin de construction	Statique Cont. totales	Statique Cont. effectives	Pseudo-statique	
<b>Facteur de sécurité minimum visé:</b>	<b>1,3</b>	<b>1,5</b>	<b>1,5</b>	<b>1,1</b>	
<b>Nappe amont (m)</b>					
<b>1. DIGUE A</b>					
• Rehaussement 1070' (326,1m), berme à 317,6 m (L = 6 m)	325,2	<b>1,57</b>	<b>1,59</b>	<b>1,59</b> (Note 3)	<b>1,24</b>
• Rehaussement 1075' (327,7 m), berme à 317,6 m (L = 6 m)	326,7	<b>1,57</b>	<b>1,57</b> (Note 2)	(Note 3)	1,23 (Note 3)
<b>2a DIGUE B - Rehaussement central (coupe type 1)</b>					
• Rehaussement 1070' (326,1m), berme à 320,6 m (L = 21 m)	326,7	<b>1,61</b>	1,55 (Note 3)	<b>2,34</b>	<b>1,24</b>
• Rehaussement 1075 (327,7 m), berme à 320,6 m (L = 25 m)	326,7	<b>1,54</b>	1,52 (Note 3)	<b>2,22</b>	<b>1,60</b>
➤ Pente amont	326,7	3,50 (Note 3)	-	-	-
<b>2b DIGUE B - Rehaussement amont (coupe type 2)</b>					
• Rehaussement 1070' (326,1m), berme à 325,2 m (L = 3 m)	325,2	-	(Note 1)	<b>1,63</b> (Note 3)	<b>1,15</b>
➤ Pente amont	323,7	<b>1,71</b>	(Note 1)	-	-
• Rehaussement 1075' (327,7m), berme à 325,5 m (L = 4,5 m)	323,7	-	(Note 1)	<b>1,64</b> (Note 3)	<b>1,15</b>
➤ Pente amont	325,2	<b>3,21</b>	(Note 1)	-	-
<b>3. DIGUE C</b>					
• Rehaussement 1070' (326,1 m), berme à 319,7 m (L = 14 m)	325,2	<b>1,53</b>	<b>1,52</b> (Note 3)	-	<b>1,38</b>
➤ Pente amont	323,7	<b>2,82</b> (Note 3)			
• Rehaussement 1075' (327,7 m), berme à 321,0 m (L = 18 m)	326,7	<b>1,54</b> (Note 3)	<b>1,54</b>	<b>2,38</b>	<b>1,51</b> (Note 3)
➤ Pente amont	325,2	<b>2,36</b>			
<b>4. DIGUE G</b>					
• Rehaussement 1070' (326,1 m), berme à 320,3 m (L = 20 m) + berme à 319,6 m (L = 20 m)	325,2	<b>1,53</b>	(Note 1)	<b>1,53</b>	<b>1,22</b>
• Rehaussement 1075' (327,7 m)	326,7	<b>1,53</b> (Note 3)	(Note 1)	<b>1,53</b>	<b>1,22</b> (Note 3)
<b>Notes:</b>					
1) La fondation de cette digue n'étant pas en argile, cette contrainte ne s'applique pas.					
2) Le cercle de rupture correspondant à ce F.S. est en surface seulement et n'affecte pas la stabilité globale de l'ouvrage.					
3) Le résultat est présenté sous forme de figure à l'annexe A.					

## **6. POTENTIEL DE LIQUÉFACTION**

Le potentiel de liquéfaction de tous les matériaux formant les digues et leur fondation a été examiné.

### **6.1 Méthodologie**

#### **6.1.1 Vérification préliminaire**

La première vérification s'est faite selon la granulométrie, la plasticité et la densité sur la base du « critère chinois » (Seed and Idriss, 1982; Kramer, 1996; Youd et al. 2001). Selon ce critère, pour qu'il y ait potentiel de liquéfaction, il faut que les conditions suivantes soient réunies:

- Teneur en particules argileuses (particules  $< 5\mu$ )  $< 15\%$ ;
- Limite liquide  $< 35\%$ ;
- Teneur en eau naturelle  $> 0,9$  fois la limite liquide.

Dans les cas où ce premier critère n'élimine pas la possibilité de liquéfaction pour un matériau donné, on a réalisé une analyse du potentiel de liquéfaction selon la méthode simplifiée de Seed telle que modifiée par le National Center of Earthquake Engineering Research (NCEER) et présentée par Youd et al. (2001).

#### **6.1.2 Méthode de Seed**

Dans cette méthode, on compare le rapport de sollicitation sismique imposé par le tremblement de terre de conception au rapport de résistance sismique estimé à partir d'essais in situ.

La procédure de calcul peut être résumée de la manière suivante:

- 1) Sélection de l'accélérogramme représentatif du séisme maximum de dimensionnement (SMD).



- 2) Estimation des propriétés dynamiques des matériaux in situ et de remblai (module de cisaillement et rapport d'amortissement en fonction de la déformation de cisaillement sismique).
- 3) Analyse dynamique unidimensionnelle (1D) pour des colonnes de sol représentant chacune des différentes régions de la fondation et de l'ouvrage de la coupe transversale (amont, centre, aval).
- 4) Estimation du rapport de sollicitation sismique, CSR (de l'anglais « Cyclic Stress Ratio ») basée sur la réponse du sol aux analyses dynamiques.
- 5) Estimation du rapport de résistance sismique, CRR (de l'anglais « Cyclic Resistance Ratio ») à l'aide des abaques mises à jour par le NCEER (Youd et al. 2001).
- 6) Calcul du facteur de sécurité (FS) contre la liquéfaction avec l'équation suivante:

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

Le logiciel utilisé pour réaliser les analyses dynamiques est EERA (pour « Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis », Barbet et al., 2000). Il s'agit d'une adaptation de SKAKE91 sur EXCEL avec des améliorations informatiques. SHAKE91 (Idriss et Sun, 1992) est un modèle équivalent qui permet des analyses en 1-D. Il résout les équations dans le domaine des fréquences. Ce logiciel est bien documenté dans la littérature et la concordance avec EERA a été vérifiée.

Si, pour une zone donnée, le facteur de sécurité contre la liquéfaction obtenu est inférieur à 1,0, une liquéfaction du matériau sous le tremblement de terre de conception est possible et une analyse en post-liquéfaction est recommandée. Le facteur de sécurité minimum de 1,0 est jugé acceptable puisqu'on utilise le profil mesuré minimum de résistance au piézocône. Rappelons de plus que l'abaque utilisé pour estimer CRR constitue la limite inférieure de la résistance pour laquelle aucune liquéfaction n'a été observée.

### **6.1.3 Analyse en post-liquéfaction**

Les analyses en post-liquéfaction sont réalisées pour les mêmes sections et avec les mêmes paramètres que les analyses statiques décrites au paragraphe 4.1 à l'exception des zones de matériaux jugés liquéfiables auxquels on attribue seulement une résistance au cisaillement résiduelle. Cette résistance résiduelle est estimée à partir de la résistance en pointe des essais au piézocône, selon la relation proposée par Olson et Stark (2002 et 2003).

Le facteur de sécurité minimum visé pour les analyses en post-liquéfaction est habituellement entre 1,1 et 1,2 selon les critères de bonne pratique du génie. Dans le cas de la digue G, étant donné le niveau de conséquence faible d'une éventuelle rupture (voir section 3), un facteur de sécurité minimum en post-liquéfaction de 1,1 a été jugé acceptable.

## **6.2 Résultats des analyses de liquéfaction**

### **6.2.1 Matériaux formant les digues**

Les digues A, B et C sont formées de différents matériaux compactés:

- Épaulements granulaires;
- Noyau d'argile (digues A, B et C);
- Plateforme de sable (digue B).

On suppose que tous les matériaux ont été adéquatement compactés et par conséquent sont non susceptibles à la liquéfaction sous la sollicitation du tremblement de terre de conception.

### **6.2.2 Argile de fondation**

L'argile de fondation a été jugée non liquéfiable sur la base du critère chinois.

### **6.2.3 Till de fondation**

Le till de fondation a été jugé non liquéfiable sur la base de sa granulométrie et de sa densité.

### **6.2.4 Résidus**

Selon le critère chinois et étant donné les valeurs faibles d'indice  $N_{SPT}$  mesurés dans le passé, les résidus sont jugés potentiellement liquéfiables et une analyse plus détaillée du potentiel de liquéfaction a été jugée nécessaire.

Cette analyse du potentiel de liquéfaction a été réalisée pour les conditions actuelles ainsi que pour les conditions finales à long terme pour un rehaussement au niveau 1075 pieds (327,7 m).

Pour les conditions d'opération d'ici à la fermeture, soit pour un terme relativement court d'environ 10 ans, on a adopté un tremblement de terre de dimensionnement de 1 :200 ans selon les recommandations de Szymanski (1999). Dans ce cas, le tremblement de terre de dimensionnement est caractérisé par une accélération en pointe d'environ 0,03 g pour un terrain ferme (Classe C) et de 0,02 g pour un roc raide (Classe A) et des analyses préliminaires ont indiqué que les résidus sont non liquéfiables pour ce niveau de sollicitation.

#### **6.2.4.1 Digue A**

La digue A n'est pas fondée sur des résidus et sera rehaussée par l'aval sur des matériaux non liquéfiables. Par contre, elle retiendra des résidus à la fin de l'opération du site. Le potentiel de liquéfaction de ces résidus n'a pas été analysé. On a supposé que pour le tremblement de terre de conception de 1 : 2475 ans, les résidus se liquéfieraient et n'offriraient qu'une résistance résiduelle déterminée sur la base des mesures faites à la digue G. Malgré cela, des facteurs de sécurité satisfaisants ont été obtenus dans les analyses en pseudo-statique pour la stabilité vers l'aval, tel qu'indiqué au tableau 5-1.

#### **6.2.4.2 Dignes B et C**

Les digues B et C retiennent des résidus; elles seront rehaussées par le centre et/ou par l'amont. La partie amont de ces digues s'appuie donc en partie sur les résidus déposés en amont entre les différents rehaussements.

Le potentiel de liquéfaction de ces résidus n'a pas été analysé; on a simplement supposé que pour le tremblement de terre de conception de 1 :2475 ans, les résidus se liquéfieraient et n'offriraient qu'une résistance résiduelle déterminée sur la base des mesures faites à la digue G. Malgré cela, des facteurs de sécurité satisfaisants ont été obtenus dans les analyses en pseudo-statique pour la stabilité vers l'aval, tel qu'indiqué au tableau 5-1 plus haut.

Par contre, pour la stabilité vers l'amont, les analyses en post-liquéfaction ont montré que le niveau de la plage de résidus immédiatement en amont de la digue devrait se situer à environ 1 mètre sous le niveau de la crête pour assurer la stabilité à long terme de la digue. Nous recommandons que le plan de déposition des résidus soit mis à jour afin d'assurer le développement approprié de la plage à l'amont des digues B et C.

#### **6.2.4.3 Digue G**

La digue G étant fondée en entier sur des résidus, leur potentiel de liquéfaction a été examiné selon la méthode simplifiée de Seed (méthodologie décrite au paragraphe 6.1.2) en tenant compte des essais au piézocône réalisés en 2005 sous la berme aval, sous la crête actuelle au niveau 1065 pieds et sous la plage amont pour un rehaussement de la digue au niveau 1075 pieds. Ces analyses ont mis en évidence deux zones où les résidus seraient liquéfiables pour les tremblements de terre de conception (1 :1 000 ans), soit:

- Sous la berme aval, pour les résidus situés au-dessus du niveau 1030 pieds.
- Sous la plage amont, pour les résidus situés au-dessus du niveau 1045 pieds.

On a donc réalisé des analyses en post-liquéfaction vers l'aval et vers l'amont. Pour les conditions à long terme, les analyses vers l'aval ont indiqué une possibilité de rupture pour la géométrie actuelle de la berme et du terrain aval selon les données

d'arpentage de 2002. Les analyses montrent qu'une berme de 20 m au niveau 1051 pieds (320,3 m) est nécessaire pour obtenir un facteur de sécurité satisfaisant en post-liquéfaction pour le rehaussement de la digue au niveau 1075 pieds. Étant donné que la berme actuelle montre de nombreux signes de tassement, il est proposé de rehausser la berme au niveau 320,3 m dès maintenant dans le cadre des travaux de rehaussement au niveau 1070 pieds. L'analyse de stabilité en post-liquéfaction n'a été réalisée que pour le rehaussement au niveau 1075 pieds et il n'a pas été jugé pertinent de réaliser des analyses au niveau 1070 pieds.

De plus, les analyses de stabilité de l'extrémité aval de la berme ont montré que celle-ci ne pouvait pas à long terme avoir une hauteur supérieure à 0,75 m par rapport au niveau du terrain en aval. Il est donc recommandé de remblayer le terrain aval sur une largeur d'environ 20 m partout où le niveau actuel est inférieur à 319,6 m.

Pour la stabilité vers l'amont de la digue G, les analyses en post-liquéfaction ont montré que la plage de résidus immédiatement en amont de la digue devrait être développé jusqu'au niveau de la surface de la berme amont pour assurer la stabilité à long terme de la digue. Nous recommandons que le plan de déposition des résidus soit aussi mis à jour afin d'assurer le développement approprié de la plage à l'amont de la digue G.

## **7. CONCLUSION**

Sur la base des résultats des analyses de stabilité et des analyses du potentiel de liquéfaction, des coupes types illustrant les rehaussements étudiés ont été produites. Les coupes types des sections des digues A, B, C, et G sont montrées à l'annexe B. La vue en plan de la figure 1 de l'annexe B montre la localisation des coupes types. Les sections-types illustrées permettent de respecter les critères de conception sélectionnés.

Les résultats de cette analyse de stabilité seront utilisés dans le cadre de l'ingénierie détaillée du rehaussement des digues du parc Quémont-02. L'étape subséquente aura pour objectifs de finaliser l'ingénierie et de produire des plans et devis pour les travaux de construction prévus en 2006.

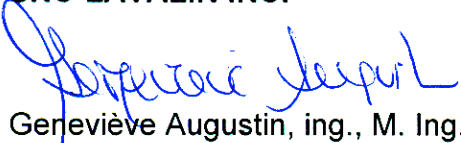
Il est à noter qu'une liquéfaction des résidus résulterait en une rupture du parement amont des digues B et C, sans pour autant entraîner une rupture jusqu'au noyau de till. Ce type de rupture post-liquéfaction du parement amont serait aussi rencontré à la digue G. Ces ruptures potentielles du parement amont suite à une liquéfaction des résidus n'entraîneraient pas de déversement des résidus à l'extérieur du parc mais elles nécessiteraient des travaux de réparation pour reconstruire les sections du parement amont affectées. Cependant, une fois que des résidus seront déposés en amont des digues, la liquéfaction des résidus n'aura plus d'effet sur la stabilité du parement amont.

## 8. PERSONNEL

Cette note technique a été préparée par Geneviève Augustin, ing., M. Ing., et révisée par Philip Gomes, P.Eng (Ont.) et Philippe Poirier, ing., M.Sc.A., MBA. Les analyses de stabilité ont été réalisées par Geneviève Augustin, ing., M. Ing., et revues par Denise Leahy, ing., Dr. Ing. Les analyses de liquéfaction ont été réalisées par Denise Leahy, ing., Dr. Ing.

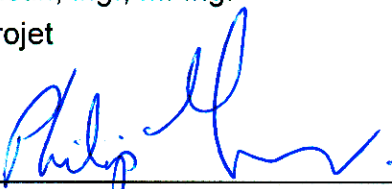
*Division Mines et Métallurgie*

**SNC-LAVALIN INC.**



Geneviève Augustin, ing., M. Ing.  
Ingénieure de projet

Revu par: \_\_\_\_\_



Philip Gomes, P. Eng. (Ont.)  
Directeur de projets

GA/lj

### Distribution:

- 5 copies - Falconbridge Limitée- Fonderie Horne
- 1 copie - SNC-Lavalin inc., division Mines et Métallurgie

L:\proj\016993\Perm\Note technique\Note technique stabilité finale.doc

## 9. RÉFÉRENCES

Bardet, J.-P., Ichii, K. et Lin, C.H., 2000, A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits, University of Southern California, dept. of Civil Engineering, August 2000.

CGC, 2006, Calcul de l'aléa sismique à notre demande. Site: Quémont-02, Rouyn-Noranda, Québec.

CNB, 1985, Code national du bâtiment du Canada.

CNB, 2005, Code national du bâtiment du Canada.

Geocon, 1995, « Rehaussement des digues - Parc à résidus Quémont-02 », rapport M-6014, Février 1995.

Geocon, 1996, « Évaluation de la stabilité des digues-Parcs à résidus Pelletier et Quémont-02 », rapport d'exploration complémentaire M-6120 (011175), Avril 1996.

Geocon, 1998, « Rehaussement des digues 1998 - Parc à résidus Quémont-02 », rapport d'étude conceptuelle, rapport M-6320 (601391), Mai 1998.

Geocon, 2001, « Rehaussement du niveau des digues, Parc à résidus Quémont-02 », rapport d'étude conceptuelle M-6632 (602715), Octobre 2001.

Geocon, 2002, « Rehaussement du niveau des digues, Parc à résidus Quémont-02 », Plans et devis techniques, M-6632 (602715), Mai 2002.

Geo-Slope inc., 2005, Logiciel Slope/W, version 6.17.

Idriss, I. M. et Sun, 1992, SHAKE91, A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits, User's Guide, University of California, Davis.

Kramer, S.L., 1996, Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall. 653 p.

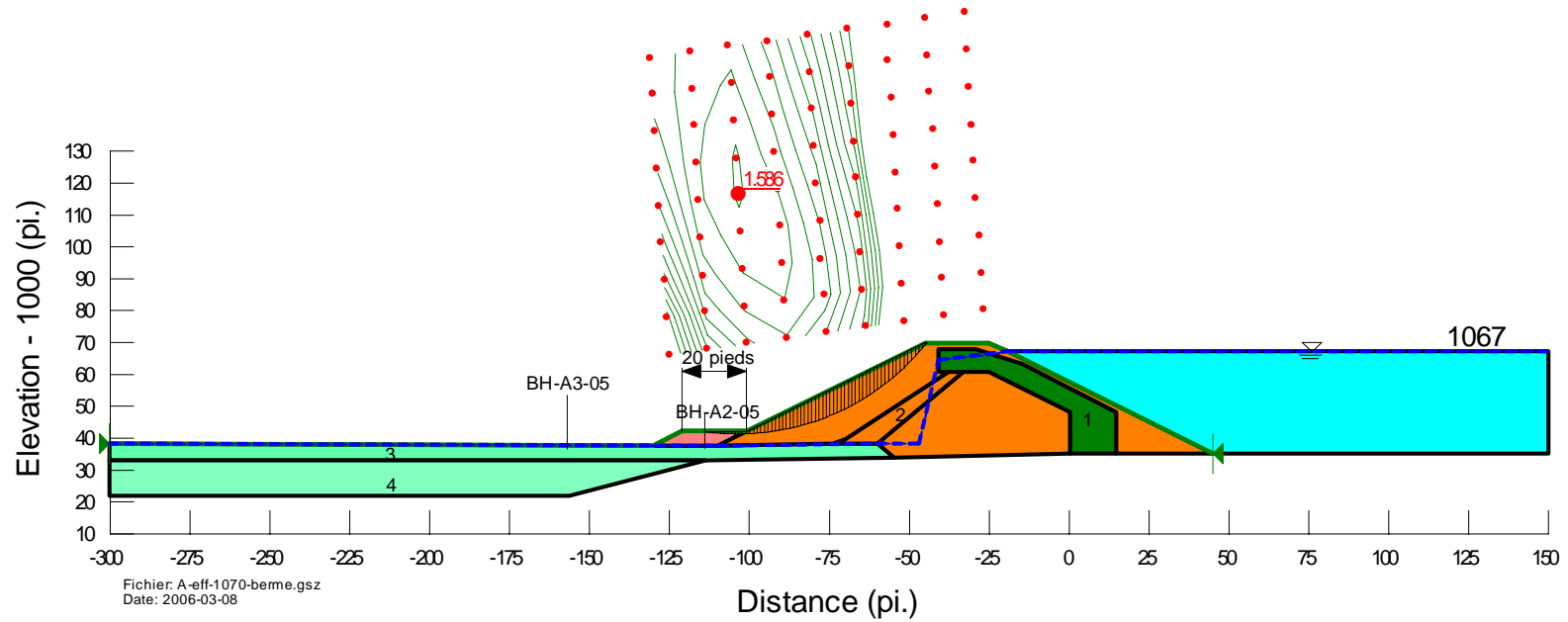


- Olson, S. M., and Stark, T. D., 2002, "Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories". Canadian Geotechnical Journal, 39, pp. 629– 647.
- Olson, S. M., and Stark, T. D., 2003, Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 8, pp. 727-737.
- Szymanski, M.B., 1999, Evaluation of Safety of Tailings Dams. Bitech.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M., 1982, Ground Motion and Soil Liquefaction During Earthquake, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 134 pp.
- Youd et al, 2001, "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils" by T. L. Youd, I. M. Idriss, Ronald D. Andrus, Ignacio Arango, Gonzalo Castro, John T. Christian, Richardo Dobry, W. D. Liam Finn, Leslie F. Harder Jr., Mary Ellen Hynes, Kenji Ishihara, Joseph P. Koester, Sam S. C. Liao, William F. Marcuson III, Geoffrey R. Martin, James K. Mitchell, Yoshiharu Moriwaki, Maurice S. Power, Peter K. Robertson, Raymond B. Seed, and Kenneth H. Stokoe II.

**Sections utilisées pour les analyses de stabilité**

Digue A  
niveau 1070  
contraintes effectives

- |  |   |
|--|---|
| <p>1 Description: Noyau argileux<br/>Wt: 115<br/>Cohesion: 0<br/>Phi: 30</p> <p>3 Description: Fondation: argile raide<br/>Wt: 110<br/>Cohesion: 0<br/>Phi: 30</p> | <p>2 Description: Epaulements aval et amont<br/>Wt: 125<br/>Cohesion: 0<br/>Phi: 35</p> <p>4 Description: Fondation: argile molle<br/>Wt: 110<br/>Cohesion: 0<br/>Phi: 30</p> |
|--|---|



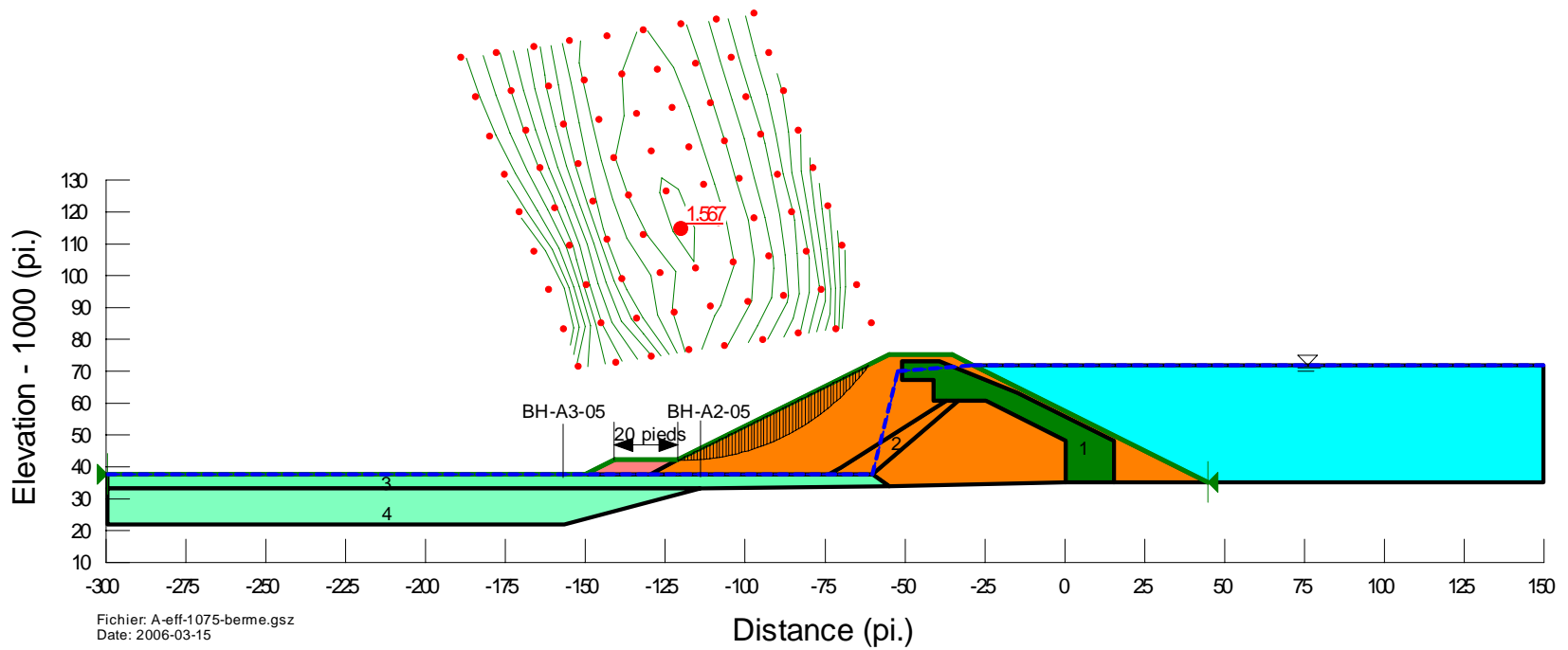
Digue A  
niveau 1075  
Long terme  
contraintes effectives

1 Description: Noy au argileux  
Wt: 115  
Cohesion: 0  
Phi: 30

2 Description: Epaulements aval et amont  
Wt: 125  
Cohesion: 0  
Phi: 35

3 Description: Fondation: argile raide  
Wt: 110  
Cohesion: 0  
Phi: 30

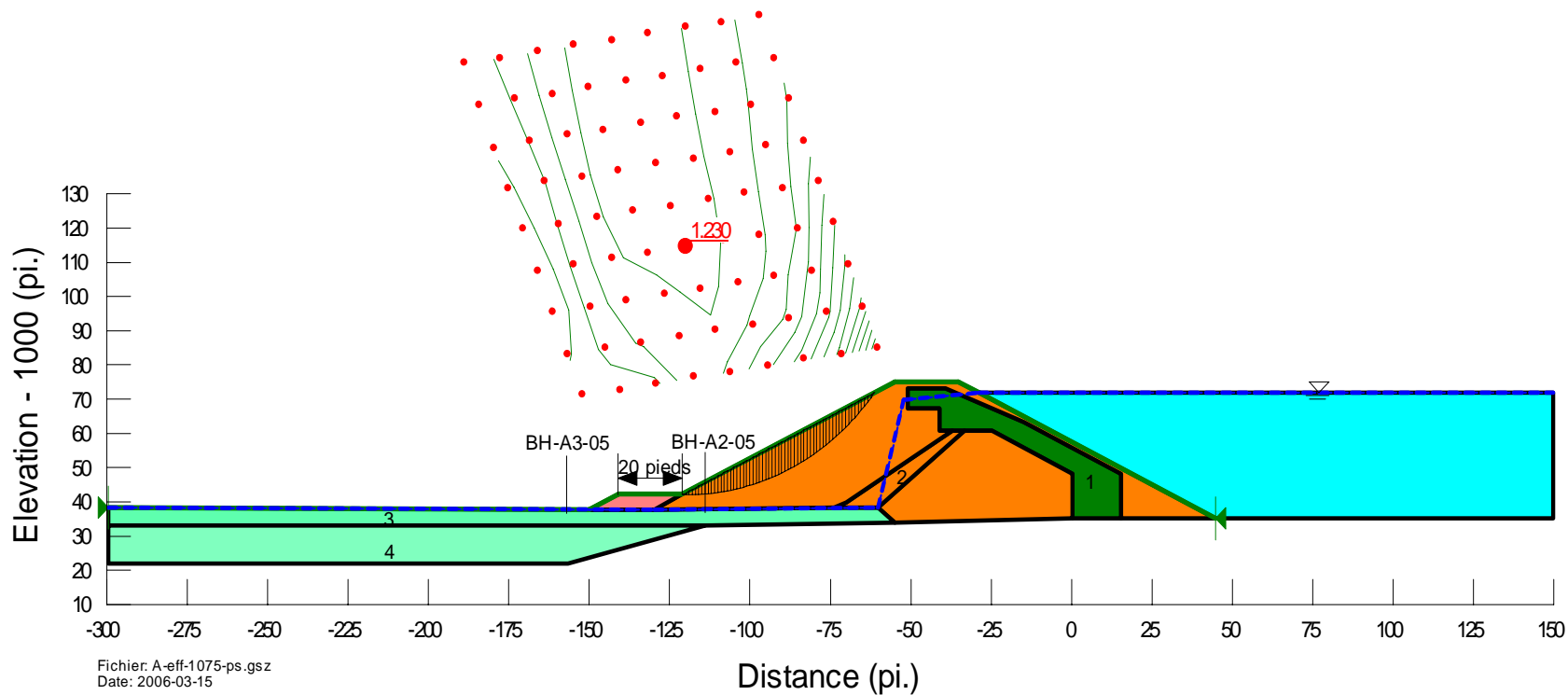
4 Description: Fondation: argile molle  
Wt: 110  
Cohesion: 0  
Phi: 30



Digue A  
niveau 1075  
Long terme  
contraintes effectives

Chargement pseudo-statique  
a= 0.11g

- |   |   |
|---|---|
| <p>1 Description: Noyau argileux<br/>Wt: 115<br/>Cohesion: 0<br/>Phi: 30</p>          | <p>2 Description: Epaulements aval et amont<br/>Wt: 125<br/>Cohesion: 0<br/>Phi: 35</p> |
| <p>3 Description: Fondation: argile raide<br/>Wt: 110<br/>Cohesion: 0<br/>Phi: 30</p> | <p>4 Description: Fondation: argile molle<br/>Wt: 110<br/>Cohesion: 0<br/>Phi: 30</p>   |



Digue B  
 crête à 1070; résidus à 1067  
 long terme  
 sans drainage des fondations

1 Description: Noyau argileux  
 Wt: 115  
 Cohesion: 0  
 Phi: 30

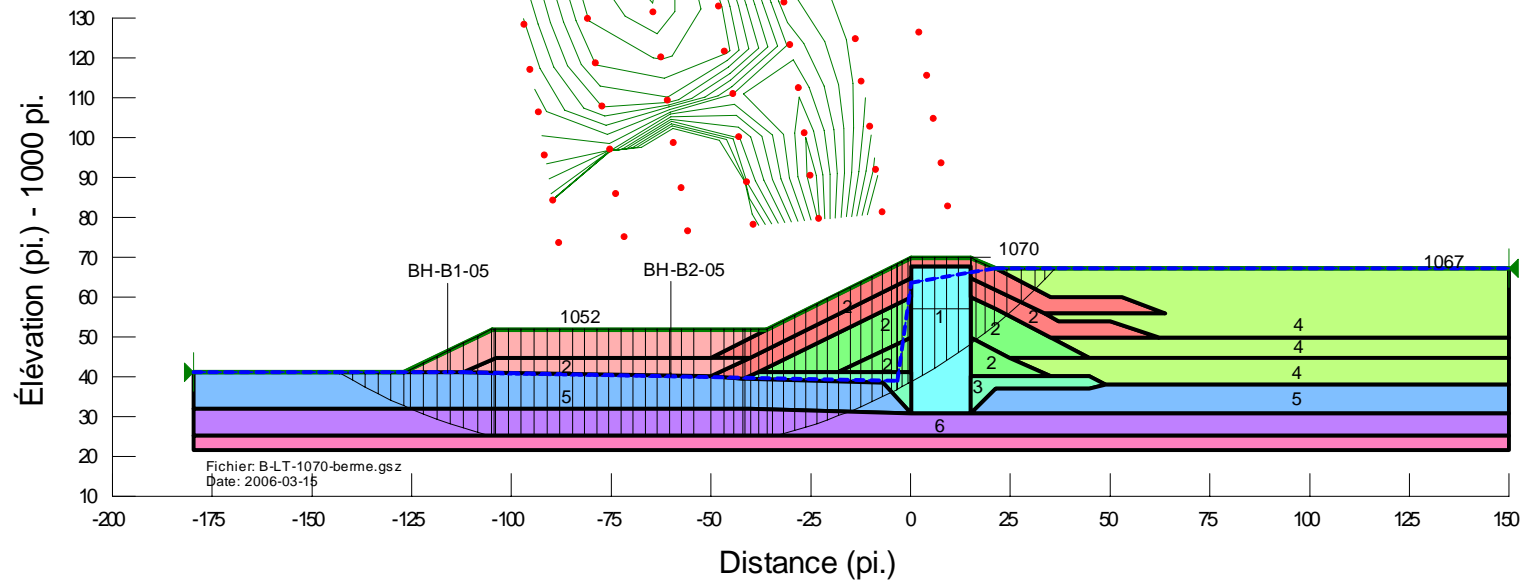
4 Description: Résidus  
 Wt: 151  
 Cohesion: 0  
 Phi: 33

2 Description: Épaulements amont et aval  
 Wt: 125  
 Cohesion: 0  
 Phi: 35

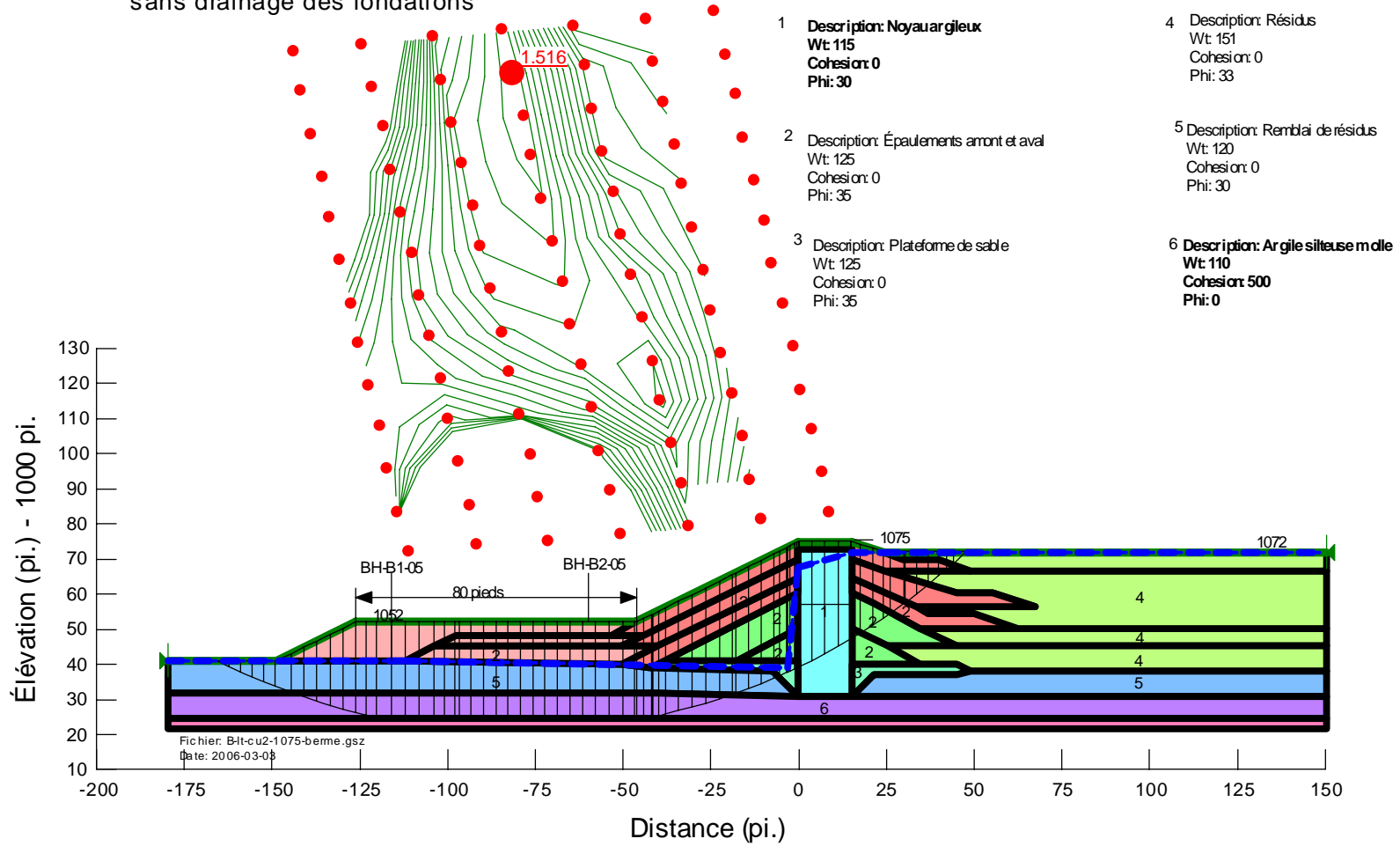
5 Description: Remblai de résidus  
 Wt: 120  
 Cohesion: 0  
 Phi: 30

3 Description: Plateforme de sable  
 Wt: 125  
 Cohesion: 0  
 Phi: 35

6 Description: Argile silteuse molle  
 Wt: 110  
 Cohesion: 500  
 Phi: 0



Digue B  
niveau 1075  
Long terme  
sans drainage des fondations



1 Description: Noyau argileux  
 Wt: 115  
 Cohesion: 1000  
 Phi: 0

2 Description: Épaulements amont et aval  
 Wt: 125  
 Cohesion: 0  
 Phi: 35

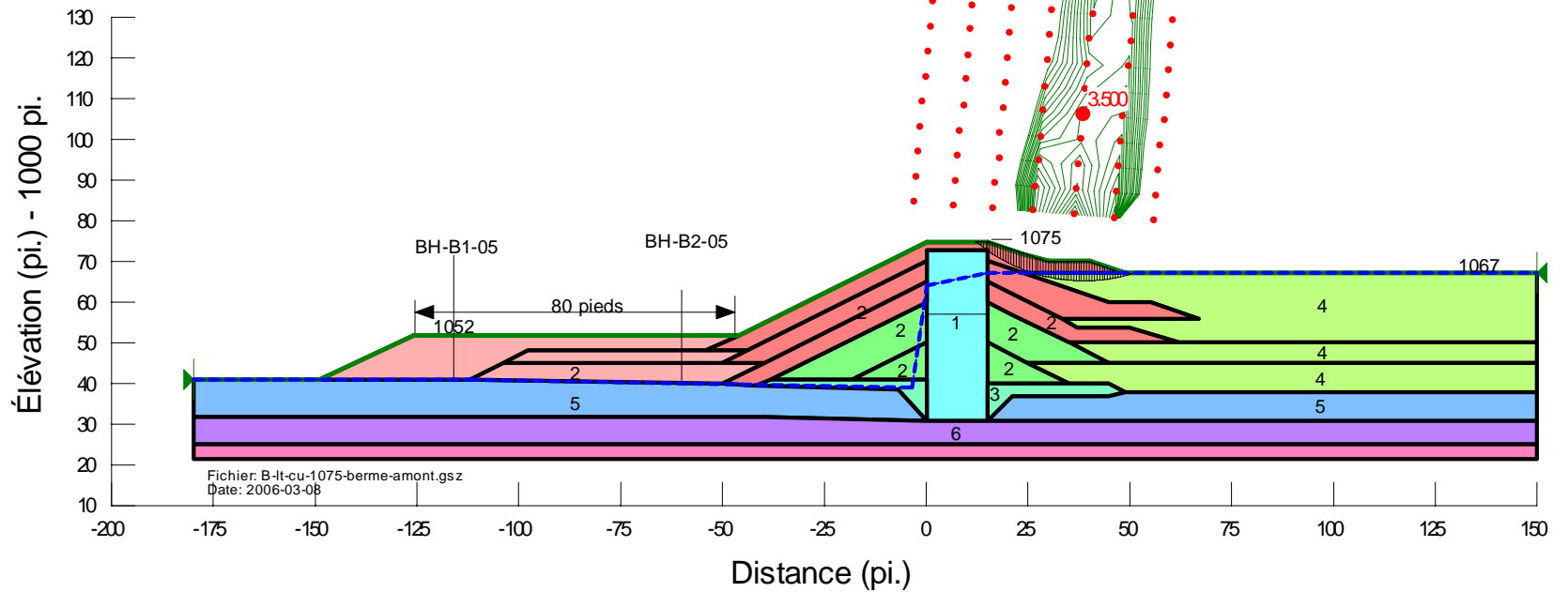
3 Description: Plateforme de sable  
 Wt: 125  
 Cohesion: 0  
 Phi: 35

4 Description: Résidus  
 Wt: 151  
 Cohesion: 0  
 Phi: 33

5 Description: Remblai de résidus  
 Wt: 120  
 Cohesion: 0  
 Phi: 30

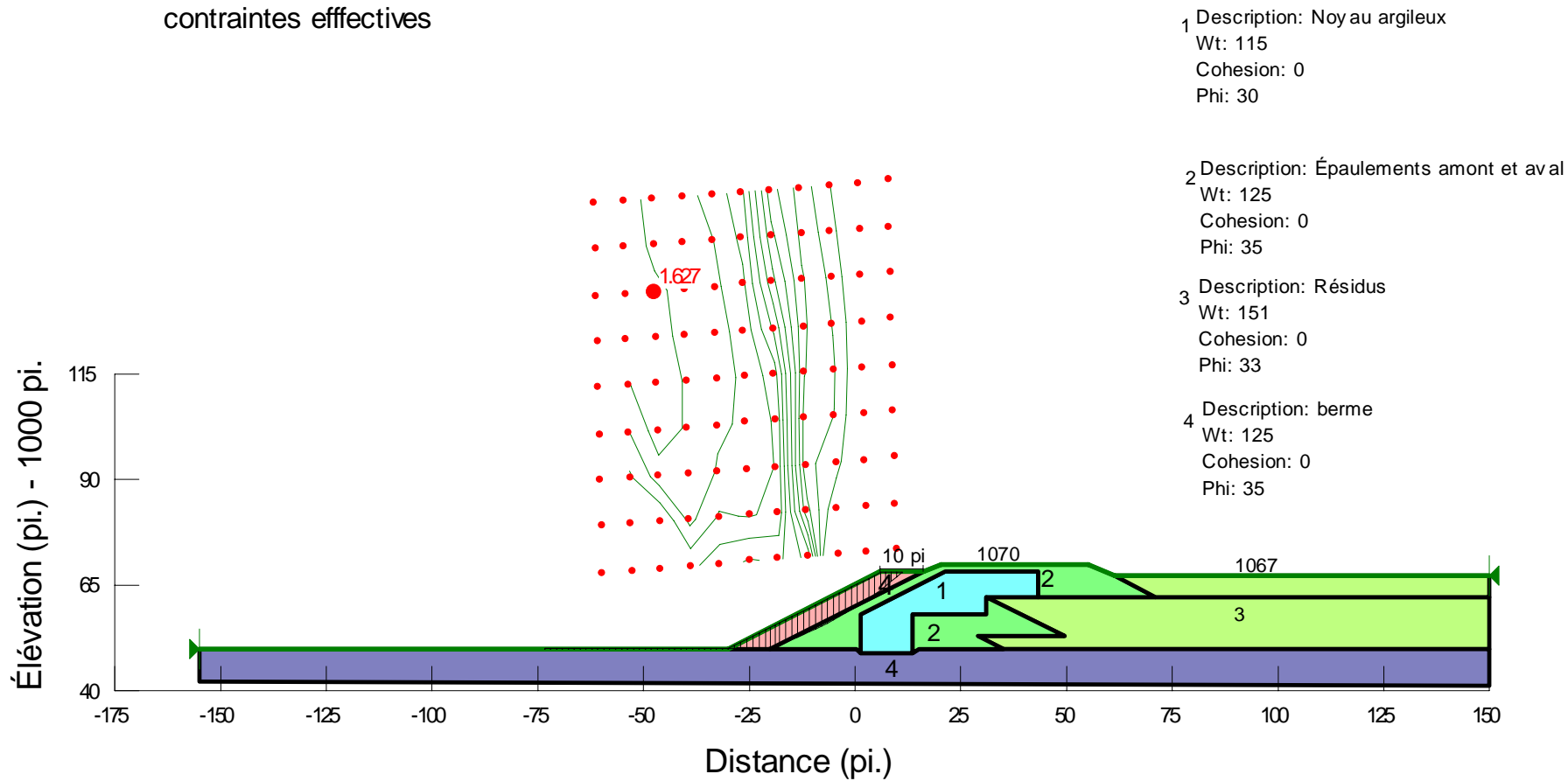
6 Description: Argile silteuse molle  
 Wt: 110  
 Cohesion: 500  
 Phi: 0

Digue B  
 niveau 1075-rupture amont  
 contraintes totales

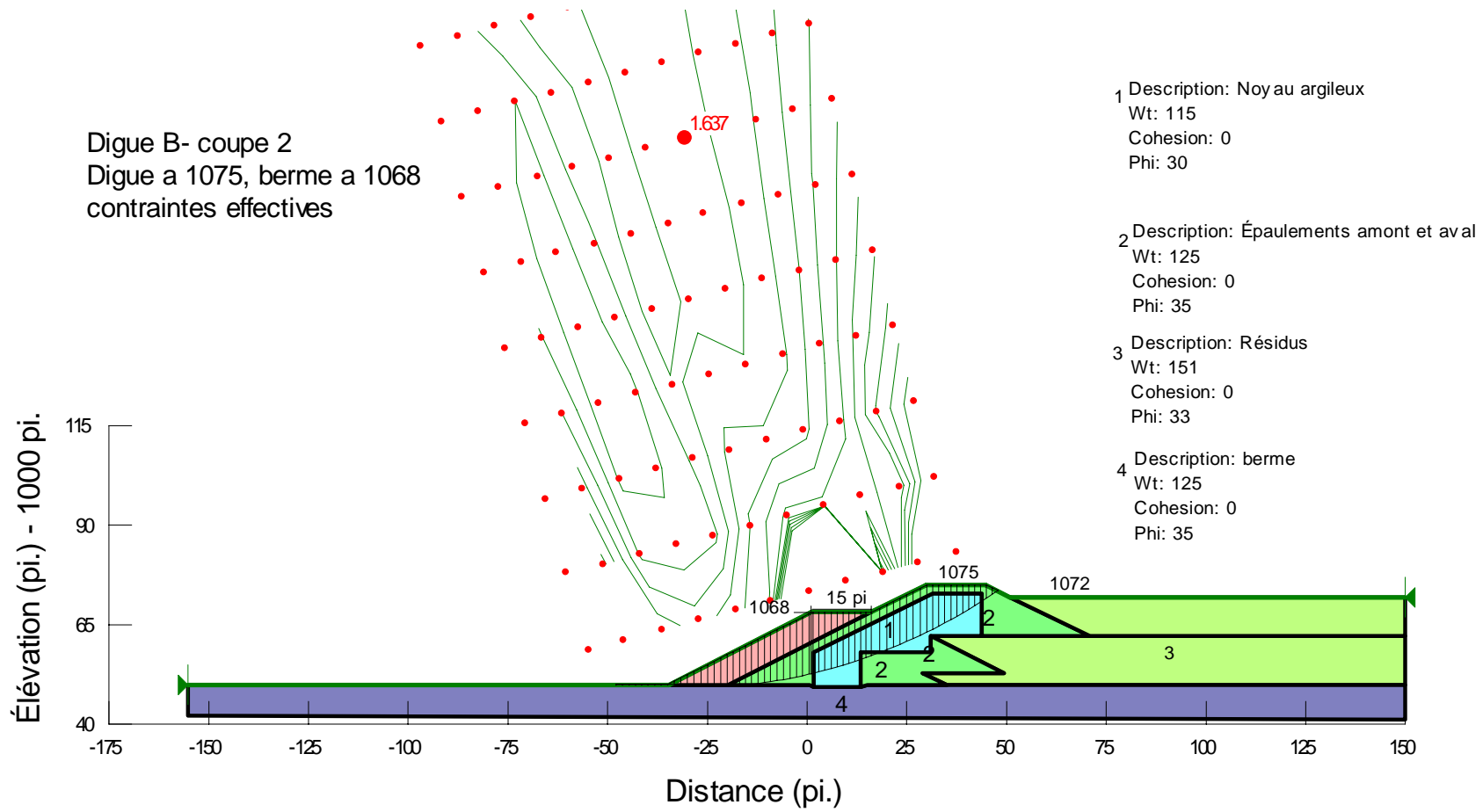




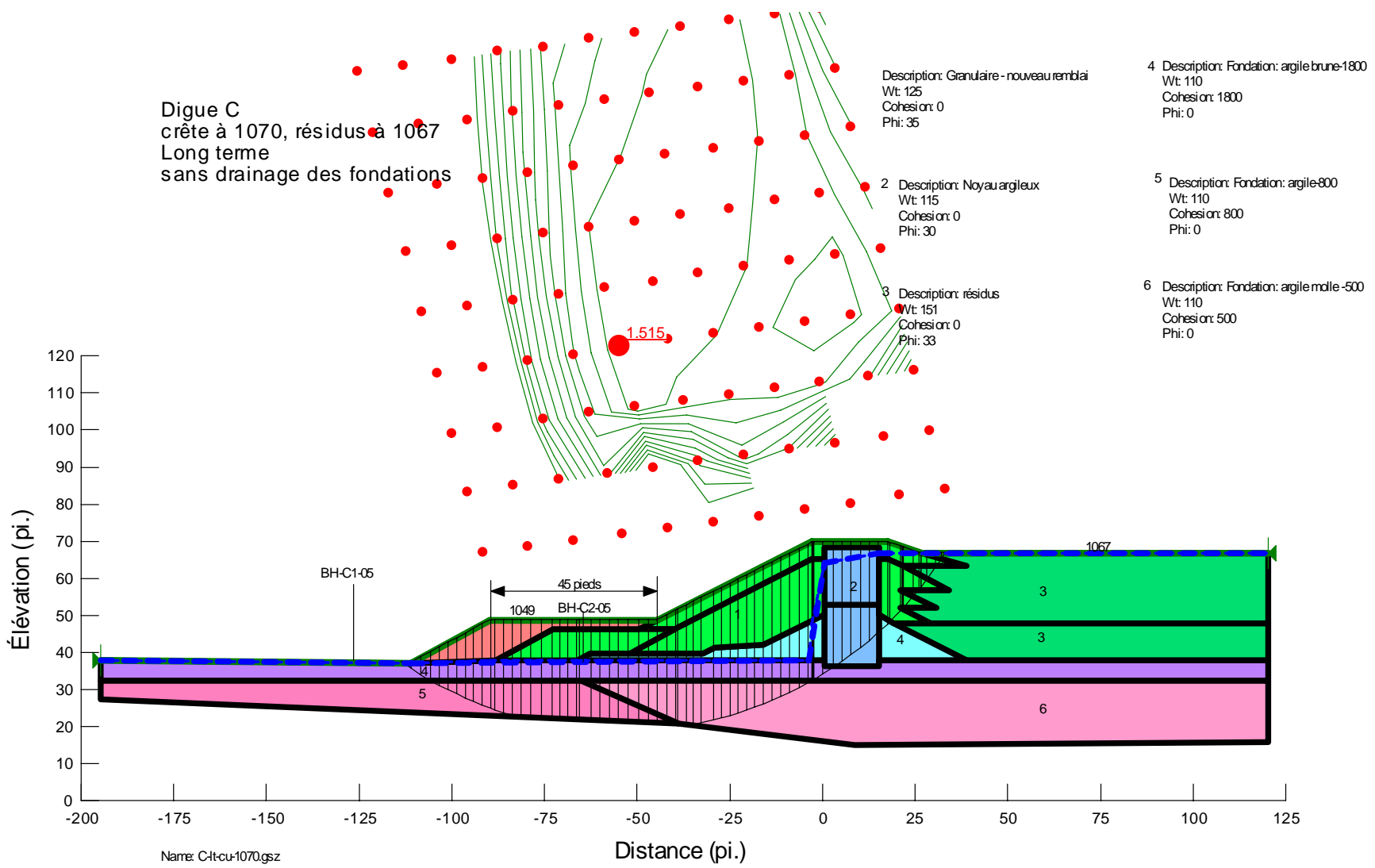
Digue B- coupe 2  
niveau 1070  
contraintes effectives



Fichier: B-LT-1070-coupe 2-mod-p.gsz  
Date: 2006-03-15



Fichier: B-LT-1075-coupe 2-mod-p-berme15.gsz  
Date: 2006-03-15



1 Description: Granulaire - nouveau remblai  
 Wt: 125  
 Cohesion: 0  
 Phi: 35

2 Description: Noyau argileux  
 Wt: 115  
 Cohesion: 1000  
 Phi: 0

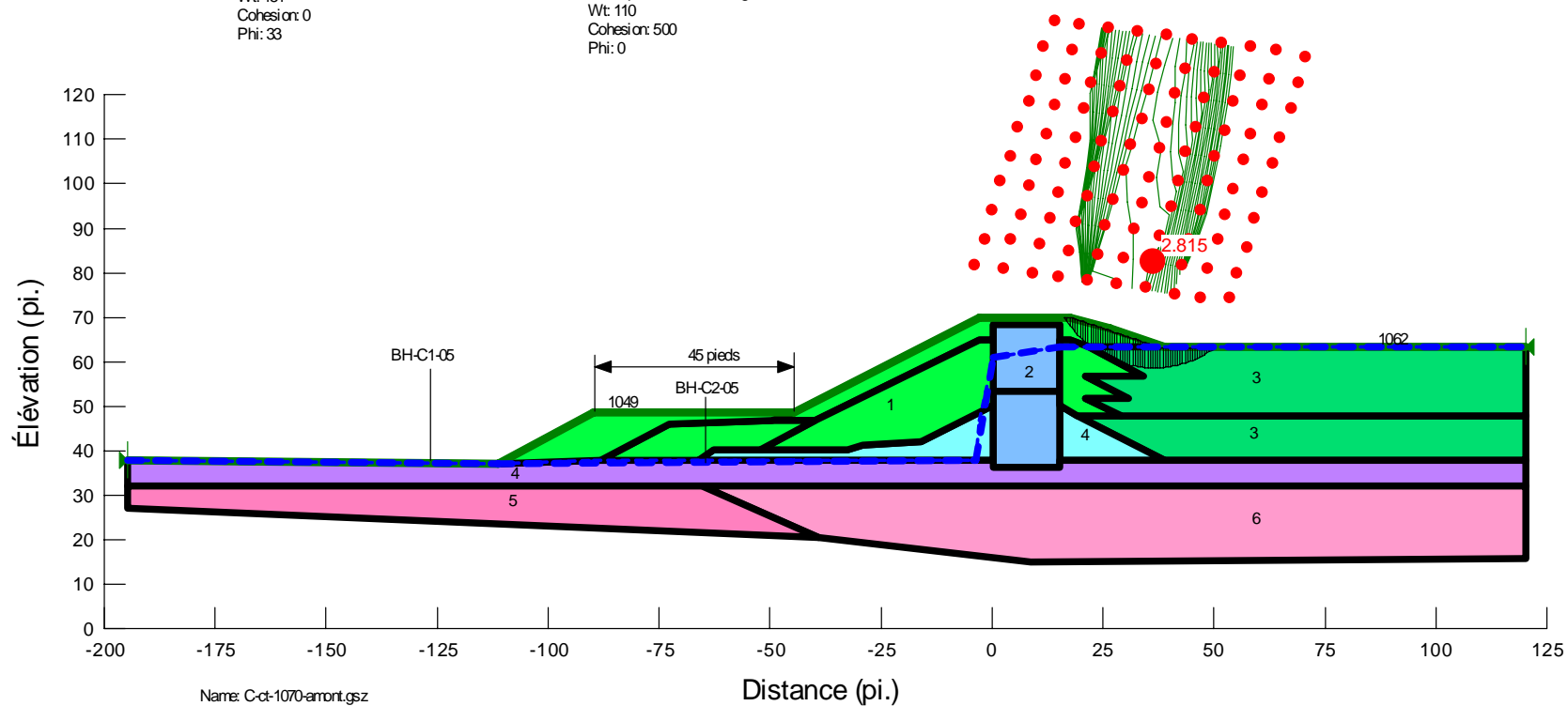
3 Description: résidus  
 Wt: 151  
 Cohesion: 0  
 Phi: 33

4 Description: Fondation: argile brune-1800  
 Wt: 110  
 Cohesion: 1800  
 Phi: 0

5 Description: Fondation: argile-800  
 Wt: 110  
 Cohesion: 800  
 Phi: 0

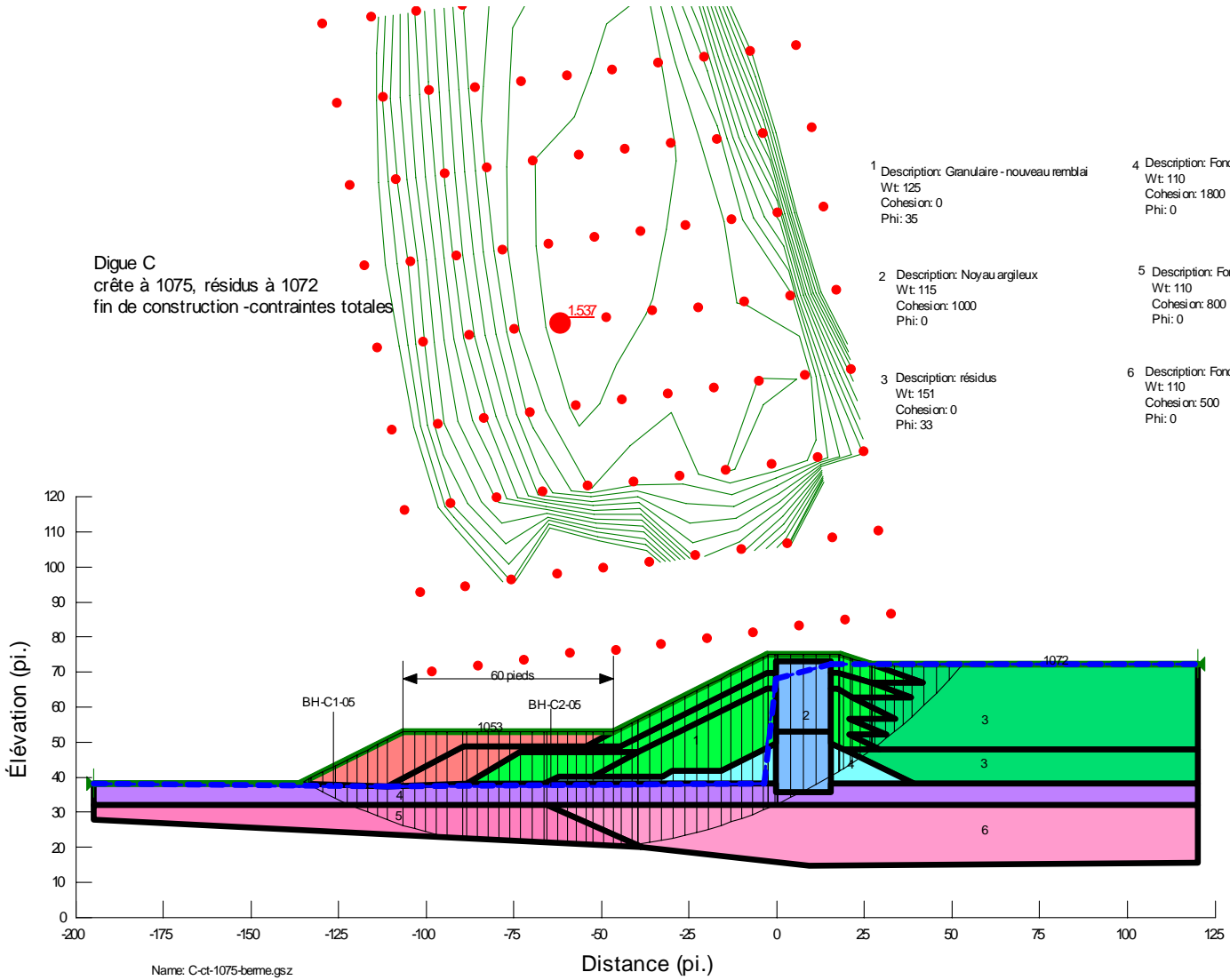
6 Description: Fondation: argile molle-500  
 Wt: 110  
 Cohesion: 500  
 Phi: 0

Digue C  
 crête au niveau 1070-rupture amont  
 contrainte totales

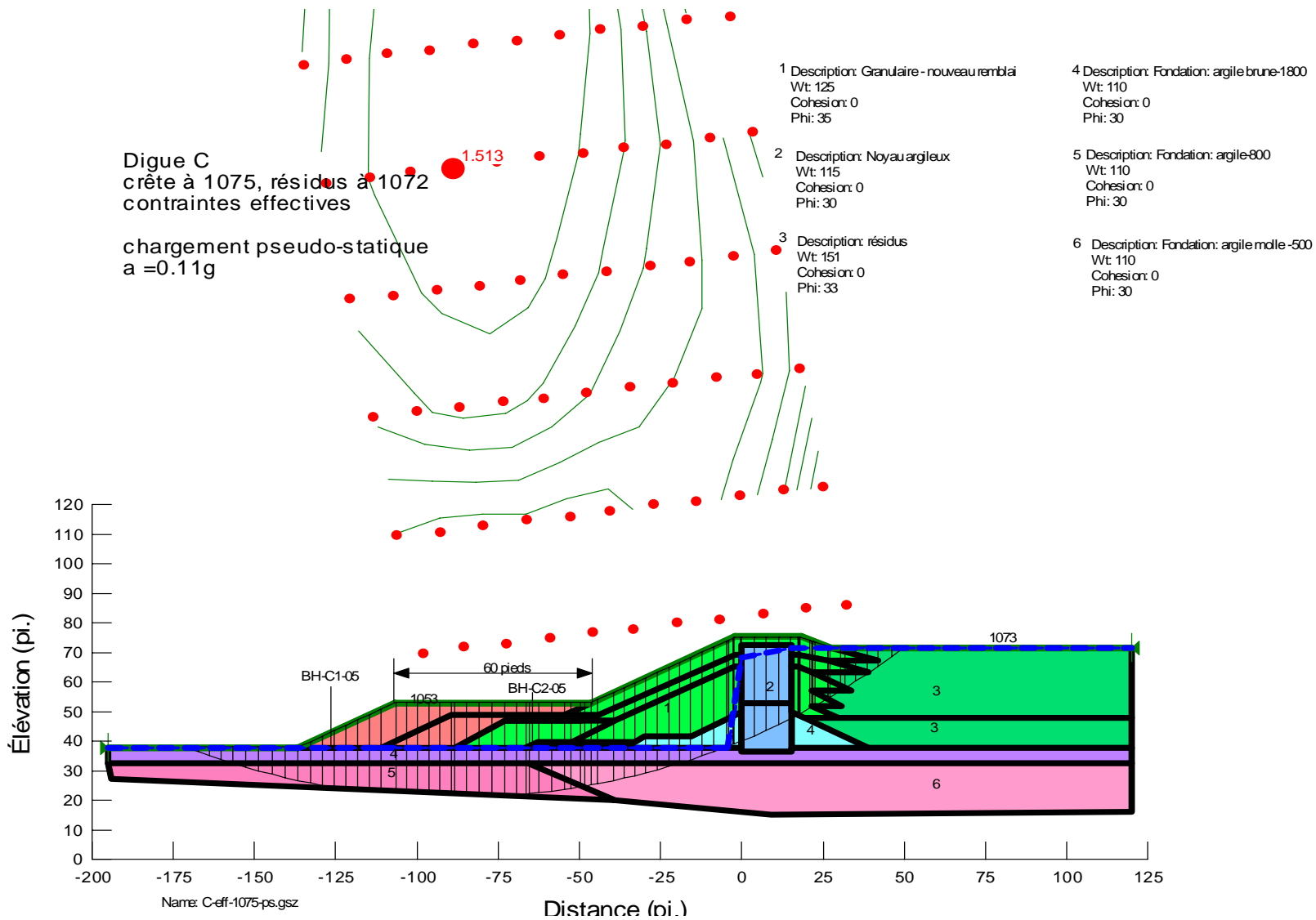


Digue C  
 crête à 1075, résidus à 1072  
 fin de construction -contraintes totales

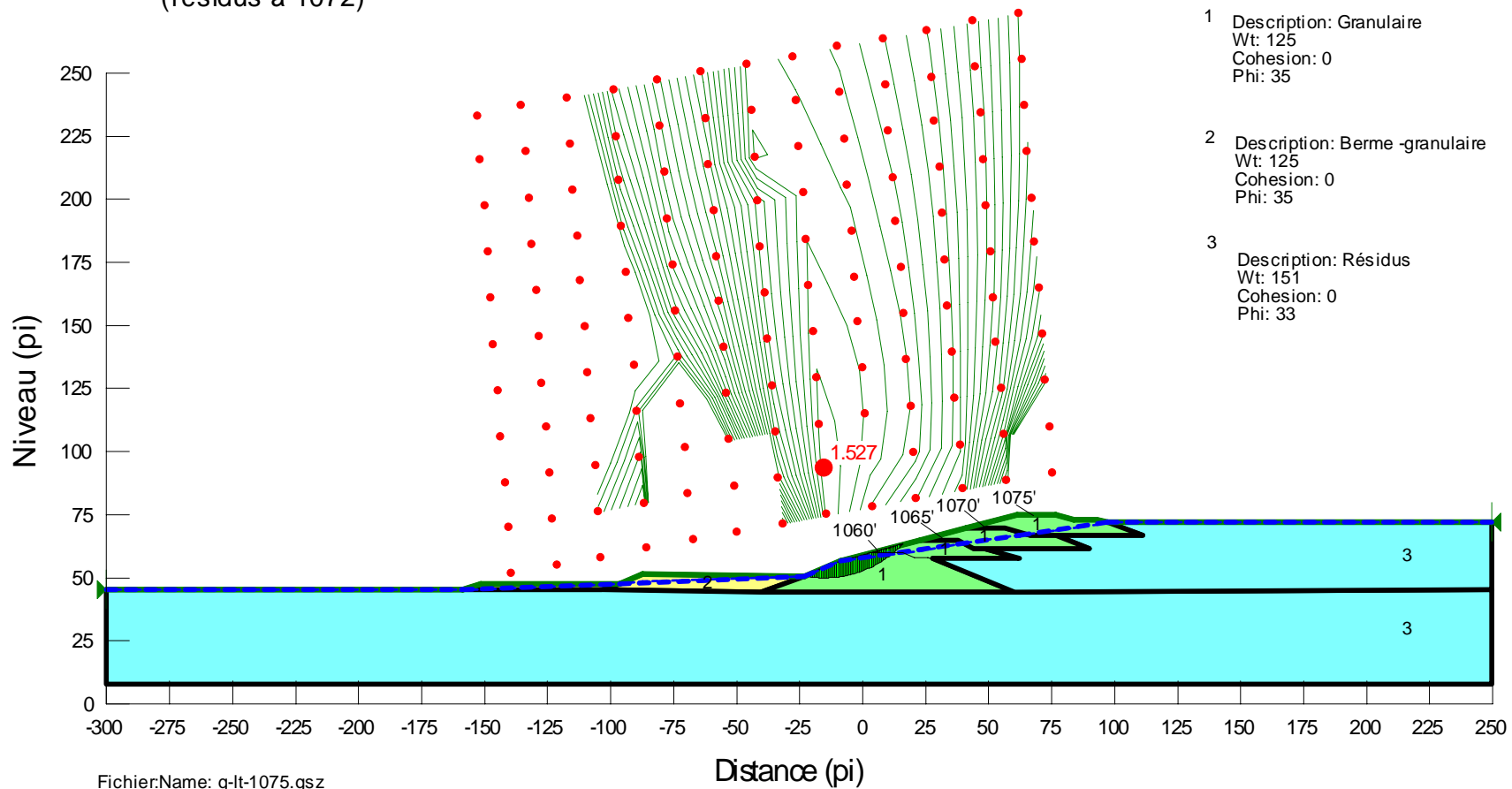
- |   |  |
|---|--|
| 1 Description: Granulaire -nouveau remblai<br>Wt: 125<br>Cohesion: 0<br>Phi: 35 | 4 Description: Fondation: argile brune-1800<br>Wt: 110<br>Cohesion: 1800<br>Phi: 0 |
| 2 Description: Noyau argileux<br>Wt: 115<br>Cohesion: 1000<br>Phi: 0            | 5 Description: Fondation: argile-800<br>Wt: 110<br>Cohesion: 800<br>Phi: 0         |
| 3 Description: résidus<br>Wt: 151<br>Cohesion: 0<br>Phi: 33                     | 6 Description: Fondation: argile molle-500<br>Wt: 110<br>Cohesion: 500<br>Phi: 0   |



Name: C-ct-1075-beeme.gsz



Digue G  
niveau 1075  
contraintes effectives  
(résidus à 1072)

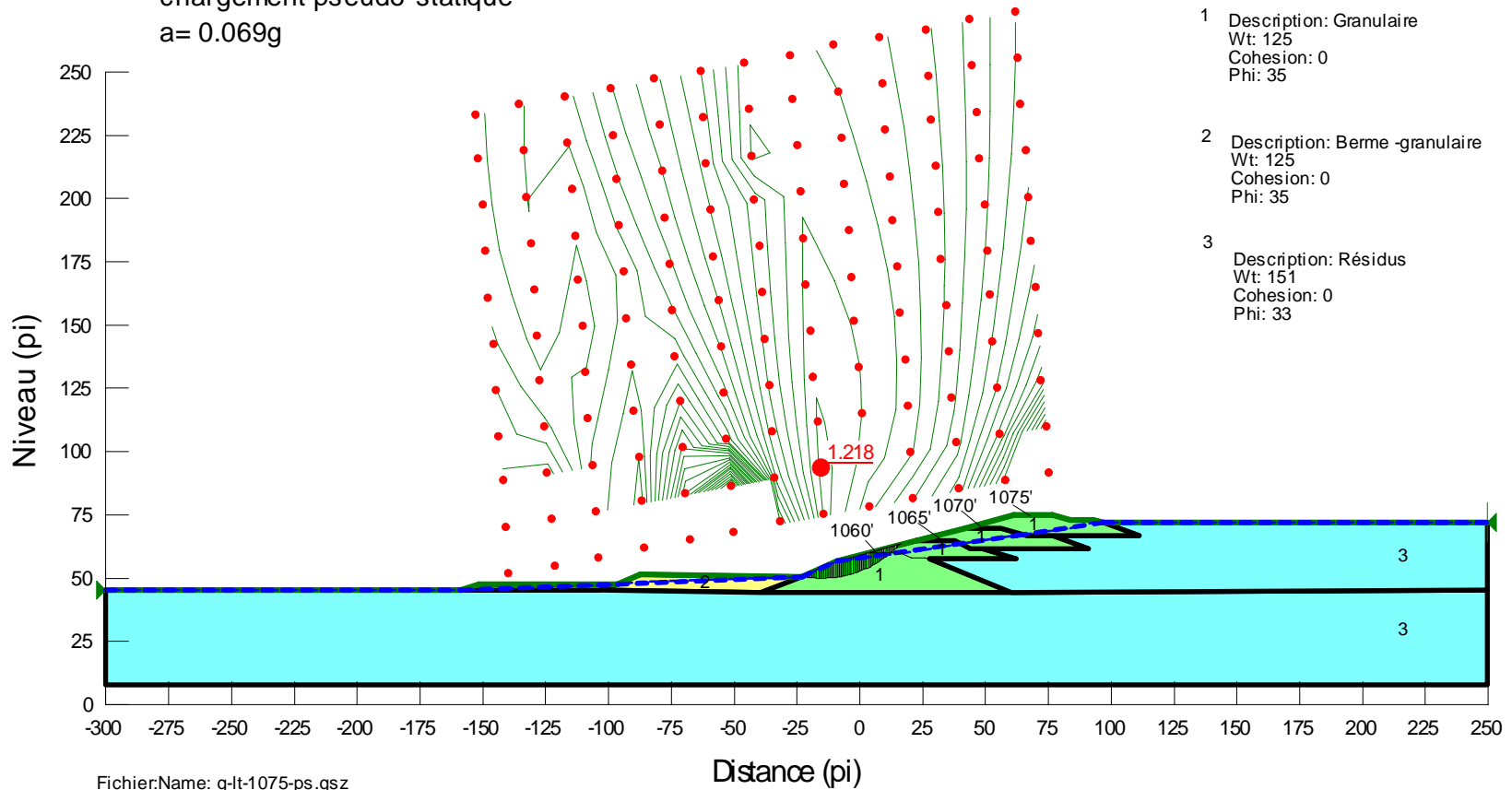


- 1 Description: Granulaire  
Wt: 125  
Cohesion: 0  
Phi: 35
- 2 Description: Berme -granulaire  
Wt: 125  
Cohesion: 0  
Phi: 35
- 3 Description: Résidus  
Wt: 151  
Cohesion: 0  
Phi: 33

Fichier:Name: g-lt-1075.gsz  
Date:Date: 2006-03-16

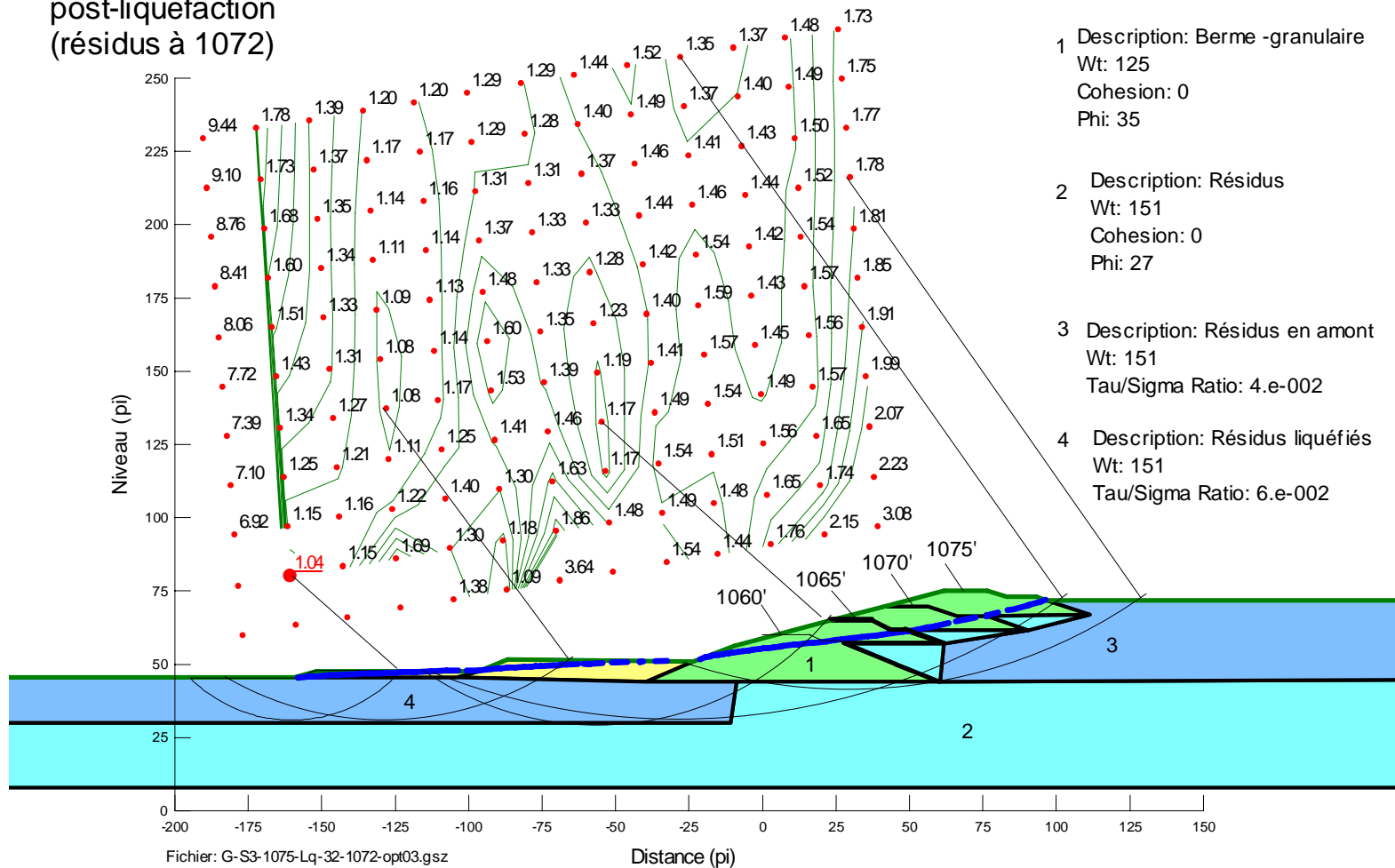
Digue G  
niveau 1075  
contraintes effectives  
(résidus à 1072)

chargement pseudo-statique  
 $a = 0.069g$



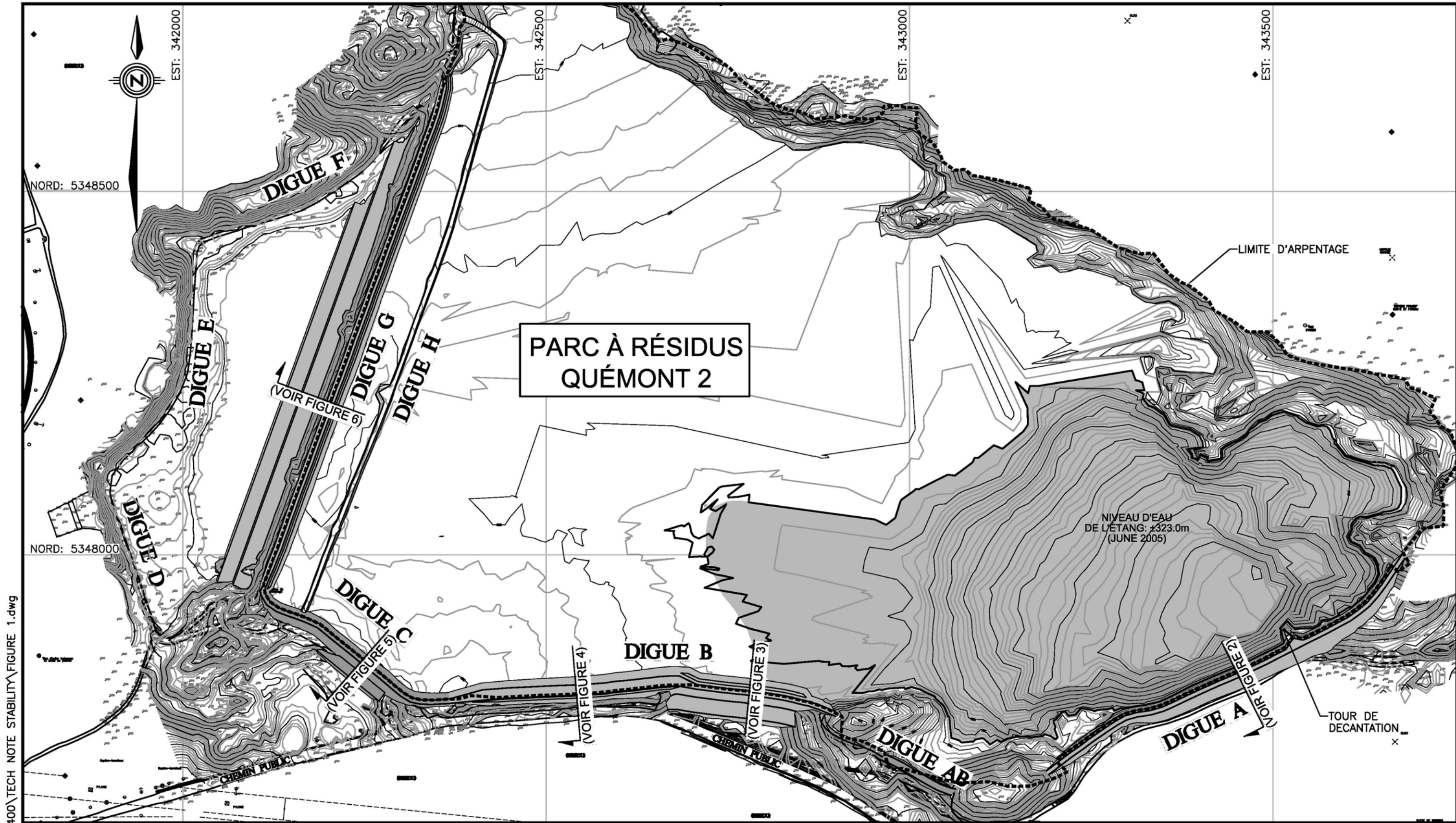


Digue G  
niveau 1075  
post-liquéfaction  
(résidus à 1072)



- 1 Description: Berme -granulaire  
Wt: 125  
Cohesion: 0  
Phi: 35
- 2 Description: Résidus  
Wt: 151  
Cohesion: 0  
Phi: 27
- 3 Description: Résidus en amont  
Wt: 151  
Tau/Sigma Ratio: 4.e-002
- 4 Description: Résidus liquéfiés  
Wt: 151  
Tau/Sigma Ratio: 6.e-002

- Figure 1 – Rehaussement au niveau 1070 pieds, vue en plan
- Figure 2 – Digue A – Coupe type
- Figure 3 – Digue B – Coupe type 1
- Figure 4 – Digue B – Coupe type 2
- Figure 5 – Digue C – Coupe type
- Figure 6 – Digue G – Coupe type
- Figure 7 – Localisation des forages et des essais aux piézocônes



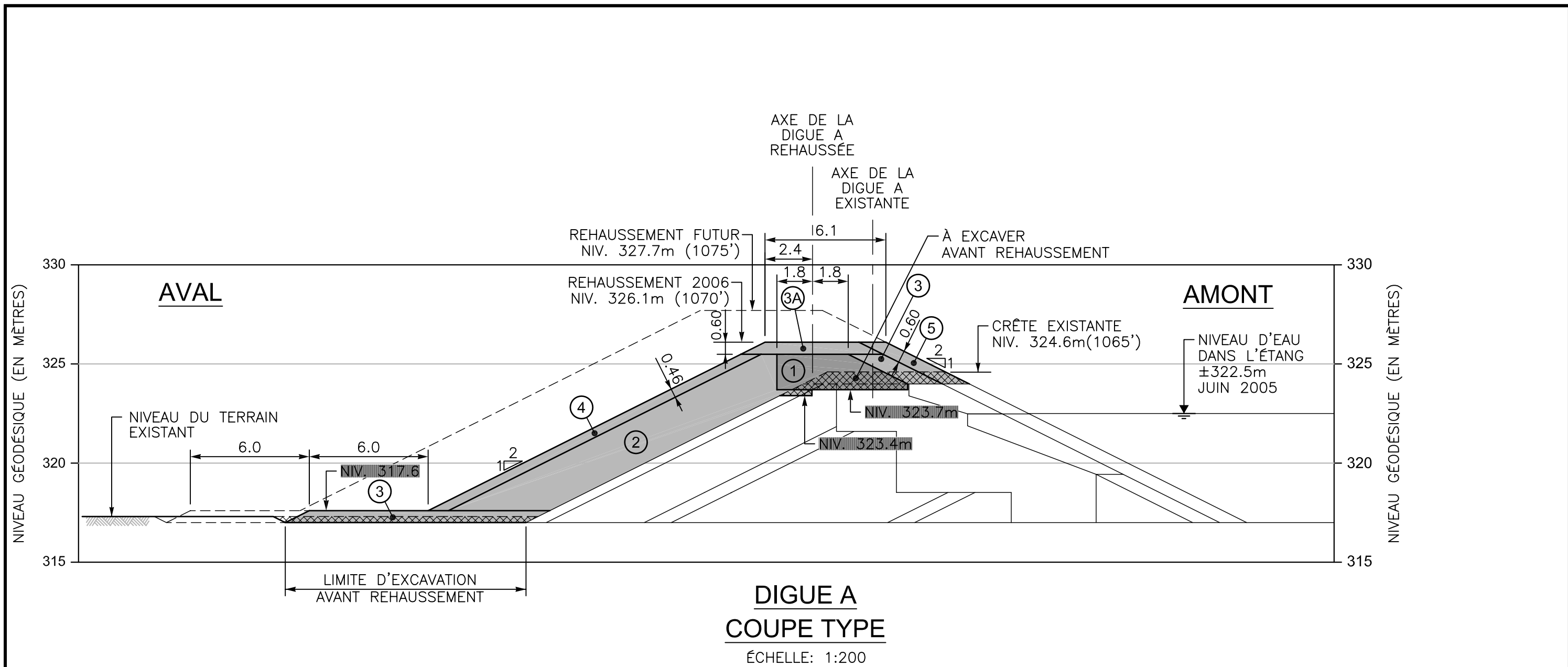
Z:\016993\41 DD\2400\TECH NOTE STABILITY\FIGURE 1.dwg

**PARC À RÉSIDUS QUÉMONT 2**

NIVEAU D'EAU DE L'ÉTANG: ±323.0m (JUNE 2005)

<p>FALCONBRIDGE LIMITÉE, FONDERIE HORNE</p>		<p>Division Mines et Métallurgie  <b>SNC LAVALIN</b>          455, boul. René-Lévesque Ouest          Montréal (Québec)          Canada H2Z 1Z3</p>	
<p>REHAUSSEMENT AU NIVEAU 1070 PIEDS          VUE EN PLAN</p>		<p>DATE: 2006-03-07</p>	<p>ÉCHELLE: 1:5000</p>
<p>FAIT E-V.S.</p>	<p>VERIF. G.A.</p>	<p>APPR. P.G.</p>	<p><b>FIGURE 1</b></p>


Z:\016993\41 DD\2400\TECH NOTE STABILITY\FIGURES 2\_3\_4\_5\_6.dwg



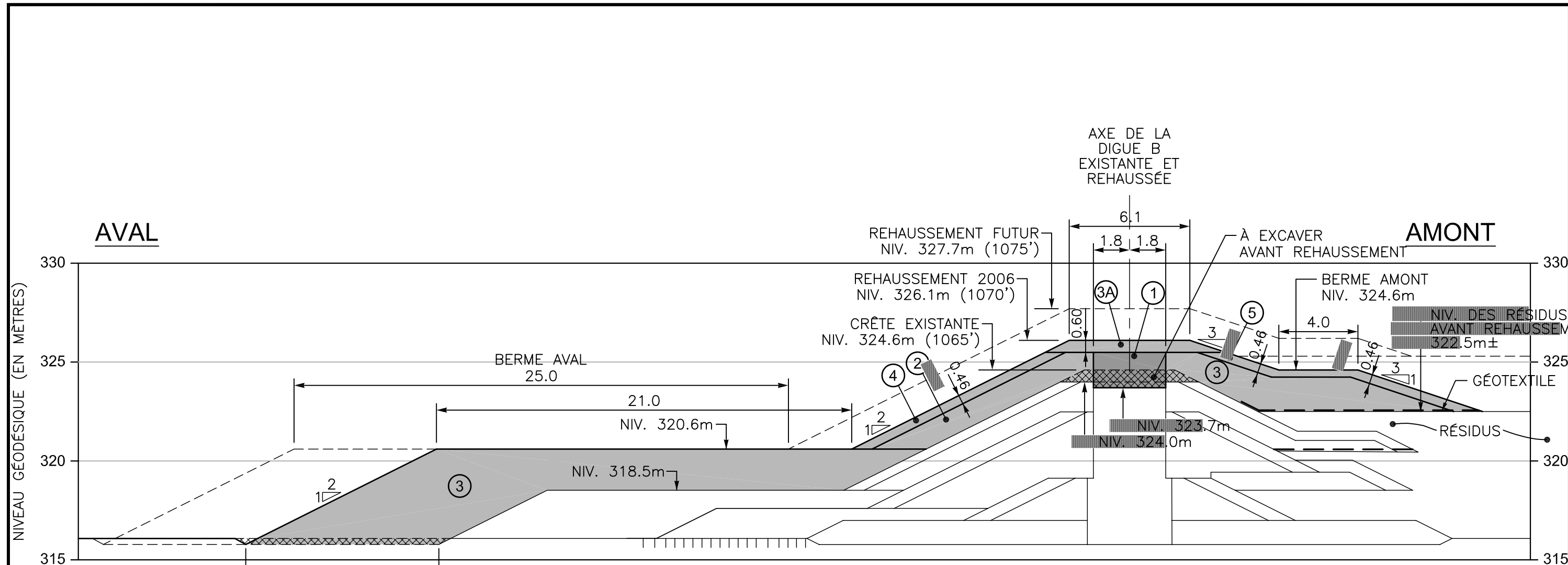
**DIGUE A**  
**COUPE TYPE**  
ÉCHELLE: 1:200

**LÉGENDE**

- ① ARGILE
- ② SABLE ET GRAVIER SÉLECTIONNÉ
- ③ GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ
- ③A GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (COUCHE DE ROULEMENT ET BRETelles D'ACCÈS)
- ③B GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (0-300)
- ④ GRANULAIRE GROSSIER (COUCHE DE PROTECTION)
- ⑤ ENROCHEMENT SÉLECTIONNÉ (RIP RAP)

FALCONBRIDGE LIMITÉE, FONDERIE HORNE		 Division Mines et Métallurgie <b>SNC LAVALIN</b> 455, boul. René-Lévesque Ouest Montréal (Québec) Canada H2Z 1Z3	
<b>DIGUE A</b> <b>COUPE TYPE</b>		DATE: 2006-03-03 ÉCHELLE: 1:200	
		FAIT E-V.S.	VÉRIF. G.A.


Z:\016993\41 DD\2400\TECH NOTE STABILITY\FIGURES 2\_3\_4\_5\_6.dwg



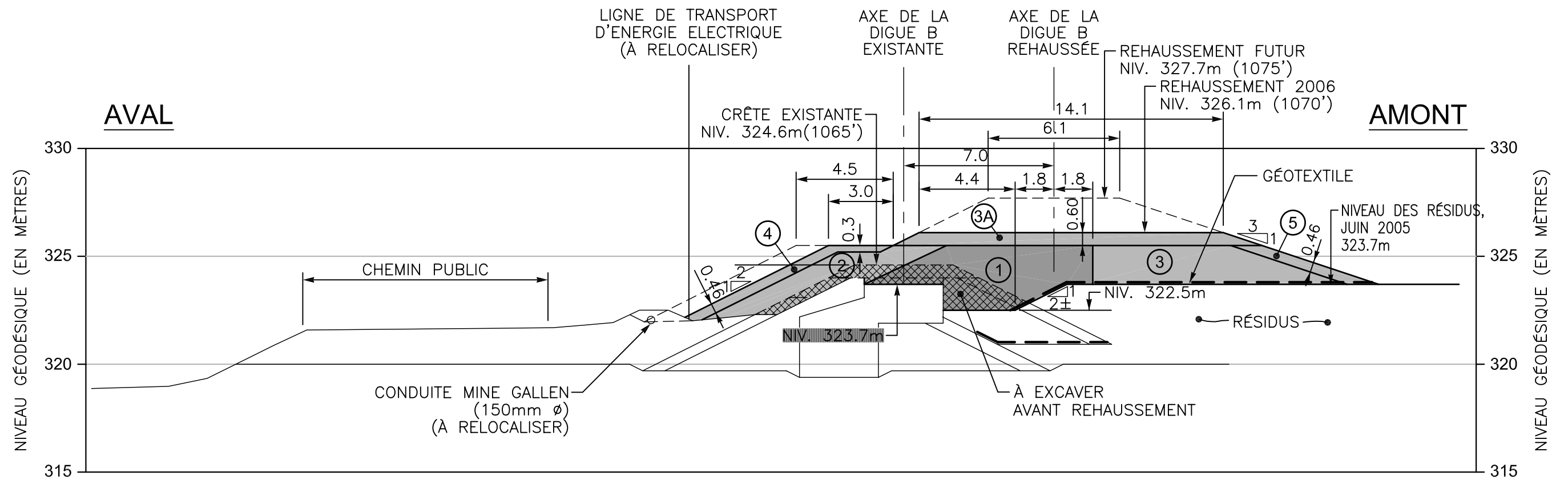
**DIGUE B**  
**COUPE TYPE 1**  
ÉCHELLE: 1:200

**LÉGENDE**

- ① ARGILE
- ② SABLE ET GRAVIER SÉLECTIONNÉ
- ③ GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ
- ③A GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (COUCHE DE ROULEMENT ET BRETelles D'ACCÈS)
- ③B GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (0-300)
- ④ GRANULAIRE GROSSIER (COUCHE DE PROTECTION)
- ⑤ ENROCHEMENT SÉLECTIONNÉ (RIP RAP)

FALCONBRIDGE LIMITÉE, FONDERIE HORNE		 Division Mines et Métallurgie <b>SNC LAVALIN</b> 455, boul. René-Lévesque Ouest Montréal (Québec) Canada H2Z 1Z3	
<b>DIGUE B</b> <b>COUPE TYPE 1</b>		DATE: 2006-03-03 ÉCHELLE: 1:200	
		FAIT E-V.S.	VÉRIF. G.A.


Z:\016993\41 DD\2400\TECH NOTE STABILITY\FIGURES 2\_3\_4\_5\_6.dwg



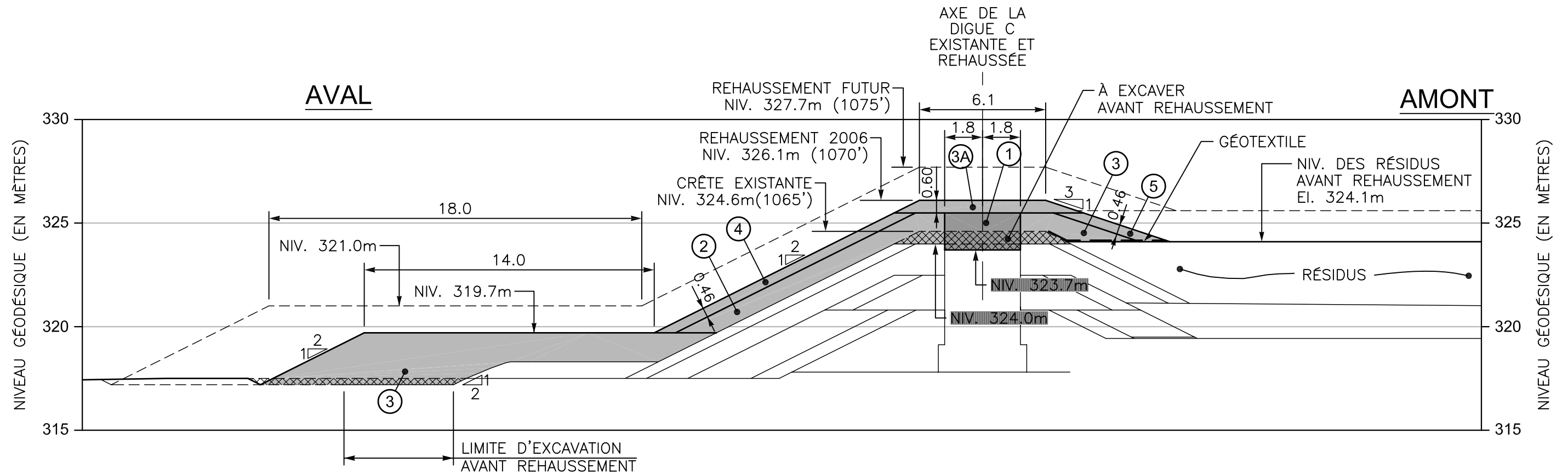
**DIGUE B**  
**COUPE TYPE 2**  
ÉCHELLE: 1:200

**LÉGENDE**

- ① ARGILE
- ② SABLE ET GRAVIER SÉLECTIONNÉ
- ③ GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ
- ③A GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (COUCHE DE ROULEMENT ET BRETelles D'ACCÈS)
- ③B GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (0-300)
- ④ GRANULAIRE GROSSIER (COUCHE DE PROTECTION)
- ⑤ ENROCHEMENT SÉLECTIONNÉ (RIP RAP)

FALCONBRIDGE LIMITÉE, FONDERIE HORNE		 Division Mines et Métallurgie <b>SNC LAVALIN</b> 455, boul. René-Lévesque Ouest Montréal (Québec) Canada H2Z 1Z3	
<b>DIGUE B</b> <b>COUPE TYPE 2</b>		DATE: 2006-03-03 ÉCHELLE: 1:200	
		FAIT E-V.S.	VÉRIF. G.A.

Z:\016993\41 DD\2400\TECH NOTE STABILITY\FIGURES 2\_3\_4\_5\_6.dwg



### DIGUE C COUPE TYPE

ÉCHELLE: 1:200

### LÉGENDE

- ① ARGILE
- ② SABLE ET GRAVIER SÉLECTIONNÉ
- ③ GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ
- ③A GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (COUCHE DE ROULEMENT ET BRETelles D'ACCÈS)
- ③B GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (0-300)
- ④ GRANULAIRE GROSSIER (COUCHE DE PROTECTION)
- ⑤ ENROCHEMENT SÉLECTIONNÉ (RIP RAP)

FALCONBRIDGE LIMITÉE, FONDERIE HORNE

Division Mines et Métallurgie  
**SNC LAVALIN**  
 455, boul. René-Lévesque Ouest  
 Montréal (Québec)  
 Canada H2Z 1Z3

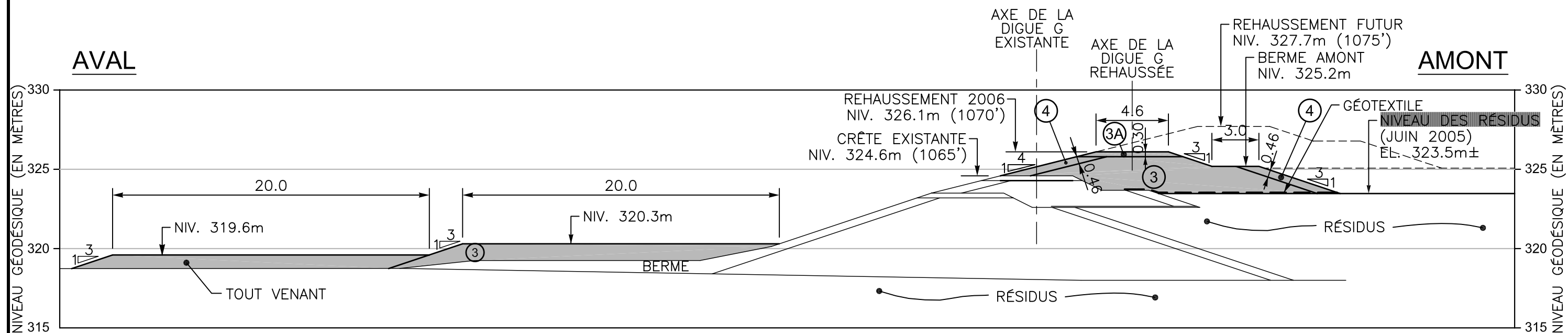
DIGUE C  
COUPE TYPE

DATE: 2006-03-03 ÉCHELLE: 1:200

FAIT E-V.S.	VÉRIF. G.A.	APPR. P.G.
----------------	----------------	---------------

FIGURE 5

Z:\016993\41 DD\2400\TECH NOTE STABILITY\FIGURES 2\_3\_4\_5\_6.dwg



### DIGUE G COUPE TYPE

ÉCHELLE: 1:250

### LÉGENDE

- ① ARGILE
- ② SABLE ET GRAVIER SÉLECTIONNÉ
- ③ GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ
- ③A GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (COUCHE DE ROULEMENT ET BRETelles D'ACCÈS)
- ③B GRANULAIRE SÉLECTIONNÉ (0-300)
- ④ GRANULAIRE GROSSIER (COUCHE DE PROTECTION)
- ⑤ ENROCHEMENT SÉLECTIONNÉ (RIP RAP)

FALCONBRIDGE LIMITÉE, FONDERIE HORNE



Division Mines et Métallurgie  
SNC LAVALIN  
455, boul. René-Lévesque Ouest  
Montréal (Québec)  
Canada H2Z 1Z3

### DIGUE G COUPE TYPE

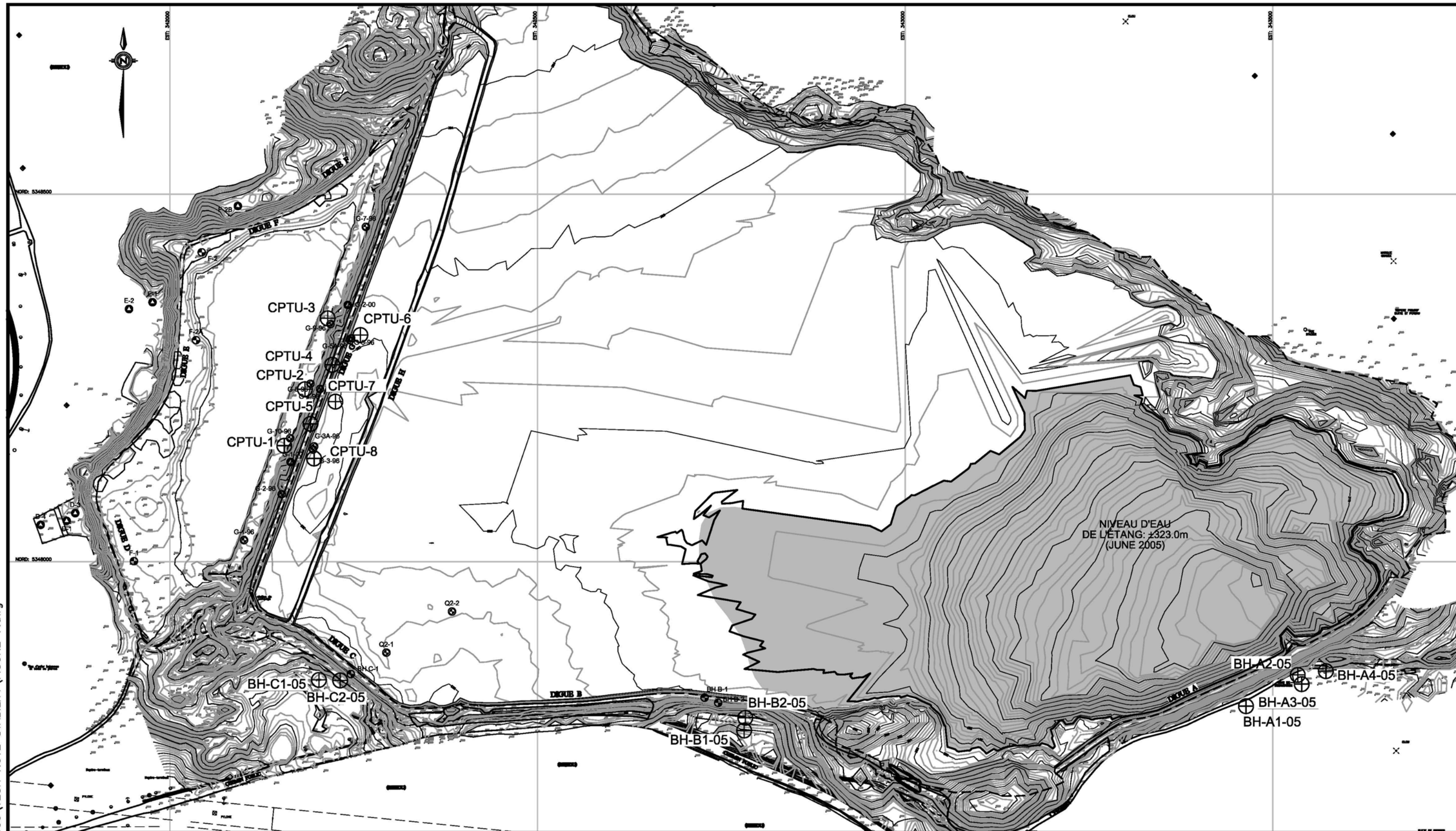
DATE: 2006-03-03 ÉCHELLE: 1:200

FAIT E-V.S.	VÉRIF. G.A.	APPR. P.G.
----------------	----------------	---------------

FIGURE 6



Z:\016993\41 DD\2400\TECH NOTE STABILITY\FIGURE 7.dwg



**LEGENDE**

CPTU-1

ESSAIS AUX PIEZOCONES 2005

BH-A3-05

FORAGES 2005

F-3

ANCIENS FORAGES

G-6-96

F-2C

FALCONBRIDGE, FONDERIE HORNE

**LOCALISATION DES FORAGES ET  
DES ESSAIS AU PIÉZOCONE**



**SNC-LAVALIN**

Division Mines et Métallurgie  
SNC LAVALIN  
455, boul. René-Lévesque Ouest  
Montréal (Québec)  
Canada H2Z 1Z3

DATE: 2006-03-03

ÉCHELLE: 1:5000

FAIT  
E-V.S.

VERIF.  
G.A.

APPR.  
P.G.

**FIGURE 7**



**SNC • LAVALIN**

[www.snclavalin.com](http://www.snclavalin.com)

*Division Mines et Métallurgie*

**SNC-Lavalin inc.**

455, boul. René-Lévesque Ouest

Montréal (Québec)

H2Z 1Z3 Canada

Téléphone: (514) 393-1000

Télécopieur: (514) 390-2765