Apport de la modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de la déformation à long terme d'un massif granitique : Application aux talus de grande hauteur de l'écluse à bateaux permanente au barrage des Trois Gorges (Chine)

Dan Touitou

▶ **To cite this version:**

Dan Touitou. Apport de la modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de la déformation à long terme d'un massif granitique : Application aux talus de grande hauteur de l'écluse à bateaux permanente au barrage des Trois Gorges (Chine). Géologie appliquée. Ecole des Ponts ParisTech, 2002. Français. NNT : . tel-00005682

HAL Id: tel-00005682

https://pastel.hal.science/tel-00005682

Submitted on 5 Apr 2004

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

APPORT DE LA MODELISATION ET DE L'INSTRUMENTATION DANS L'ANALYSE DE LA STABILITE ET DE LA DEFORMATION A LONG TERME D'UN MASSIF GRANITIQUE

Application aux talus de grande hauteur de l'écluse à bateaux permanente du Barrage des Trois Gorges (Chine)

THESE
présentée par
Dan TOUITOU

pour obtenir le grade de

DOCTEUR

de l'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

en GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

Présentée et soutenue publiquement le 11 février 2002 devant le jury composé de :

MM.	**P. EGGER**	**Président**
	A. MONJOIE	**Rapporteur**
	J-P. PIGUET	**Rapporteur**
	J. BILLIOTTE	**Examinateur**
	R. COJEAN	**Examinateur**
	R. STRUILLOU	**Examinateur (Directeur de thèse)**

Avant-propos et remerciements

Arrivé au terme de cette recherche, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes dont l'intervention au cours de ces quatre années a favorisé l'aboutissement de mon travail, à savoir l'ensemble des personnes travaillant au Centre de Géologie de l'Ingénieur (*CGI*) : chercheurs, techniciens et doctorants. J'adresse tout spécialement mes remerciements à Monsieur Michel Deveughèle, directeur du CGI.

En premier lieu, mes remerciements s'adressent à Monsieur Joël Billiotte, Maître de Recherche au *CGI*, pour m'avoir encadré et dirigé durant ces années. Je lui suis particulièrement reconnaissant d'avoir toujours pu me consacrer de son temps lorsque j'avais des questions d'ordre technique ou lorsque je m'évertuais à résoudre des problèmes numériques avec *FLAC*.

Je remercie également Monsieur Roger Cojean, Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris et à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, qui a guidé mon travail avec patience et qui a accepté de relire mon manuscrit.

Je suis également particulièrement reconnaissant envers Monsieur Jean-Alain Fleurisson, Ingénieur de Recherche au *CGI*, qui m'a apporté un indéniable support technique et scientifique, et envers Mesdames Isabelle Thénevin, pour sa contribution essentielle au projet, et Martine Audiguier, pour sa disponibilité et ses conseils judicieux.

Je souligne que ce travail a été réalisé dans le cadre d'un programme de recherche soutenu par le gouvernement français et *CTGPC* (China Yangtze Three Gorges Project Development Corporation) – Département de la Coopération internationale. De nombreux résultats d'analyse présentés dans cette thèse ont profité des discussions fructueuses qui ont eu lieu au sein de ce groupe de travail, composé pour la partie française de : Roger Cojean, chef de projet, Jean-Alain Fleurisson, Isabelle Thénevin, Joël Billiotte, Yaojun Caï, Marcel Arnould et moi-même.

Je tiens tout spécialement à exprimer mes plus sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner mon travail. Monsieur Peter Egger, Professeur à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne m'a honoré en présidant le jury. Monsieur Albéric Monjoie, Professeur à l'Université de Liège et Monsieur Jack-Pierre Piguet, Professeur à l'Ecole des Mines de Nancy, en tant que rapporteurs de mon travail, ont témoigné leur intérêt et leur confiance pour ce travail. Plus particulièrement, je remercie Monsieur Struillou d'avoir accepté de tenir le rôle de directeur de thèse officiel. Enfin je remercie Monsieur Joël Billiotte et Monsieur Roger Cojean de participer à ce jury en tant qu'examinateurs.

En quatre ans, j'ai côtoyé de nombreux stagiaires et doctorants au sein du CGI. En particulier, je remercie Gwennou, Pascal et Nicolas pour les fructueux échanges d'idées et le partage de nos déboires informatiques. Je remercie Yaojun Caï, qui m'a énormément appris sur *FLAC* et sur le Projet des Trois Gorges, ainsi que Hervé Wright qui m'a devancé de quelques semaines pour la soutenance de sa thèse.

Je remercie également M. P Veltz, Directeur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, ainsi que M. Eymard puis M. A. Neveu, Directeurs de la Recherche et M. N. Bouleau, Président du Collège doctoral, pour la bourse de recherche qui m'a été attribuée.

Enfin, un grand merci (et non des moindres !) à mes parents, à ma sœur et à ma grand-mère, ainsi qu'à Myriam et à mes amis pour m'avoir encouragé et soutenu durant ces années.

Résumé

Sa construction achevée (prévue pour fin 2003), l'écluse à bateaux permanente du Barrage des Trois Gorges mesurera environ 1 600 mètres de long, avec des pentes pouvant dépasser par endroits les 150 mètres de hauteur.

Afin de modéliser le comportement mécanique d'une section de cette imposante structure (le profil 17-17'), une double étude a été réalisée et a permis, dans un premier temps, de déterminer les mécanismes de rupture susceptibles d'affecter la stabilité des hautes pentes (*DEGRÉS* – calcul à l'équilibre limite) puis, dans un second temps, d'évaluer la déformation des parois inclinées (*FLAC* – code aux différences finies).

La complémentarité de ces deux méthodes numériques a contribué à une vision plus globale et bien plus complète du comportement mécanique complexe du massif granitique au niveau du profil 17-17'. Notamment, l'étude de stabilité préliminaire a permis une meilleure compréhension du rôle respectif des grandes discontinuités et de la petite fracturation, des conditions de drainage hydraulique et du facteur sismique dans les mécanismes de rupture potentiels détectés. Ces résultats ont été pris en considération lors de la préparation des modèles numériques utilisés avec *FLAC*.

Les calculs de déformabilité s'appuient sur une méthodologie structurée, caractérisée par une évolution progressive des simulations numériques, depuis le modèle élastoplastique continu jusqu'au modèle viscoélastoplastique, discontinu, avec renforcements mécaniques. La comparaison des résultats de calcul avec une partie des données d'instrumentation – principalement les déplacements mesurés au niveau de 11 bornes topographiques installées sur les parois du profil 17-17' – a été l'élément essentiel permettant de valider le passage d'un modèle numérique à l'autre.

Globalement, les calculs font apparaître une bonne concordance des résultats numériques avec ces données d'instrumentation, qui s'est améliorée au fur et à mesure de l'avancée dans la complexification des modèles.

Cependant, on insistera sur le fait que seule une partie des bornes topographiques (celles localisées sur les hautes pentes) a pu être interprétée par la méthodologie développée. Cela traduit que le comportement de zones telle que le noyau central ne peut être reproduit, soit en raison de différences de conditions aux limites ou de comportements mécaniques non pris en compte, soit pour des raisons liées aux procédures d'acquisition des données.

Table des matières

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation du Projet des Trois Gorges 3

1 Le barrage, l'écluse à bateaux permanente 3
1.1 Historique et caractéristiques des ouvrages 3
1.1.1 Historique du Projet des Trois Gorges 5
1.1.2 Localisation 7
1.1.3 Contrôle des crues 8
1.1.4 Production d'énergie 9
1.1.5 Amélioration de la navigation fluviale 10
1.1.6 L'écluse à bateaux permanente 11
1.2 Géologie générale, caractéristiques des masses rocheuses 12
1.2.1 Au niveau du Barrage des Trois Gorges 12
1.2.2 Au niveau de l'écluse à bateaux permanente 13
1.3 Conditions hydrauliques et hydrogéologiques 14
1.4 Cadre sismo-tectonique 16

2 Conception de l'écluse à bateaux et paramètres de dimensionnement 18
2.1 Cadre général 18
2.1.1 Inclinaison et hauteur des pentes 18
2.1.2 Processus d'excavation 20
2.1.3 Caractéristiques de construction 20
2.1.3.1 Conditions de drainage hydraulique 20
2.1.3.2 Renforcements mécaniques systématiques 20
2.1.3.3 Bétonnage du noyau central 21
2.2 Le profil 17-17' 21
2.2.1 Présentation 21
2.2.2 Description topographique et géologique du profil 17-17' 22
2.2.3 Schéma de l'écluse à bateaux permanente, au niveau du profil 17-17' 25
2.2.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la masse rocheuse 25
2.2.4.1 Paramètres élastoplastiques de la masse rocheuse fracturée 25
2.2.4.2 Paramètres viscoélastiques de la matrice rocheuse 26
2.2.4.3 Etude de la zone de décompression 27
2.2.5 Relevé des principales familles de discontinuités et failles majeures 28
2.2.6 Schéma d'excavation réel 30
2.2.7 Caractéristiques du projet au niveau du profil 17-17' 32
2.2.7.1 Conditions de drainage hydraulique 32
2.2.7.2 Renforcements mécaniques systématiques 33
2.2.7.3 Bétonnage du noyau central 34
2.2.8 Suivi du comportement du massif : instrumentation 35

3 Conclusions 36

Chapitre II : Analyse de la stabilité de l'excavation de l'écluse à bateaux 37

1 Introduction 37

2 Les modèles géométriques 38
2.1 Analyse de la stabilité des pentes moyennes, au niveau du profil 17-17' 38
2.2 Analyse de la stabilité des gradins, au niveau du profil 17-17' 39
2.3 Analyse de la stabilité du noyau central, au niveau du profil 17-17' 41

3 Les familles de discontinuités et les fractures 42
3.1 Modèle de petite fracturation numéro 1 42
3.2 Modèle de petite fracturation numéro 2 43
3.3 Prise en compte des failles majeures 43
3.4 Les paramètres mécaniques des failles 45

4 Configurations hydrogéologiques 46

5 Les situations dynamiques 47
5.1 L'approche pseudo-statique 47
5.2 Influence du facteur sismique sur le calcul du coefficient de sécurité dans le cas d'une rupture plane 47
5.3 Amplitude des efforts dynamiques appliqués aux calculs de stabilité 48
5.4 Effets de sites topographiques – étude bibliographique 48
5.5 Effets de site au niveau du profil 17-17' 50

6 Résumé des modèles analysés avec le logiciel DEGRÉS 51

7 Présentation et analyse des résultats de calcul 52
7.1 Les pentes du versant nord 52
7.2 Les pentes du versant sud 53
7.3 Le mur vertical du versant nord 55
7.4 Le mur vertical du versant sud 56
7.5 Les murs verticaux du noyau central 59

8 Conclusions sur l'analyse de stabilité 61
8.1 Introduction 61
8.2 Analyse générale des résultats 61
8.3 Analyse générale du rôle des paramètres mécaniques 62
8.4 Analyse générale du rôle des conditions hydrogéologiques 63
8.5 Analyse générale du rôle des conditions sismiques 64
8.6 Conclusions 64

Chapitre III : Déformation des parois de l'écluse à bateaux 67

1 Introduction 67

2 Systèmes de coordonnées 68

3 Les tests préliminaires 69
3.1 Choix de la taille du modèle 69
3.1.1 Introduction 69
3.1.2 Caractéristiques géométriques du profil 17-17' 69
3.1.3 Application et maintien d'un champ de contraintes initiales 70
3.1.4 Détermination d'une taille optimale pour représenter le profil 17-17' 70
3.1.5 Présentation des résultats 71
3.1.6 Analyse et exploitation des résultats 73
3.2 Finesse du maillage 74
3.2.1 Gains appréciables sur les temps de calcul 74
3.2.2 Importance du rapport de forme 75
3.2.3 Effets de la transition 2D/3D 76
3.3 Choix des conditions aux limites 77
3.3.1 Conditions aux limites en contraintes 77
3.3.2 Conditions aux limites en déplacements 78
3.3.3 Conditions aux limites retenues 79
3.4 Conclusions 80

4 Les modèles « massif continu » 82
4.1 Introduction 82
4.2 Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb 82
4.2.1 Introduction 82
4.2.2 Caractéristiques géométriques de la grille FLAC 82
4.2.3 Initialisation des contraintes 84

4.2.3.1 Influence de la topographie sur le champ de contraintes initiales 84
4.2.3.2 Contraintes initiales imposées par les mesures in situ 85
4.2.4 Détermination des phases d'excavation 87
4.2.5 Prise en compte de l'affaiblissement des matériaux 89
4.2.6 Paramètres mécaniques utilisés 90
4.2.7 Ajout d'une surface piézométrique 91
4.2.8 Présentation des résultats 92
4.2.9 Analyse des résultats (annexe E-1 – modèle MC1) 93
4.2.9.1 Analyse des contraintes 93
4.2.9.2 Analyse de la plasticité 94
4.2.9.3 Analyse des déplacements cumulés 96
4.2.9.4 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation 97
4.2.9.5 Conclusions 101

5 Les modèles « massif rocheux fracturé » 102
5.1 Introduction 102
5.2 Prise en compte des principales failles majeures 102
5.2.1 Construction d'une nouvelle grille FLAC 102
5.2.2 Effets de la transition 2D/3D 104
5.2.3 Paramètres mécaniques des failles 104
5.2.4 Analyse des résultats (annexe E-2 – modèle MC2) 105
5.2.4.1 Analyse des contraintes 105
5.2.4.2 Analyse du comportement de la faille F1 105
5.2.4.3 Analyse du comportement de la faille F5 : 108
5.2.4.4 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation 108
5.2.4.5 Conclusions 110
5.3 Prise en compte des familles de discontinuités (Hoek-Brown) 110
5.3.1 Introduction 110
5.3.2 Paramètres mécaniques de Hoek-Brown 110
5.3.3 Mise à jour des variables de Hoek-Brown, dans le modèle de Mohr-Coulomb 111
5.3.4 Analyse des résultats (annexe E-3 – modèle HB2) 111
5.3.4.1 Analyse des contraintes et de la plasticité 111
5.3.4.2 Analyse des déplacements cumulés 112
5.3.4.3 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation 113
5.4 Scénario d'excavation détaillé 115
5.4.1 Introduction 115
5.4.2 Présentation des résultats 116
5.4.3 Analyse des résultats (annexe E-4 – modèle HB3) 116
5.4.3.1 Analyse des contraintes et de la plasticité 116
5.4.3.2 Analyse des déplacements cumulés 117
5.4.3.3 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation 117
5.4.3.4 Conclusions 119

6 Les modèles prenant en compte de la viscosité 121
6.1 Introduction 121
6.2 Le modèle viscoélastoplastique de Burger 121
6.3 Adaptation et ajustement des paramètres mécaniques 122
6.4 Gestion du temps réel 125
6.5 Présentation des résultats 125
6.6 Analyse des résultats (annexe E-5 – modèle BU3) 125
6.6.1 Analyse des contraintes et de la plasticité 125
6.6.2 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation 126
6.6.3 Conclusions 130

7 Les modèles avec renforcements mécaniques 131
7.1 Introduction 131
7.2 Positionnement des renforcements mécaniques issus de la conception de l'ouvrage 131
7.3 Effet de la transition 2D/3D 133
7.4 Paramètres mécaniques des renforcements 133
7.5 Analyse des résultats (annexes E-6, E-7 et E-8 – modèle BU4) 134
7.5.1 Analyse des contraintes et de la plasticité 134
7.5.2 Analyse générale des déformations dues aux renforcements mécaniques 134

7.5.3 Analyse particulière de l'influence des renforcements mécaniques sur le comportement du parement vertical sud et de la faille F1 137
7.5.4 Analyse particulière de l'influence des renforcements mécaniques sur le comportement du noyau central et de la faille F5 138
7.5.5 Evolution à long terme des déplacements calculés au niveau des bornes topographiques 139
7.5.6 Conclusions 140

8 Les modèles dynamiques 142
8.1 Introduction 142
8.2 Présentation du modèle utilisé pour les calculs dynamiques 142
8.3 Conditions aux limites et amortissement 143
8.4 Correction de la ligne de base 143
8.5 Application du signal corrigé 146
8.6 Présentation des résultats 147
8.7 Analyse des résultats (annexe E-9 – modèles DY1 et DY2) 148
8.7.1 Analyse générale des déplacements au sein du massif rocheux 148
8.7.2 Analyse du comportement du sommet du versant sud et de la faille F215 152
8.7.3 Analyse du comportement du noyau central et de la faille F5 153
8.7.4 Analyse des effets de site topographiques 156

9 Conclusions sur l'analyse de la déformation des parois de l'écluse à bateaux 159

Conclusion générale 165

Références bibliographiques 169

Annexe 1 : Les méthodes numériques

Volume II :

annexe A : Caractérisation des discontinuités issue du rapport géologique CTGPC (1997)

annexe B : Renforcements mécaniques sur les pentes et les murs verticaux

annexe C : Mesures d'instrumentation d'après les relevés in situ effectués par CWRC

annexe D : Méthodes de classification des masses rocheuses fracturées

annexe E-1 : Résultats des calculs réalisés sur le modèle MC1 (Mohr-Coulomb sans faille)

annexe E-2 : Résultats des calculs réalisés sur le modèle MC2 (Mohr-Coulomb avec failles)

annexe E-3 : Résultats des calculs réalisés sur le modèle HB2 (Hoek-Brown avec failles)

annexe E-4 : Résultats des calculs réalisés sur le modèle HB3 (Hoek-Brown optimisé)

annexe E-5 : Résultats des calculs réalisés sur le modèle BU3 (Burger sans renforcements)

annexe E-6 : Résultats des calculs réalisés sur le modèle BU4 (Burger avec renforcements)

annexe E-7 : Influence des éléments de renforcement sur le comportement des failles F1 et F5

annexe E-8 : Comportement à long terme des modèles visqueux BU4 et BU5

annexe E-9 : Résultats de l'analyse dynamique

Liste des figures

Figure I-1 : Carte administrative de la Chine 3
Figure I-2 : Plan schématique du Projet des Trois Gorges 5
Figure I-3 : Localisation des 15 sites initiaux de projets de barrage le long du Yangtze 6
Figure I-4: Localisation des principales villes et infrastructures le long de la retenue du BTG 8
Figure I-5 : Section schématique de l'ascenseur à bateaux 10
Figure I-6 : Chantiers de construction de l'écluse à bateaux temporaire 11
Figure I-7 : Vue schématique verticale de l'écluse à bateaux permanente 11
Figure I-8 : Relevé des failles majeures au niveau des chambres 2 et 3 13
Figure I-9 : Précipitations dans la région du CTGP, entre août 1995 et octobre 2000 14
Figure I-10 : Précipitations cumulées dans la région du CTGP, entre août 1995 et octobre 2000 15
Figure I-11 : Coupe transversale schématique de l'écluse à bateaux 18
Figure I-12 : Carte topographique d'un tronçon de l'écluse à bateaux 19
Figure I-13: Localisation du profil 17-17' 21
Figure I-14 : Vue transversale à grande échelle du profil 17-17' 22
Figure I-15 : Coupe transversale du profil 17-17' 23
Figure I-16 : Constitution en minéraux fondamentaux de la masse rocheuse 26
Figure I-17 : Schéma d'excavation réel au niveau du profil 17-17' 31
Figure I-18 : Volumes (par mètre linéaire) de roches excavées, au niveau du profil 17-17' 31
Figure I-19 : Localisation des galeries et tunnels de drainage sur le profil 17-17' 32
Figure I-20 : Schématisation des galeries de drainage 33
Figure I-21 : Positionnement des renforcements mécaniques (câbles, ancrages et carapace de béton) au niveau du profil 17-17' 34
Figure I-22 : Localisation des instruments de surveillance sur les pentes et dans le massif, au niveau du profil 17-17' 35
Figure II-1 : Vue schématique 3D du modèle géométrique global du profil 17-17' utilisé dans DEGRÉS 39
Figure II-2 : Vue schématique 2D du modèle géométrique global du profil 17-17' utilisé dans DEGRÉS 39
Figure II-3 : Vue schématique 3D du modèle géométrique détaillé du profil 17-17' utilisé dans DEGRÉS 40
Figure II-4 : Vue schématique 2D du modèle géométrique détaillé du profil 17-17' utilisé dans DEGRÉS 40
Figure II-5 : Vue schématique 2D et caractéristiques du modèle géométrique représentant le noyau central au niveau du profil 17-17', dans DEGRÉS 41
Figure II-6 : Diffraction d'une onde plane incidente SV sur un coin 49
Figure II-7 : Résultats de l'analyse de stabilité pour le mécanisme de rupture plane le long de la faille F1 57
Figure II-8 : Résultats de l'analyse de stabilité pour le mécanisme de rupture en dièdre 2P le long des familles s1 et s3 58
Figure II-9 : Résultats de l'analyse de stabilité pour le mécanisme de rupture plane le long de la faille T19 60
Figure III-1 : Systèmes de coordonnées utilisés par CTGPC et par le logiciel FLAC 68
Figure III-2 : Modèle préliminaire 5 000 m × 2 000 m, avant et après l'excavation du profil 17-17' 71
Figure III-3 : Variation de la contrainte horizontale en fonction de la profondeur du modèle 72
Figure III-4 : Variation de la contrainte verticale en fonction de la profondeur du modèle 72
Figure III-5 : Variation des contraintes horizontale et verticale en fonction de la distance à l'axe central 73
Figure III-6 : Subdivision de l'élément quadrilatère e deux paires d'éléments triangulaires 75
Figure III-7 : Exemples de déformations acceptable et inacceptable 75
Figure III-8 : Tracé des profils 16-16', 17-17' et 18-18' 76
Figure III-9 : Conditions aux limites en contraintes, sur un modèle 3 000m × 1 000m 78
Figure III-10 : Conditions aux limites en déplacements, sur un modèle 3 000m × 1 000m 78
Figure III-11 : Contraintes horizontales, au terme de la consolidation du modèle FLAC, pour les deux types de conditions aux limites envisagés 79
Figure III-12 : Variations du pas de grille FLAC, entre les zones A, B et C 83
Figure III-13 : Influence de la topographie sur la réponse mécanique d'un massif rocheux lors de sa consolidation 84
Figure III-14 : Contraintes lithostatiques et contraintes recalculées à partir des mesures in situ 86
Figure III-15 : Découpage des 14 étapes de construction du profil 17-17' 87

Figure III-16 : Correspondances entre les 14 étapes de calcul des modèles numériques FLAC et l'excavation réelle du profil 17-17' 88
Figure III-17 : Zones d'affaiblissement des matériaux autour du profil 17-17' à l'étape finale 90
Figure III-18 : Niveaux piézométriques au niveau du profil 17-17', à l'état initial et à l'étape finale 91
Figure III-19 : Evolution des forces non équilibrées au cours de l'excavation, pour le modèle MC1 93
Figure III-20 : Courbes d'isovaleurs des contraintes principales maximales pour le modèle MC1 94
Figure III-21 : Indicateurs de plasticité au terme de l'excavation (étape 14), pour le modèle MC1 95
Figure III-22 : Déplacements horizontaux cumulés au niveau du mur vertical sud, pour le modèle MC1 96
Figure III-23 : Déplacements horizontaux cumulés au niveau du noyau central, pour le modèle MC1 97
Figure III-24 : Déplacements mesurés et calculés avec le modèle MC1, au niveau de la borne TP12 98
Figure III-25 : Déplacements mesurés et calculés avec le modèle MC1, au niveau de la borne TP26 98
Figure III-26 : Déplacements mesurés et calculés avec le modèle MC1, au niveau de la borne TP29 99
Figure III-27 : Déplacements mesurés et calculés avec le modèle MC1, au niveau de la borne TP97 101
Figure III-28 : Modélisation du profil 17-17' prenant en compte la présence des failles majeures 103
Figure III-29 : Evolution du glissement le long de la faille F1 pour le modèle MC2 (étapes 10, 11 et 14) 106
Figure III-30 : Déplacements horizontaux mesurés dans la direction AA, le long du tube de l'inclinomètre IN16GP02 107
Figure III-31 : Déplacements horizontaux mesurés dans la direction BB, le long du tube de l'inclinomètre IN16GP02 108
Figure III-32 : Vecteurs déplacements calculés avec les modèles MC1 et MC2, sur le versant sud 109
Figure III-33 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles MC1 et MC2, près de la borne TP28 109
Figure III-34 : Indicateurs de plasticité au terme de l'excavation (étape 14), pour le modèle HB2 112
Figure III-35 : Evolution du glissement le long de la faille F1 pour le modèle HB2 (étapes 10, 11 et 14) 113
Figure III-36 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles MC2 et HB2, près de la borne TP28 114
Figure III-37 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles MC2 et HB2, près de la borne TP12 114
Figure III-38 : Evolution des forces non équilibrées au cours de l'excavation, pour les modèles HB2 et HB3 117
Figure III-39 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles HB2 et HB3, près de la borne TP28 118
Figure III-40 : Comparaison entre les déplacements mesurés, ceux calculés avec le modèle HB3 et la différence de niveau entre les chambres nord et sud, au niveau des bornes TP97 et TP70 119
Figure III-41 : Comportement visqueux du massif rocheux au niveau de l'écluse à bateaux temporaire 122
Figure III-42 : Comportement théorique à long terme du modèle viscoélastoplastique de Burger 123
Figure III-43 : Evolution des forces non équilibrées au cours de l'excavation, pour le modèle BU3 126
Figure III-44 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles HB3 et BU3, près de la borne TP28 127
Figure III-45 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles HB3 et BU3, près de la borne TP26 127
Figure III-46 : Déplacements mesurés et déplacements totaux calculés avec les modèles HB3 et BU3, près de la borne TP26 128
Figure III-47 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles HB3 et BU3, près de la borne TP70 129
Figure III-48 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles HB3 et BU3, près de la borne TP11 129
Figure III-49 : Déplacements horizontaux et verticaux, liés à la présence des renforcements mécaniques sur le versant nord, pour les modèles de Burger 135
Figure III-50 : Déplacements horizontaux et verticaux, liés à la présence des renforcements mécaniques sur le versant sud, pour les modèles de Burger 135
Figure III-51 : Déplacements horizontaux et verticaux, liés à la présence des renforcements mécaniques sur les parements verticaux et le noyau central, pour les modèles de Burger 136
Figure III-52 : Déplacement tangentiel relatif et rupture le long de la faille F1, entre décembre 1997 et novembre 2000, pour les modèles de Burger 138
Figure III-53 : Ouverture des joints au niveau de la faille F5 pour les modèles de Burger 138
Figure III-54 : Déplacements calculés à long terme avec les modèles BU4 et BU5, près de la borne TP11 139
Figure III-55 : Accélérogramme initial issu de mesures in situ 144
Figure III-56 : Accélérogramme corrigé appliqué aux modèles dynamiques FLAC 145
Figure III-57 : Spectres de puissance des accélérogrammes original et corrigé 146
Figure III-58 : Localisation des points de mesure analysés pour les modèles dynamiques 147
Figure III-59 : Déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques, pour le modèle DY1 149
Figure III-60 : Déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques, pour le modèle DY1 149
Figure III-61 : Déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques, pour le modèle DY2 150
Figure III-62 : Déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques, pour le modèle DY2 150
Figure III-63 : Vecteurs déplacements à l'instant t = 30 secondes pour le modèle DY1 151
Figure III-64 : Vecteurs déplacements à l'instant t = 30 secondes pour le modèle DY2 151
Figure III-65 : Déplacement tangentiel (cumulé) et zones de plasticité au niveau du versant sud et de la faille F215, à l'instant t = 30 secondes, pour les modèles dynamiques 152

Figure III-66 : Ouverture des joints et zones de plasticité au niveau du noyau central et de la faille F5, à l'instant t = 30 secondes, pour les modèles dynamiques _____ *153*
Figure III-67 : Déplacement relatif le long des murs verticaux du noyau central, pour le modèle DY1 _____ *154*
Figure III-68 : Déplacement relatif au sommet et à la base du noyau central, pour le modèle DY1 _____ *154*
Figure III-69 : Déplacement relatif le long des murs verticaux du noyau central, pour le modèle DY2 _____ *155*
Figure III-70 : Déplacement relatif au sommet et à la base du noyau central, pour le modèle DY2 _____ *155*
Figure III-71 : Représentation exagérée (×25) de la déformation du noyau central et déplacements cumulés au terme de la sollicitation, pour les modèles dynamiques _____ *156*
Figure III-72 : Accélérations horizontales calculées près des bornes TP71 et TP70, pour le modèle DY1 ___ *157*
Figure III-73 : Accélérations horizontales calculées près des bornes TP98 et TP29, pour le modèle DY1 ___ *158*

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Programme général prévisionnel de construction du CTGP 7
Tableau I-2 : Données concernant la perméabilité des différentes zones granitiques 15
Tableau I-3 : Tenseur de perméabilité concernant les masses rocheuses fracturées dans la zone de l'écluse à bateaux permanente 16
Tableau I-4 : Perméabilité des veines, structures perméables 16
Tableau I-5 : Intensités et accélérations de pic correspondant aux probabilités d'occurrence 17
Tableau I-6 : Géométrie des gradins, sur les versants nord et sud du profil 17-17' 25
Tableau I-7 : Paramètres élastoplastiques de la masse rocheuse, pour les 4 zones d'altérations 26
Tableau I-8 : Paramètres de fluage, pour les 4 zones d'altération 27
Tableau I-9 : Paramètres élastoplastiques de la matrice rocheuse pour les zones de décompression au niveau du profil 17-17' 28
Tableau I-10 : Epaisseur de la zone décomprimée sur les parements verticaux 28
Tableau I-11 : Localisation des principales failles majeures et paramètres mécaniques associés 29
Tableau I-12 : Caractéristiques des fractures sur les pentes du profil 17-17' 30
Tableau I-13 : Caractéristiques des fractures dans les galeries de drainage 30
Tableau I-14 : Inventaire des galeries de drainage au niveau du profil 17-17' 33
Tableau I-15 : Localisation des galeries de drainage et des tunnels de transport, sur les versants nord et sud du profil 17-17' 33
Tableau II-1 : Caractéristiques du modèle géométrique numéro 1 38
Tableau II-2 : Caractéristiques du modèle géométrique numéro 2 40
Tableau II-3 : Caractéristiques géométriques des familles de discontinuités constituant le modèle de petite fracturation numéro 1 42
Tableau II-4 : Caractéristiques géométriques des familles de discontinuités constituant le modèle de petite fracturation numéro 2 43
Tableau II-5 : Failles principales considérées dans l'analyse de stabilité 44
Tableau II-6 : Paramètres mécaniques utilisés pour les familles de discontinuités 45
Tableau II-7 : Valeurs des coefficients sismiques utilisées dans l'analyse de stabilité 48
Tableau II-8 : Cas étudiés à l'aide du logiciel DEGRES 51
Tableau II-9 : Détection des risques de rupture pour les pentes du versant nord 52
Tableau II-10 : Détection des risques de rupture pour les pentes du versant sud 54
Tableau II-11 : Détection des risques de rupture pour le mur vertical du versant nord 55
Tableau II-12 : Détection des risques de rupture pour le mur vertical du versant sud 56
Tableau II-13 : Coefficients de sécurité associés aux volumes potentiellement instables les plus importants détectés au niveau du mur vertical du versant sud 56
Tableau II-14 : Détection des risques de rupture pour les murs verticaux du noyau central 59
Tableau III-1 : Relations linéaires déduites des mesures de contraintes in situ, au niveau du profil 17-17' 85
Tableau III-2 : Correspondances entre les étapes de calcul FLAC, les dates d'excavation réelles, et les dates de mise en service des bornes topographiques et des galeries de drainage et de transport 89
Tableau III-3 : Valeurs retenues des paramètres mécaniques de la masse rocheuse au niveau du profil 17-17' pour les modèles numériques de Mohr-Coulomb 90
Tableau III-4 : Modules et orientations des vecteurs déplacements mesurés en novembre 2000 100
Tableau III-5 : Paramètres mécaniques des discontinuités principales utilisées dans les simulations FLAC 105
Tableau III-6 : Valeurs retenues des paramètres mécaniques de la masse rocheuse au niveau du profil 17-17' pour les modèles numériques de Hoek-Brown 111
Tableau III-7 : Valeurs retenues des paramètres mécaniques de la masse rocheuse au niveau du profil 17-17' pour les modèles numériques de Burger 124
Tableau III-8 : Dimensionnement des ancrages systématiques au niveau du profil 17-17' 132
Tableau III-9 : Positionnement des câbles précontraints sur le profil 17-17' 132
Tableau III-10 : Paramètres mécaniques des câbles et des ancrages au niveau du profil 17-17' 134
Tableau III-11 : Paramètres mécaniques du béton constituant la carapace du noyau central 134
Tableau III-12 : Proportion de la déformation post-excavation, pour les modèles BU4 et BU5 140

Liste des sigles et symboles

BTG	Barrage des Trois Gorges
CTGP	Chinese Three Gorges Project
CTGPC	China Three Gorges Project Corporation
CWRC	Changjiang (Yangtze) Water Ressources Commission
DEGRÉS	DEtection Générale des Risques de rupture et Évaluation de la Stabilité
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
UDEC	Universal Distinct Element Code

Zone I	Roche fraîche et légèrement altérée
Zone II_1	Zone faiblement altérée inférieure
Zone II_2	Zone faiblement altérée supérieure
Zone III	Zone fortement altérée
SA2 à SA7	Tunnels de drainage sur le versant Sud
NA2 à NA7	Tunnels de drainage sur le versant Nord
TP	Bornes topographiques
IN	Inclinomètres
GW	Piézomètres

Modèle MC1	Modèle de Mohr-Coulomb sans faille
Modèle MC2	Modèle de Mohr-Coulomb avec failles
Modèle HB2	Modèle de Hoek-Brown avec failles
Modèle HB3	Modèle de Hoek-Brown avec failles – Scénario d'excavation détaillé
Modèle BU3	Modèle viscoélastoplastique de Burger
Modèle BU4	Modèle viscoélastoplastique de Burger avec renforcements mécaniques
Modèles DY1 et DY2	Modèles dynamiques

ρ	[$kg.m^{-3}$]	Masse volumique
E	[Pa]	Module d'élasticité
ν		Coefficient de Poisson
K	[Pa]	module d'incompressibilité élastique
G	[Pa]	module de cisaillement élastique
ϕ	[°]	Angle de frottement
c	[Pa]	Cohésion
σ_t	[Pa]	Résistance à la traction
σ_c	[Pa]	Résistance à la compression
m et s		Coefficients de Hoek-Brown
RMR		Rock Mass Rating
GSI		Geological Strength Index
G^M	[Pa]	module de cisaillement élastique de Maxwell
G^K	[Pa]	module de cisaillement de Kelvin
η^K	[Pa.s]	viscosité de Kelvin
η^M	[Pa.s]	viscosité dynamique de Maxwell
$\Delta t_{\max}^{cr}$	[s]	pas de temps visqueux maximum

h	[m]	Hauteur de la surface de rupture
g	[$m.s^{-2}$]	Accélération de la pesanteur
W	[N]	Poids d'un volume de roche
γ	[$N.m^{-3}$]	Poids volumique de la roche
γ_w	[$N.m^{-3}$]	Poids volumique de l'eau
U_d et U_f	[Pa]	Pressions hydrauliques
Φ_d	[°]	Pente du plan de discontinuité
a	[m]	Longueur de la surface sur laquelle a lieu le mouvement.
F		Coefficient de sécurité
k_h et k_v		Coefficients sismiques horizontaux et verticaux
σ_v	[Pa]	Contrainte principale verticale
σ_h	[Pa]	Contrainte principale horizontale
σ_{xx}, σ_{yy} et σ_{zz}	[Pa]	Projections horizontales et verticales de la contrainte
τ_{xy}, τ_{yz} et τ_{zx}	[Pa]	Contraintes de cisaillement
k_n et k_s	[$Pa.m^{-1}$]	Rigidités normales et tangentielles des discontinuités

Introduction générale

Un massif rocheux naturel est en général un milieu discontinu, hétérogène et anisotrope dont le comportement hydraulique et mécanique est étroitement dépendant de la géométrie de son réseau de fractures. Dans le cas de pentes fortement inclinées, les discontinuités, d'origine diverses, constituent une source importante d'éléments pouvant participer à des mécanismes d'instabilité.

Notre étude s'inscrit dans un axe de recherche relatif à l'analyse de la stabilité et de la déformabilité de talus de grande hauteur dans des massifs rocheux fissurés. Le but de cette thèse est d'analyser, à l'aide de méthodes numériques, l'influence de différents paramètres, géométriques et mécaniques, sur le comportement de pentes soumises à des variations de contraintes importantes, comme par exemple lors de travaux d'excavation.

Afin d'appuyer et d'illustrer notre démarche, nous avons choisi de porter toute notre attention sur un unique cas d'étude, celui des hautes pentes de l'écluse à bateaux permanente du Barrage des Trois Gorges (Chine).

Structure principale pour la navigation dans le cadre du Projet des Trois Gorges, l'écluse à bateaux permanente est constituée d'une double rangée de cinq chambres d'écluse dont la longueur cumulée avoisine les 1 600 mètres. Excavée dans un massif granitique, le long de la crête de la colline de Tanziling, l'excavation présente des pentes escarpées et de grande hauteur. Dès sa mise en service, prévue courant 2003, l'ouvrage permettra aux embarcations (jusqu'à 10 000 tonneaux) de franchir le dénivelé de 113 mètres à cet endroit du fleuve Yangtze.

Situé à l'extrémité aval de la chambre 3, à la jonction entre les chambres 2 et 3, le profil 17-17' représente le tronçon d'excavation qui a servi de modèle géométrique et géomécanique à notre étude. Caractérisé par les pentes les plus hautes de l'écluse à bateaux et par une conception particulière qui le destine à accueillir les chambranles des portes d'écluse, la connaissance du comportement du massif rocheux, au niveau du profil 17-17', est d'un intérêt tout à fait essentiel pour la stabilité et la viabilité de l'ensemble de l'ouvrage.

Le premier chapitre définit le contexte général de notre étude. Dans un premier temps, le Projet des Trois Gorges y est présenté dans son ensemble, à travers ses différentes infrastructures. Un descriptif détaillé de l'écluse à bateaux permanente, puis du profil 17-17', est ensuite réalisé à partir d'informations provenant des entreprises chargées du projet (*CTGPC* pour la construction et *CWRC* pour le suivi) ou de la littérature scientifique.

Le deuxième chapitre porte sur l'ensemble des calculs de stabilité réalisés au niveau du profil 17-17' de l'écluse à bateaux permanente, à l'aide du logiciel DEGRÉS. L'analyse détaillée des réseaux de fracturation a permis de dresser la liste des mécanismes de rupture susceptibles de se produire au niveau des parois de l'excavation. Pour chacun de ces mécanismes, le logiciel permet la détermination d'un facteur de sécurité local, dépendant de conditions mécaniques, hydrauliques et sismiques.

Enfin, le troisième chapitre est consacré à l'étude de la déformabilité des hautes pentes et des parements verticaux, au niveau du profil 17-17'. Partant d'un modèle numérique simple, nous avons élaboré une méthodologie visant à aboutir à une représentation complexe et la plus exacte possible du profil 17-17', à travers une évolution pas à pas des caractéristiques géométriques et mécaniques. Au fur et à mesure des modifications effectuées, la connaissance du comportement réel du massif rocheux, mis en évidence par les mesures d'instrumentation in situ, nous permet de justifier nos choix.

Les méthodes de calcul à l'équilibre limite et de calcul en déformations (Méthode des Différences Finies) sont détaillées en annexe 1 à travers les logiciels *DEGRÉS* (*ARMINES – CGI*, 1990) et *FLAC* (*Itasca Consulting Group Inc.*, 1995).

Chapitre I : Présentation du Projet des Trois Gorges

1 Le barrage, l'écluse à bateaux permanente

1.1 Historique et caractéristiques des ouvrages

Le fleuve Yangtze (Changjiang River) est le plus grand fleuve de Chine et le troisième dans le monde par sa longueur, après le Nil et l'Amazone. Il prend sa source sur le Mont Tanggula (Geladandong Peak), sur le plateau du Qinghai-Tibet, et parcours environ 6 300 km pour aller déverser chaque année près de mille milliards de mètres cubes d'eau dans la Mer de Chine orientale (Océan Pacifique) (Figure I-1). Son dénivelé total de plus de 5 800 mètres lui confère une puissance hydraulique potentielle supérieure à 268 000 MW.

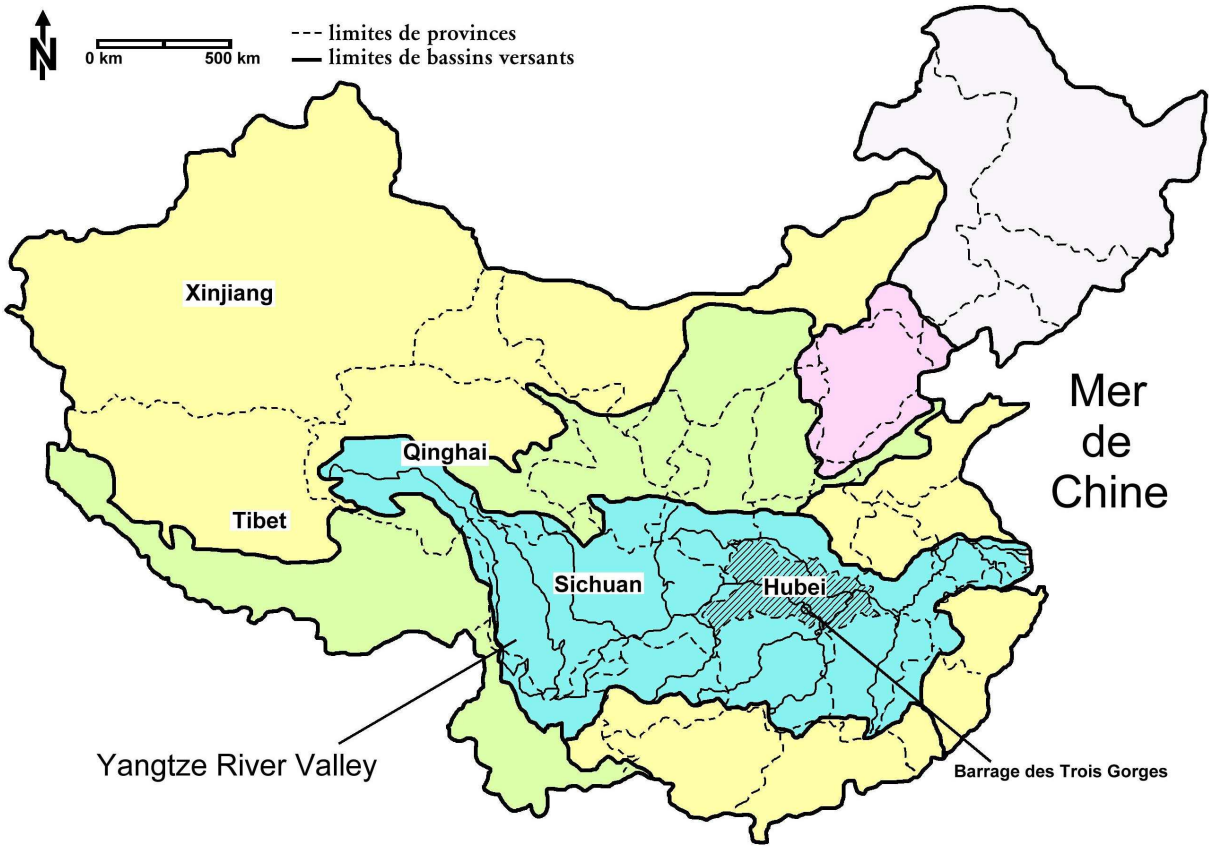


Figure I-1 : Carte administrative de la Chine.

Le Yangtze parcourt la Chine d'Ouest en Est, et possède 3 600 affluents qui couvrent une superficie de drainage (bassin versant) de près de 1 800 000 km², soit 18,8% du territoire chinois. Il traverse ainsi des régions densément peuplées, dans l'est du continent asiatique. Actuellement, les 18 provinces et municipalités autonomes situées dans la Yangtze River Valley totalisent une population de 400 millions de personnes, soit un tiers de la population totale de la Chine. Des métropoles – comme Chongqing, Wuhan, Nanjing, Shanghai, etc. – et de nombreuses villes de taille petite et moyenne sont localisées dans la Yangtze Valley où l'on trouve un grand nombre d'usines, de mines et d'entreprises. Grâce aux avantages naturels apportés par ce fleuve, une économie prospère s'est développée consistant en agriculture, industrie et commerce.

Face au développement rapide de son économie, la Chine s'est lancée dans la construction d'infrastructures à grande échelle, c'est-à-dire l'aménagement de grands fleuves, la construction de ports maritimes, de voies express et d'aéroports, la reconstruction de villes entières et le développement de ses industries électriques et électroniques.

Afin d'aménager le Yangtze et de développer ses ressources en eau, des efforts intensifs ont été entrepris depuis près de 40 ans et de multiples projets ont vu le jour. Imaginé voici près de 80 ans par Sun Yat-sen, fondateur de la République chinoise, et rendu possible sous le mandat du Premier ministre Li Peng en 1992, le Projet des Trois Gorges (*CTGP* : Chinese Three Gorges Project) sera un ouvrage pharaonique, par sa dimension, la taille de sa retenue et la puissance cumulée de ses 26 turbines.

En effet, le *CTGP* est le plus grand projet de retenue d'eau jamais construit en Chine, et même dans le monde. Clef de voûte du système de contrôle des crues dans les parties basse et médiane du fleuve Yangtze, sa localisation géographique favorable rend ainsi possible la régulation d'un cours d'eau imprévisible, dont les débordements saisonniers ont causé la mort de plusieurs centaines de milliers de personnes durant les dernières décennies et affecté la vie de plusieurs millions d'autres dans la province de Hubei.

Destiné à exploiter l'énorme potentiel hydraulique du fleuve Yangtze, le projet a de grandes implications dans les domaines suivants : contrôle des crues, production d'électricité, navigation, irrigation, tourisme et pêche.

Son impact sur le plan environnemental sera important, difficilement quantifiable aujourd'hui. La mise en eau de la retenue conduira au déplacement d'une population de plus de un million de personnes et de nombreuses villes seront partiellement ou totalement submergées. Un programme de développement de voies de communication et de villes nouvelles accompagne le projet du barrage lui-même.

Le projet comporte la construction d'un barrage poids en béton, d'une hauteur maximale de 175 mètres et d'une longueur totale de 2 309 mètres, incluant un très large évacuateur de crues (*spillway*) et des usines hydroélectriques (*power plant*) ainsi qu'un ascenseur à bateaux (*shiplift*) associé à une écluse provisoire (*temporary shiplock*) et une imposante écluse à bateaux permanente (*permanent shiplock*), désolidarisée de l'ouvrage lui-même (Figure I-2).

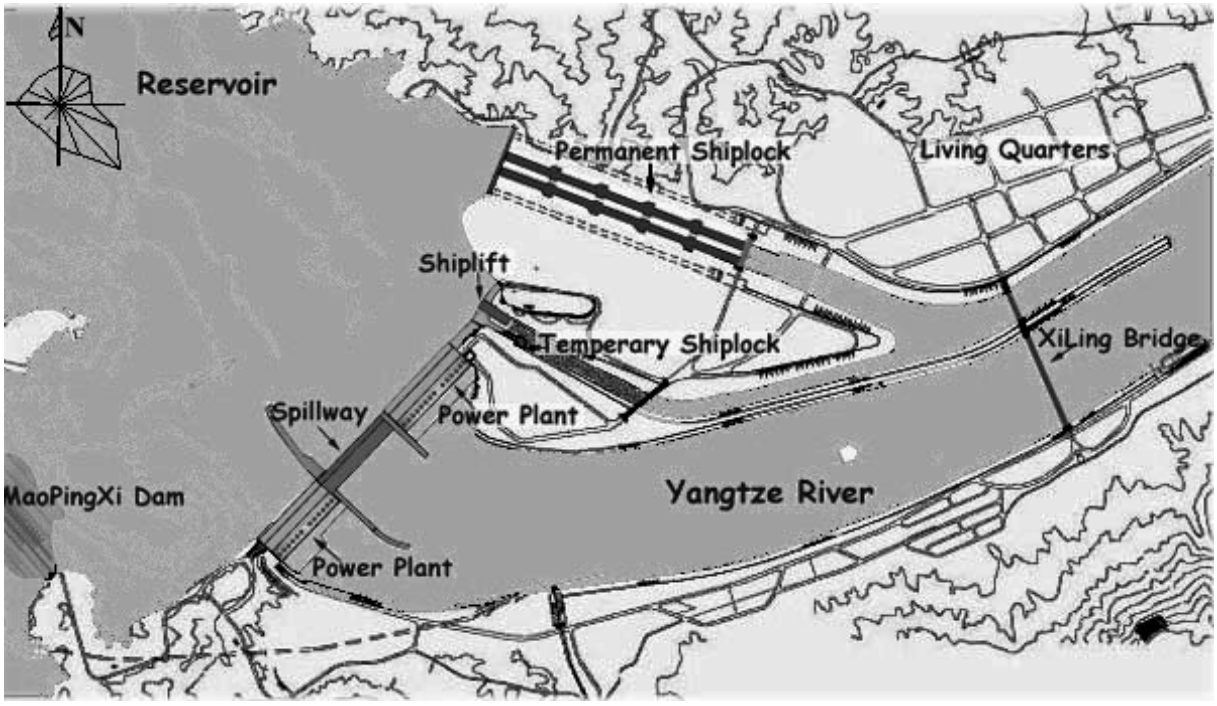


Figure I-2 : Plan schématique du Projet des Trois Gorges, d'après CTGPC.

De nombreuses études ont été menées, portant sur la géologie et la géomorphologie régionales, sur la géologie quaternaire et les mouvements néotectoniques, sur l'hydrogéologie, les ressources minérales, la géologie environnementale, etc. Des prospections géodésiques et géophysiques profondes, des études sur la séismicité de la région et les failles actives ont été effectuées. Toutes ces analyses ont révélé que les conditions géologiques et sismologiques de la région sélectionnée – l'une des moins actives du point de vue sismique – se prêtaient tout à fait à la construction du projet et procuraient un environnement stable pour le Barrage des Trois Gorges (*BTG*).

1.1.1 Historique du Projet des Trois Gorges

Du fait de son gigantisme, de son intérêt particulier et de sa position géographique remarquable, d'importantes recherches géologiques ont été entreprises avant l'édification de l'ouvrage. Ces études ont contribué au choix du site optimum parmi 15 propositions de sites de barrage.

En se basant sur les conditions topographiques et géologiques, on peut distinguer deux régions depuis Nanjingguan (où débouchent les Trois Gorges, à proximité de la ville de Yichang) jusqu'à Miaohe, 56 km plus en amont (Figure I-3) :

- ⇨ La première est la région de Meirentuo, longue de 35 km, où dix projets de barrages en région de roches granitiques ont été avancés.
- ⇨ La seconde est la région de roches calcaires de Nanjingguan : longue de 12 km, elle compte cinq sites de barrages.

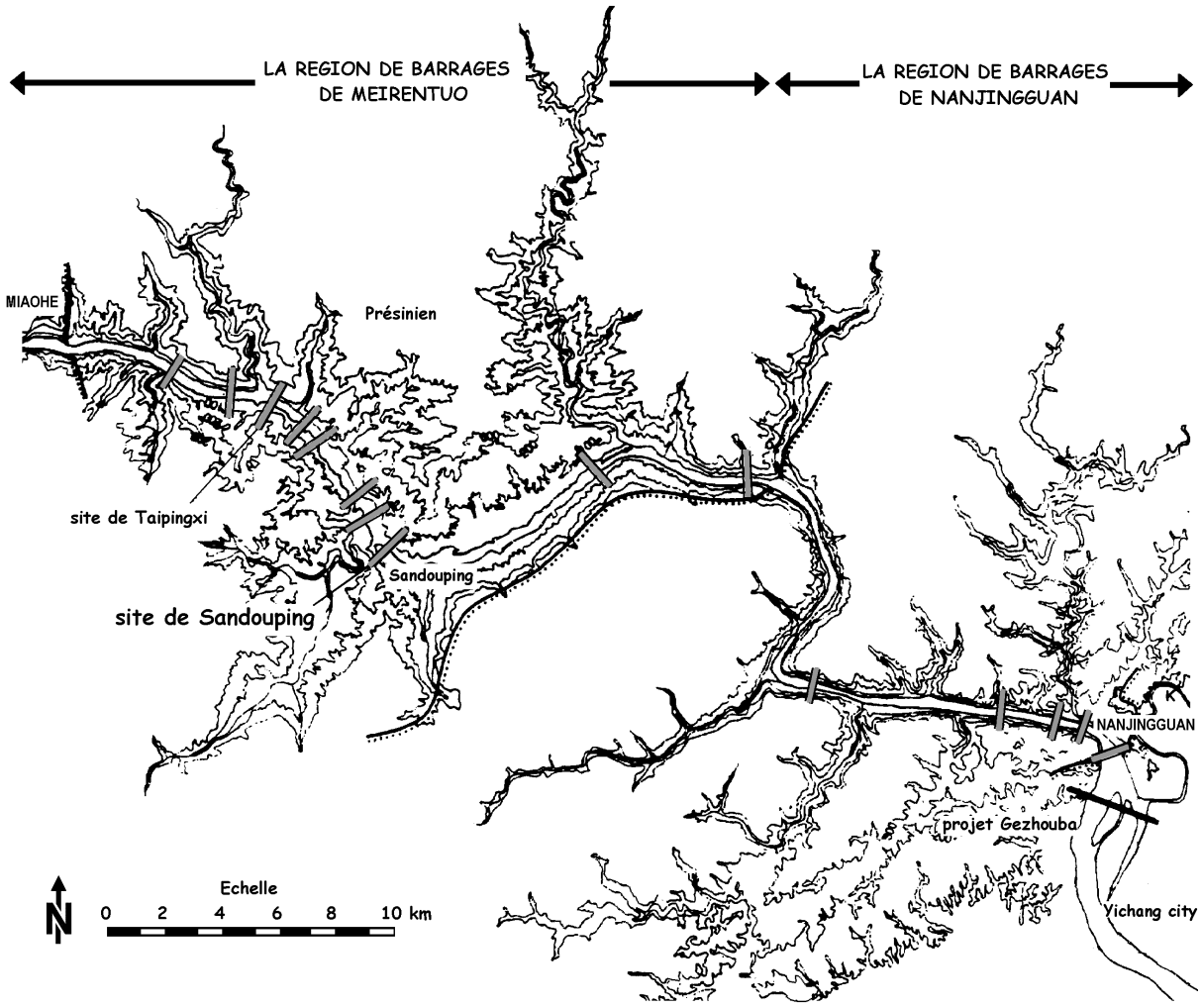


Figure I-3 : Localisation des 15 sites initiaux de projets de barrage le long du Yangtze, d'après Chen Deji (1999).

Au fil des études et des comparaisons, il est apparu clairement que d'un point de vue géologique et topographique la région calcaire ne se prêtait pas au projet envisagé. En effet, la vallée de Nanjingguan est si étroite que les conditions de construction y auraient été très difficiles, et le contexte hydrogéologique complexe était défavorable à l'établissement du *BTG*. Les investigations portant sur cette région ont donc été abandonnées dès 1959.

Les dix sites de barrage restants, situés dans la région de roches granitiques, sont similaires entre eux, à l'exception de la topographie de la vallée et des caractéristiques d'altération des matériaux rocheux. Ils peuvent toutefois être répartis en deux groupes, ceux localisés en amont du site de Taipingxi, ceux en amont du site de Sandouping :

- ⇨ Les barrages du premier groupe nécessitent peu de béton, mais un volume très important de roches à excaver. Les conditions de construction des installations souterraines de la centrale électrique risqueraient d'être difficiles.
- ⇨ Les barrages du second groupe nécessitent un volume plus important de béton, mais moins de roches à excaver, et le terrain pour la construction de la centrale électrique en contrebas du barrage est plus vaste.

Il y a 7 km entre les deux sites de barrages, avec des conditions géologiques sensiblement identiques et des coûts et durées de construction voisins. C'est la raison pour laquelle le choix définitif n'a pu être déterminé pendant longtemps, jusqu'à ce que le site de Sandouping soit finalement choisi en 1979.

Après une première période d'études – de 1980 à 1986 – et une seconde période de réexamen du site – de 1987 à 1991 – la construction effective du *BTG* a commencé en octobre 1993. La durée totale prévue pour la construction de l'ensemble des installations est de 18 ans. D'après le calendrier prévisionnel, les premières turbines entreront en action en 2003, l'ensemble du projet devant être achevé en 2009 (Tableau I-1).

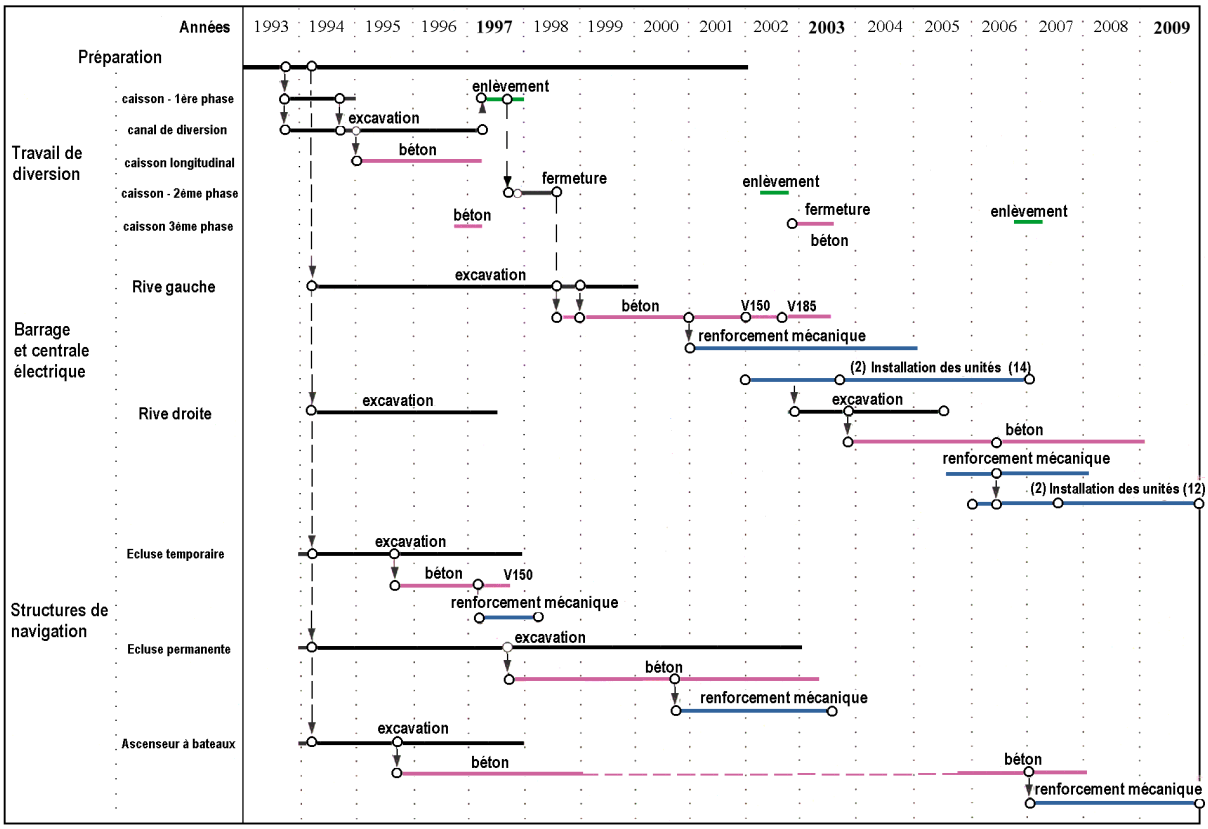


Tableau I-1 : Programme général prévisionnel de construction du CTGP, d'après CWRC.

1.1.2 Localisation

Entre Fengjie et Yichang, le fleuve Yangtze parcours 200 km et traverse trois canyons majestueux : les Gorges de Qutang, Wuxia et Xiling – ensemble connues sous le nom des Trois Gorges. Situé à 5 000 km de la source du Yangtze et à 1 300 km de son estuaire, le *BTG* est localisé au milieu des Gorges de Xiling, à proximité de la ville de Sandouping située dans le comté de Yichang, dans la province de Hubei (Figure I-4).

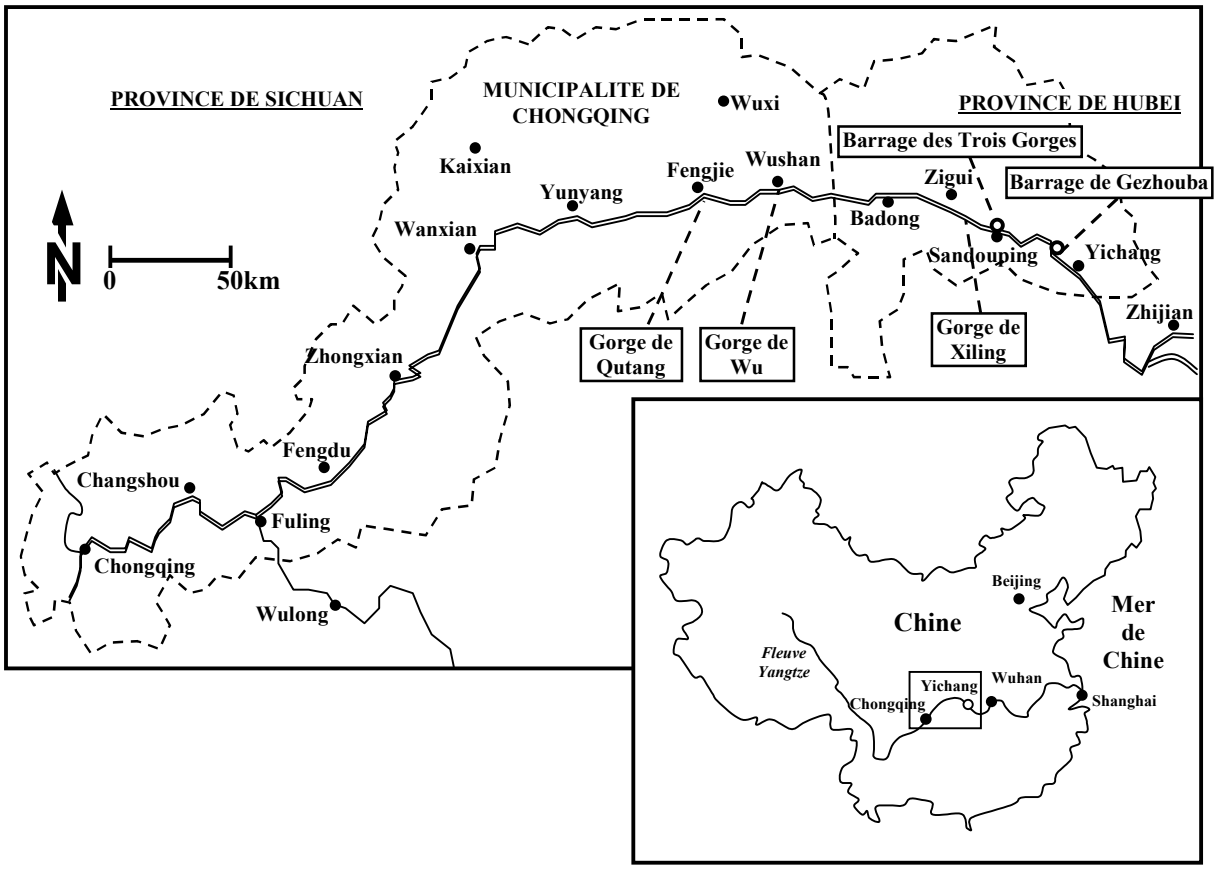


Figure I-4 : Localisation des principales villes et infrastructures le long de la retenue du Barrage des Trois Gorges.

Le site du barrage est à environ 40 km en amont de la retenue de Gezhouba (achevée en 1988) qui a servi de centre d'études et de recherches à China Three Gorges Project Corporation (*CTGPC*), en vue de la réalisation du futur *BTG*.

La vallée du fleuve est relativement large, dominée par des collines de chaque côté du fleuve. Un petit îlot appelé Zhongbaodao, au milieu du fleuve, est favorable au projet de construction en facilitant le mécanisme de diversion des flots.

Dans le cadre du *CTGP*, 19 grandes villes et plus de 300 villages (soit une population de près de 1 million de personnes) seront ou ont déjà été déplacés de la zone qui sera submergée. La submersion par le réservoir, qui s'étend de Chongqing à Sandouping, recouvrira alors une superficie de près de 30 000 hectares de terres cultivables, ainsi que des villes, des villages, des usines, des mines, 44 sites archéologiques, etc.

1.1.3 Contrôle des crues

Au fil des saisons, le niveau du fleuve fluctue et peut atteindre de 6 à 15 mètres au-dessus du niveau des rives pendant la saison humide. Cette situation place ainsi régulièrement près de 15 millions de personnes et 1,5 millions d'hectares de terres cultivables sous la menace des inondations.

Au cours de l'histoire, des crues très importantes ont eu lieu, et les gens vivant sur les rives du fleuve ont eu à subir de lourdes pertes, à la fois en terme de vies et de biens. Depuis le début de la dynastie Han (185 avant J.C.) jusqu'à la fin de la dynastie Qing (1911), soit durant 2 100 ans, il y a eu 214 inondations notables, c'est-à-dire une tous les dix ans en moyenne. Dans la première moitié du XX^{ième} siècle, on a recensé 5 inondations graves. Celle de 1931 a coûté la vie à 145 000 personnes et détruit 108 millions d'habitations. La dernière inondation grave, celle de 1954, a affecté 18 millions de personnes, coûtant la vie à 30 000 d'entre elles, submergeant 3,2 millions d'hectares et entravant le développement du pays tout entier.

D'énormes moyens ont jusqu'à présent été mis en œuvre pour tenter de minimiser les effets de ces inondations saisonnières. De nombreuses digues et retenues ont été construites entre Chongqing et Sandouping, en des endroits stratégiques, mais elles ne suffisent pas à éviter les nombreux dégâts – matériels et humains – occasionnés par les débordements du fleuve.

Avec un niveau normal de retenue à la cote +175 mètres, la capacité totale du réservoir – qui s'étend sur 667 km et avec une largeur « moyenne » d'environ 1 100 mètres – est de 39,3 milliards de mètres cubes, tandis que sa capacité de rétention des crues serait de 22,15 milliards de mètres cubes grâce à la procédure de gestion des crues prévue. Avec un débit maximal de 116 000 mètres cubes par seconde, le *CTGP* serait en mesure de réduire la fréquence des crues destructrices de une tous les 10 ans à une tous les 100 ans. Il ne saurait cependant qu'écrêter une crue exceptionnelle.

Toutefois, d'après la Changjiang (Yangtze) Water Ressources Commission (*CWRC*) qui a en charge l'étude du projet, même si une crue millénale avait lieu, la régulation des eaux apportée par le *CTGP* – associée à des mesures appropriées de diversion et de retenue des flots – permettrait d'empêcher la destruction jusqu'alors inévitable des vastes plaines sur les deux rives du fleuve.

1.1.4 Production d'énergie

La production électrique attendue se substituera en partie à celle produite par les centrales au charbon, très polluantes. En effet, le *CTGP* sera doté d'installations pouvant générer une puissance de 18 200 MW, soit l'équivalent de 10 grands barrages hydroélectriques ou de 20 centrales nucléaires standards. Dès lors, avec un rendement annuel moyen de 84,68 milliards de kW.h, le *CTGP* sera en mesure de fournir en électricité les parties est et centrale de la Chine, et dans une moindre mesure la province de Sichuan et la municipalité de Chongqing (Sud). Cela correspond à un dixième des besoins annuels actuels de la Chine, soit une économie annuelle de 40 à 50 millions de tonnes de charbon brut. Et cette source d'énergie fiable, bon marché et renouvelable jouera un rôle très important dans le développement de l'économie et la prévention contre la pollution de l'environnement.

Pour produire cette phénoménale quantité d'énergie, deux centrales électriques sont disposées au pied du barrage, une de chaque côté du déversoir. La centrale s'appuyant sur la rive droite est longue de 643 mètres et sera équipée de 14 turbines, tandis que celle s'appuyant sur la rive gauche s'étend sur 586 mètres et sera équipée de 12 turbines. Au total, les 26 turbines de 700 MW chacune feront du *CTGP* l'installation hydroélectrique la plus puissante au monde.

1.1.5 Amélioration de la navigation fluviale

Au terme des travaux concernant le *CTGP*, il est prévu d'adapter la voie fluviale reliant la ville de Yichang à la municipalité de Chongqing à la navigation de bâtiments de 10 000 tonneaux. Cette modernisation devrait permettre d'accroître la capacité de fréquentation du fleuve de 10 à 50 millions de tonneaux par an et de décroître parallèlement les coûts de navigation de 36%. De plus, grâce à la régulation des eaux gérée par le réservoir, le débit minimum depuis Yichang pendant la saison sèche devrait passer de 3 000 m^3/s à 5 000 m^3/s, ce qui améliorera ainsi la qualité de l'eau dans les parties basse et médiane du fleuve durant cette période de l'année et créera des conditions favorables pour le transport fluvial.

Deux installations – localisées sur la rive gauche du fleuve – ont pour but de permettre le transit des navires entre les parties amont et aval du fleuve :

- ⇨ l'ascenseur à bateaux ;
- ⇨ l'écluse à bateaux permanente.

L'ascenseur à bateaux est constitué d'un bac à déplacement vertical, mesurant 120m × 18m × 3,5m (longueur × largeur × profondeur d'eau) et pesant 11 800 tonnes à vide (Figure I-5). Les bâtiments dont la capacité atteindra jusqu'à 3 000 tonneaux pourront ainsi franchir les 113 mètres de dénivelé, depuis le bassin amont (large de 30 mètres) jusqu'au bassin aval (large de 12 mètres seulement).

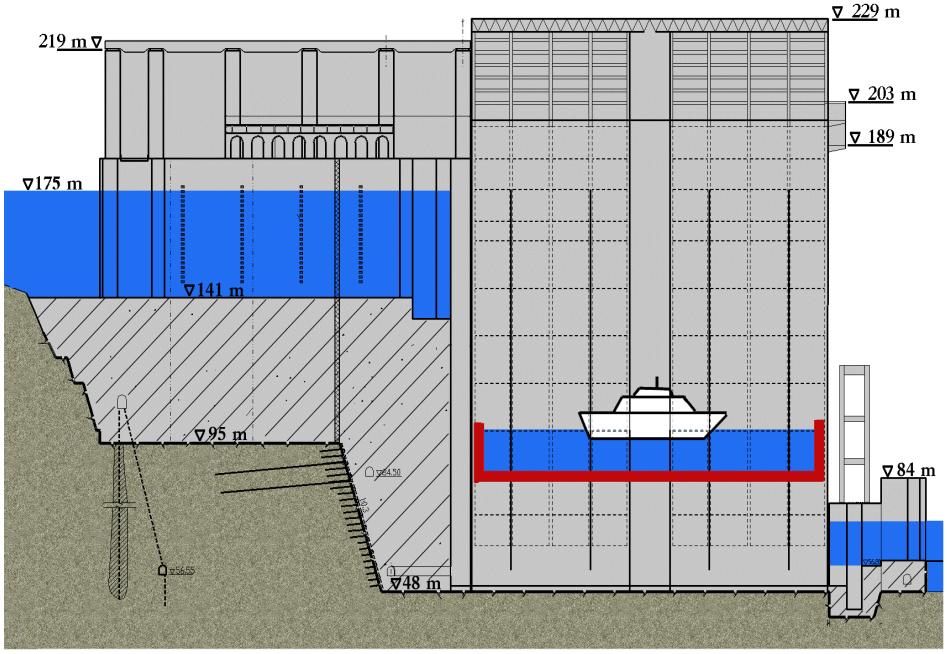


Figure I-5 : Section schématique de l'ascenseur à bateaux, d'après CTGPC.

Afin de permettre la navigation pendant la construction du *BTG*, une écluse à bateaux temporaire à été édifiée à proximité immédiate de l'ascenseur. Constituée d'une rangée simple de 5 chambres d'écluse de dimensions 240m × 24m × 4m (longueur × largeur × profondeur d'eau minimale), l'écluse à bateaux temporaire est entrée en fonction dans le courant de l'année 1998, soit deux ans et demi après l'achèvement de son excavation (Figure I-6).

Figure I-6 : Chantiers de construction de l'écluse à bateaux temporaire, d'après CTGPC (1997).

1.1.6 L'écluse à bateaux permanente

La structure permanente pour la navigation dans le *CTGP* consiste en une écluse continue à double ligne de 5 chambres d'écluse, les deux lignes étant séparées par une cloison bétonnée de 60 mètres de large. L'écluse à bateaux permanente est désolidarisée du barrage en rive gauche (Figure I-2). L'axe de l'écluse fait exactement un angle de 110°6' par rapport au nord, tandis que sa longueur totale est de 1 617 mètres.

D'une durée de construction estimée à 10 ans, l'écluse à bateaux permanente du *CTGP* totalise au moins deux records du monde : celui du dénivelé le plus important (113 mètres), et celui du plus grand nombre de chambres (2×5=10). Chacune de ces chambres mesure 280m × 34m × 30m (longueur × largeur × profondeur d'eau) et pourra ainsi être utilisée par des navires de 10 000 tonneaux.

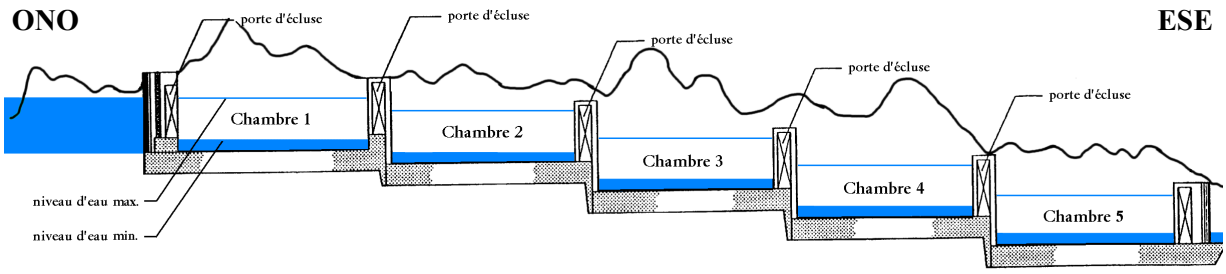


Figure I-7 : Vue schématique verticale de l'écluse à bateaux permanente, d'après CTGPC.

L'écluse est excavée dans un massif granitique, le long de la crête de la colline de Tanziling. Il en résulte pour l'excavation des pentes escarpées et de grande hauteur de part et d'autre de l'ouvrage. La hauteur maximale du talus, au-dessus des chambres d'écluse, est de 85 mètres et l'angle moyen pour ces pentes atteint 63°. En ce qui concerne les chambres d'écluse, la partie excavée est verticale et mesure entre 50 et 70 mètres de hauteur. De la première à la cinquième chambre (amont vers aval), les cotes du fond sont respectivement +122,6 mètres, +112,85 mètres, +92,2 mètres, +71,4 mètres et +50,7 mètres.

1.2 Géologie générale, caractéristiques des masses rocheuses

Par l'intermédiaire de *CWRC* qui a en charge l'examen, l'organisation et la conception du projet, une attention toute particulière a été portée à l'étude des conditions géologiques.

Depuis le milieu des années 50 jusqu'à maintenant, les investigations dans ce domaine n'ont jamais été interrompues, dans le but d'optimiser la construction et la viabilité de l'ouvrage. Ces recherches ont porté sur la stabilité de l'ouvrage et de sa fondation, sur la stabilité et la déformabilité des parements rocheux des écluses à bateaux, sur la séismicité régionale, etc.

1.2.1 Au niveau du Barrage des Trois Gorges

Le bedrock au niveau du site du barrage est constitué d'une masse rocheuse granitique datant du Présinien et présentant un profil d'altération classique. Le massif est affecté par quelques failles et une fracturation régulière s'y observe.

La masse granitique se situe au centre de la structure anticlinale de Huangling, dégagée par l'érosion, tandis que plus au Nord et au Sud s'observent des formations du Paléozoïque, du Trias et du Jurassique. Le site du barrage n'est concerné que par la masse granitique.

Ce batholite présinien est constitué de granite à hornblende, biotite et plagioclase, parcouru de filons acido-basiques, et contenant localement des xénoschistes. Les zones fracturées dominantes présentent un fort pendage et occupent environ 90% de la surface totale du site du barrage, les 10% restants étant parcourus de diorites. Il y a beaucoup de filons intrusifs dans la masse rocheuse. Le granite sain et les diorites ont de très bonnes caractéristiques mécaniques, avec des résistances à la compression simple, saturée, valant respectivement 100 et 140 MPa en moyenne.

Le profil d'altération est bien développé (arènes granitiques en surface, phénomènes d'altération en boule localement, roche plus ou moins altérée) L'épaisseur de ces couches très altérées est différente au niveau des crêtes et des ravines, avec des épaisseurs moyennes comprises entre 20 et 40 mètres (Yaojun Cai, 2000).

Au droit de la fondation du barrage, le granite sera excavé et découpé jusqu'au rocher sain où il présente son système de fracturation profond.

1.2.2 Au niveau de l'écluse à bateaux permanente

L'écluse à bateaux permanente est l'une des structures principales du *BTG* et sa stabilité est vitale pour la sécurité et le fonctionnement de l'ensemble du projet. Afin d'évaluer l'impact, au niveau de la stabilité des pentes de l'écluse, de l'abattage massif dû à l'excavation, une série d'études théoriques et d'expérimentations ont été entreprises dès les premières étapes de la construction.

Les pentes sont excavées dans la même masse granitique que celle constituant la fondation du barrage. On observe des roches extrêmement altérées sur la partie haute des pentes, tandis que dans la partie basse, les parements verticaux et le noyau central sont constitués d'un granite sain ou légèrement altéré, avec une structure massive (paragraphe 2.2.2). On dénombre par ailleurs des plans de failles (discontinuités majeures) (Figure I-8), ainsi que des familles de petites fractures.

Les investigations sur la séismicité locale ont également permis de déterminer la régularité et la physionomie des principales failles, au moyen de cartographies géologiques à différentes échelles (Chen Deji, 1993). La plupart des failles actives avoisinant la région du barrage sont seulement légèrement actives. Leur longueur est inférieure à 100 km, leur déplacement relatif est de 0,05 à 0,1 mm par an, et la période active la plus récente date de 100 000 à 200 000 ans (Chen Deji, 1986).

Le relevé à l'avancement des discontinuités est relativement précis et détaillé et un suivi est assuré avec un système complexe de postes de mesures (inclinomètres, bornes topographiques).

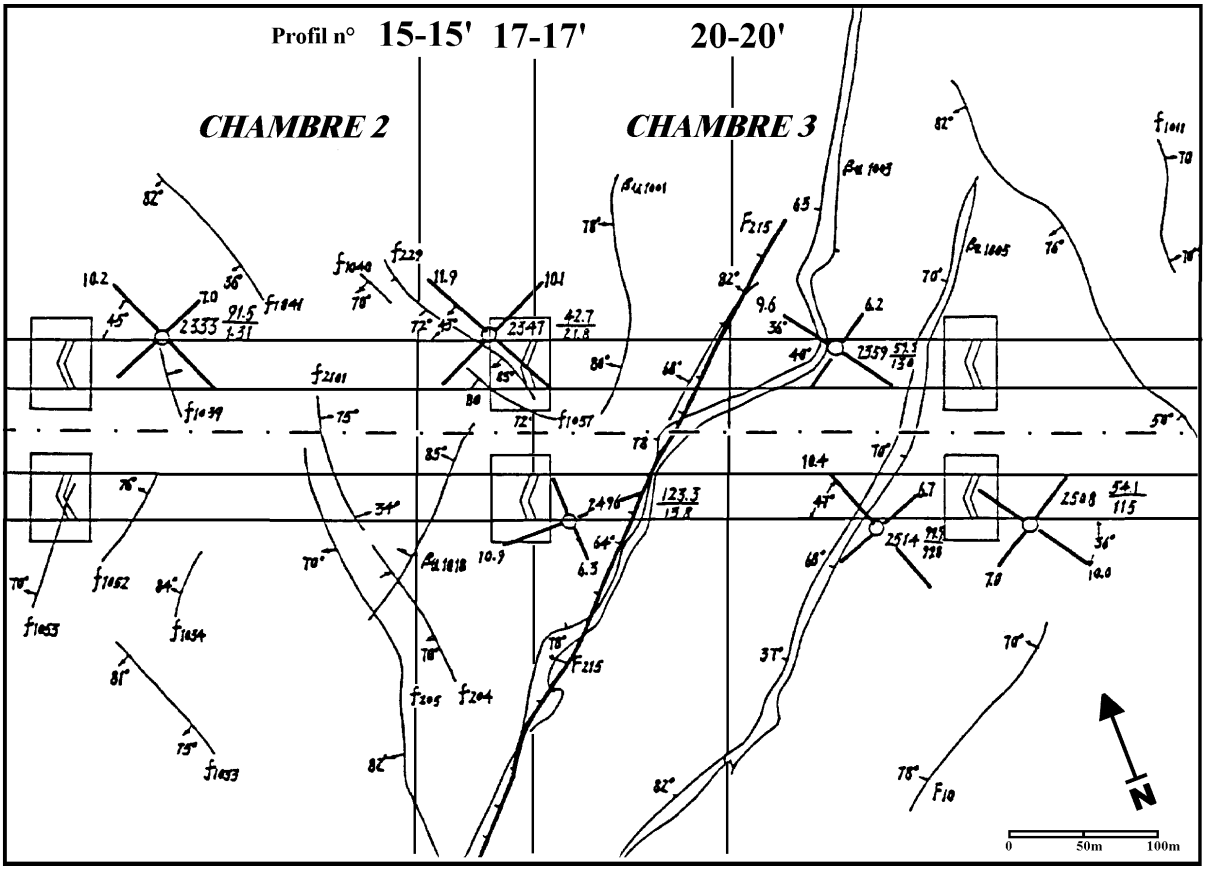


Figure I-8 : Relevé des failles principales au niveau des chambres 2 et 3, d'après CWRC (1996).

Toutefois, la masse rocheuse au niveau des hautes pentes subit, du fait de l'excavation, un réajustement important de contraintes et une déformation de type élastique significative. La composante visqueuse du comportement du massif génère une déformation différée par phénomène de fluage. La topographie dans la région de l'écluse à bateaux permanente est assez irrégulière, avec une alternance de crêtes et de vallons. Le tracé des pentes artificielles est donc complexe, et chaque secteur de l'écluse nécessite une attention particulière au niveau de sa topographie et de sa conception.

On dénombre également une certaine quantité de veines et filons de granite aplitique (γ), de pegmatite (P), de diorite-porphyre (Xδ), de diabase (βu) et de quartz (q) qui traversent le secteur de l'écluse. Ce sont principalement des roches dures, dont la résistance est très proche de celle du massif granitique lui-même.

1.3 Conditions hydrauliques et hydrogéologiques

Un réseau de piézomètres assure un suivi de l'évolution du niveau des eaux souterraines. La pluviométrie est mesurée au niveau de stations météorologiques construites spécialement à proximité du site de construction. Le fleuve Yangtze bénéficie d'un climat subtropical chaud et humide, avec une longue saison des pluies (d'avril à septembre).

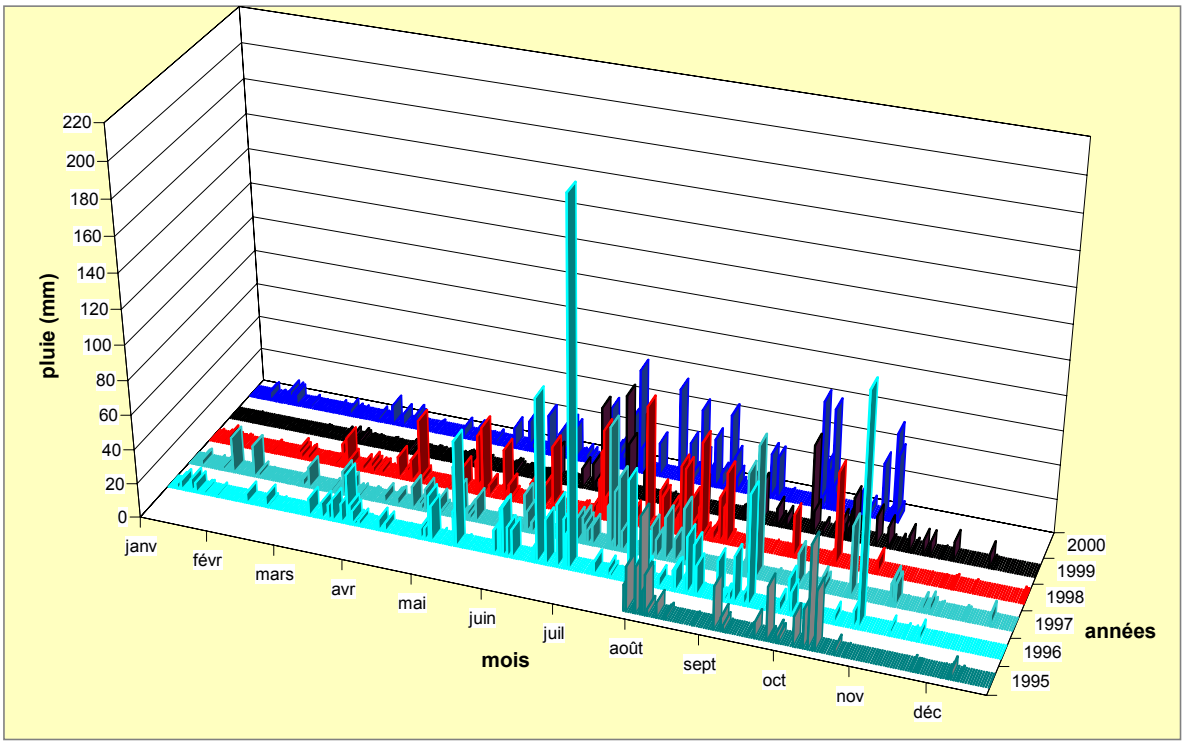


Figure I-9 : Précipitations dans la région du CTGP, entre août 1995 et octobre 2000, d'après CWRC.

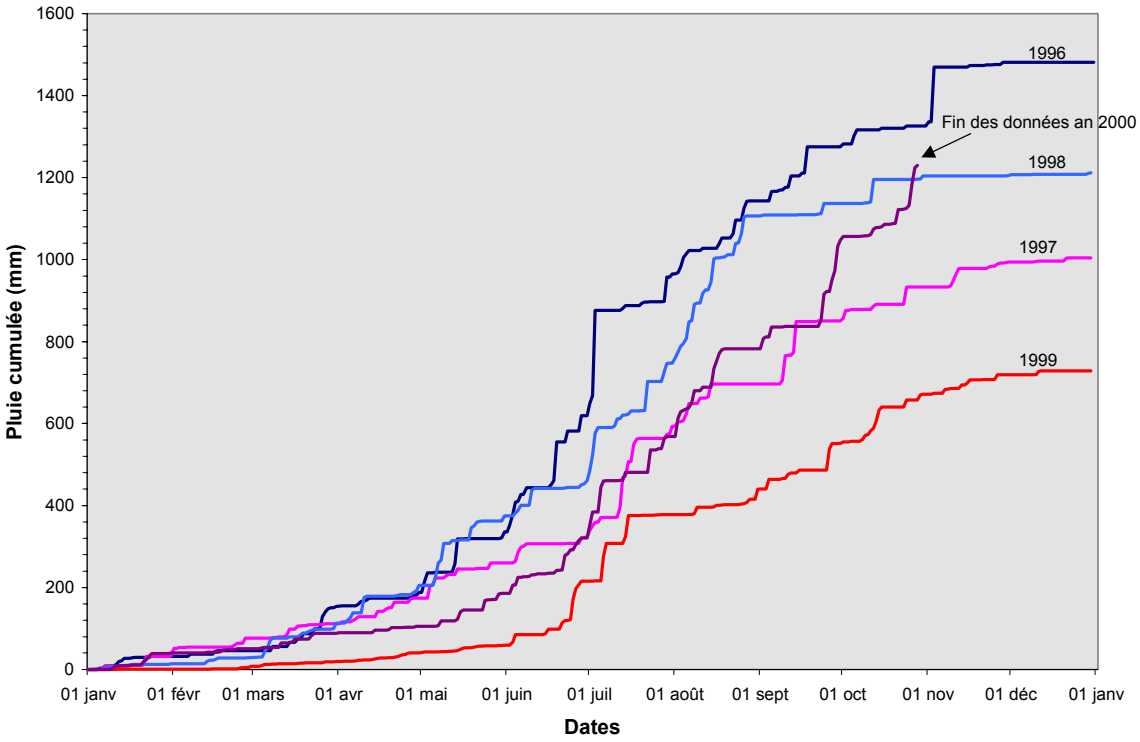


Figure I-10 : Précipitations cumulées dans la région du CTGP, entre août 1995 et octobre 2000, d'après CWRC.

Entre août 1995 et octobre 2000 (Figures I-9 et I-10), la moyenne des précipitations annuelles a été de 1 100 mm. L'année 1996 a été particulièrement humide (avec un module annuel de 1 481 mm et un pic journalier de 207,5 mm en juillet), tandis que l'année 1999 a bénéficié d'une pluviométrie plus faible que la normale (avec un module annuel de 728 mm et un maximum journalier de 59,8 mm en juillet). Par ailleurs, plus d'un tiers de cette pluie tombe entre juillet et août, avec une intensité maximale pouvant atteindre 100 mm par heure.

La stabilité des hautes pentes de l'écluse à bateaux permanente est l'un des problèmes majeurs de géomécanique relatif au *CTGP*, à cause en particulier des effets potentiellement déstabilisant de la pression interstitielle dans la masse rocheuse, soit au sein du matériau des zones altérées, soit au niveau des fractures. La perméabilité de la matrice granitique étant bien plus faible que celle des fractures, celles-ci se saturent donc très vite et les pressions interstitielles en fractures augmentent rapidement durant la saison des pluies.

Les perméabilités de la masse rocheuse et des discontinuités de grande extension sont explicitées ci-après (Tableaux I-2, I-3 et I-4).

Zone d'altération		*Longueur des mesures (m)*	*Classification de la perméabilité en pourcentage*				
			Très faible	*Faible*	*Moyenne*	*Forte*	*Très forte*
Zone faiblement altérée	*Sup.*	662	18	65	11	6	0
	Inf.	1 905	35	56	6	3	0
Zone légèrement altérée		6 045	67	30	2	1	0
Roche fraîche		3 170	78	20	1	1	0

Tableau I-2 : Données concernant la perméabilité des différentes zones granitiques, d'après CWRC.

Type des structures hydrogéologiques		*Zone faiblement altérée*	*Zone légèrement altérée*		*Direction principale de l'écoulement*
			influencée par le déchargement	*non influencée par le déchargement*	
Valeur de la perméabilité	K_1 (m/s)	115×10^{-8}	$1{,}8\times10^{-8}$	$6{,}5\times10^{-9}$	SE 142° < 87°
	K_2 (m/s)	99×10^{-8}	$1{,}5\times10^{-8}$	$5{,}4\times10^{-9}$	NO 276° < 2°
	K_3 (m/s)	33×10^{-8}	$4{,}9\times10^{-9}$	$1{,}8\times10^{-9}$	NE 6° < 2°

Tableau I-3 : Tenseur de perméabilité concernant les masses rocheuses fracturées dans la zone de l'écluse à bateaux permanente, d'après CWRC.

Type d'environnement	*Perméabilité (m/s)*
Failles mal cimentées	$2{,}0\times10^{-6}$
Failles mal cimentées, avec de la calcite	$3{,}8\times10^{-5}$
Failles bien cimentées	$5{,}9\times10^{-7} - 1{,}6\times10^{-6}$
Zones hautement fissurées	$5{,}5\times10^{-6}$
Veines dans la zone fortement altérée	$1{,}0\times10^{-5} - 1{,}0\times10^{-3}$

Tableau I-4 : Perméabilité des veines, structures perméables, d'après CWRC.

1.4 Cadre sismo-tectonique

Dans le cadre du *CTGP*, une étude sismo-historique, sur une période de près de 2000 ans, relative aux séismes autour de la zone du réservoir et dans les régions adjacentes a été réalisée afin d'obtenir une caractérisation de l'activité sismique.

Historiquement, il n'y a pas eu de tremblement de terre dont la magnitude a dépassé 6, dans un domaine qui s'étend sur 100 km de part et d'autre du fleuve Yangtze. Les deux séismes les plus importants (Ms>5) sont localisés au nord-ouest de Changshou (à Jiangbei, entre Changshou et Chongqing : magnitude 5,4 en 1989) et dans le bassin de Zigui (magnitude 5,1 en 1979). Ces régions sont des zones sismiques actives, mais l'intensité macrosismique potentielle maximale y est estimée à moins de VII.

Sept stations de détection des microséismes ont été installées dès 1959 dans la zone située entre 30 et 70 km autour du site du *CTGP* et elles ont permis de surveiller l'activité micro sismique (Ms>1) dans un rayon de 300 km. Jusqu'en 1987, ces stations ont permis d'enregistrer 1 700 séismes, la plupart étant des microséismes (97% d'entre eux ont une magnitude inférieure à 3).

En se basant sur les surveillances et les recherches effectuées depuis près de quarante ans, des conclusions générales sur l'activité sismique de la région des Trois Gorges ont pu être dressées :

- ⇨ l'influence des tremblements de terre, au niveau de la masse rocheuse cristalline dans laquelle sont construits le barrage et les structures importantes du *CTGP*, vient principalement de l'activité sismique périphérique ;
- ⇨ le *Séisme Maximal Historiquement Vraisemblable (SMHV*) a une magnitude comprise entre 5,5 et 5,8. L'intensité sismique correspondante propagée jusqu'au barrage a été évaluée à VI (Chen Deji, 1986) ;
- ⇨ selon une étude statistique réalisée sur 572 séismes, environ 89% ont un foyer inférieur à 15 km et parmi les 11% restants, très peu ont un foyer situé à plus de 30 km de profondeur. Par conséquent, les séismes de la région étudiée ont un foyer peu profond sous la croûte ;

⇨ d'après la distribution temporelle de l'activité sismique, on observe deux périodes d'activité notable d'à peu près 300 ans, avec des pics d'activité en 1600 et 1900. L'activité sismique actuelle se situe « à la fin » de la seconde période. L'analyse statistique des magnitudes et de la fréquence prévoit alors que des séismes plus faibles seront prédominants dans le futur.

Le Tableau I-5 a été réalisé sur la base d'analyses concernant les 31 plus importants séismes observés sur le site du barrage depuis 1470. Les intensités macrosismiques présentées correspondent à celles du Séisme de Sécurité ($I_{SS} = I_{SMHV} + 1$).

Probabilité d'un dépassement annuel	1×10^{-2}	5×10^{-3}	2×10^{-3}	1×10^{-3}	4×10^{-4}	1×10^{-4}
Période correspondante	100 ans	200 ans	500 ans	1 000 ans	2 500 ans	10 000 ans
Intensité (degré)	IV	V	V	VI	VII	VII
Accélération ($m.s^{-2}$)	–	0,27	0,45	0,60	0,85	1,25

Tableau I-5 : Intensités et accélérations de pic correspondant aux probabilités d'occurrence, d'après Chen Deji (1999).

La période de récurrence pour une intensité de VII est donc de 10 000 ans, c'est-à-dire que la probabilité d'occurrence d'un séisme d'une intensité de VII au cours d'une période de 100 ans est égale à 1%. L'accélération de pic enregistrée est alors de 0,12g.

Par ailleurs, après l'achèvement du réservoir le champ de contraintes va être « localement » modifié et la hauteur d'eau va exercer une pression plus forte sur le substratum. Le barrage lui-même apportera très localement une surcharge significative, tandis que les fractures et les failles pourront être profondément mises en pression. Il pourra s'en suivre une séismicité induite.

2 Conception de l'écluse à bateaux et paramètres de dimensionnement

2.1 Cadre général

L'évaluation de la stabilité de l'écluse repose sur l'analyse de trois facteurs : le contexte tectonique, la stabilité en grand des masses rocheuses, et la stabilité des pentes artificielles. Une conception appropriée de l'ouvrage, des mesures de renforcement adéquates (drainages, renforcements mécaniques) et une surveillance adaptée doivent conduire à un projet correct.

2.1.1 Inclinaison et hauteur des pentes

Verticalement, l'écluse peut être divisée en deux zones : les hautes pentes et les parements verticaux des chambres d'écluse. L'excavation est réalisée dans un massif granitique, entaillant la colline de Tanziling, ce qui donne des pentes hautes et escarpées de part et d'autre de l'ouvrage. La cote maximale est de +245 mètres (au niveau du profil 17-17') et correspond à la hauteur maximale du talus, qui est de 85 mètres. L'angle moyen des pentes atteint 63° au-dessus des chambres d'écluse et se radoucit en général au sommet du talus (avec des valeurs de 45° dans les zones les plus altérées).

Pour les chambres d'écluse, le parement vertical mesure entre 50 et 70 mètres de hauteur. Les deux lignes de l'écluse sont séparées par un noyau de 60 mètres de large, qui forme l'axe médian de l'écluse, et chacune des excavations peut mesurer jusqu'à 280m × 34m × 60m (longueur × largeur × hauteur maximales).

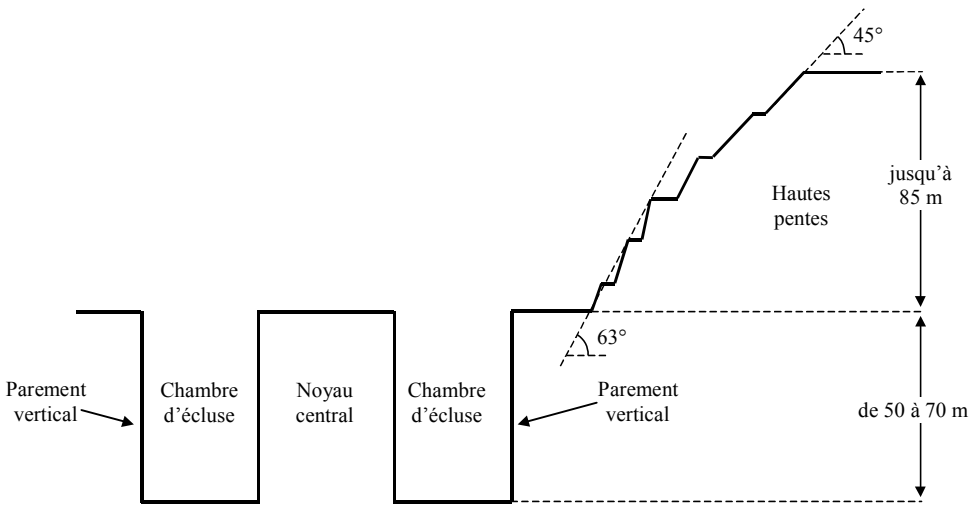


Figure I-11 : Coupe transversale schématique de l'écluse à bateaux.

Le dimensionnement des hautes pentes de l'écluse a été étudié afin d'obtenir une stabilité optimale, correspondant à un volume excavé minimal. Bien entendu, la géométrie des talus varie le long de l'axe principal de l'écluse puisque la topographie initiale de la colline est irrégulière. Sur la Figure I-12, l'intervalle différent entre les courbes de niveau au voisinage de l'écluse rend compte de la variabilité des pentes et du relief dans lequel la tranchée a été excavée.

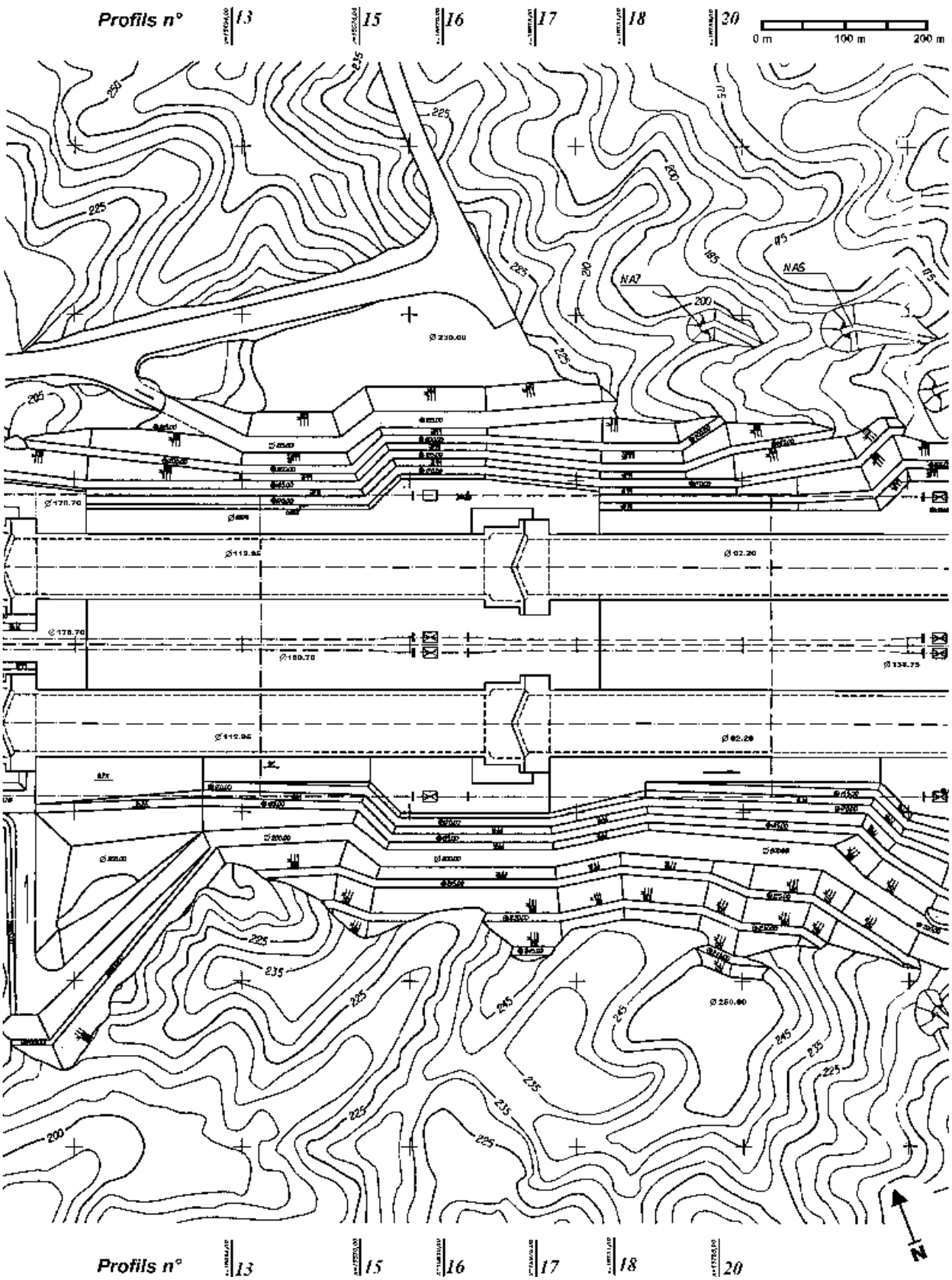


Figure I-12 : Carte topographique d'un tronçon de l'écluse à bateaux, d'après CTGPC.

2.1.2 Processus d'excavation

La construction de l'écluse à bateaux permanente a commencé début 1994 et doit s'étendre, d'après le calendrier prévisionnel (Tableau I-1), jusqu'au courant de l'année 2003.

L'excavation s'effectue, pour un tronçon de l'écluse, à peu près simultanément sur les versants nord et sud. Des périodes de repos sont prévues, au niveau des banquettes de gradins, ce qui permet un relâchement des efforts dans le massif après l'enlèvement d'un volume important de roches.

Par ailleurs, pendant la saison des pluies les travaux sont fortement ralentis, pour des raisons évidentes de conditions de travail. Immédiatement après les travaux d'excavation, des renforcements mécaniques (câbles, ancrages) et une couverture de béton projeté sont mis en place sur les gradins récemment découverts.

2.1.3 Caractéristiques de construction

2.1.3.1 Conditions de drainage hydraulique

Afin de faciliter les travaux de construction, ainsi que pour le fonctionnement futur de l'écluse, il a été nécessaire de procéder à des rabattements de nappe sur toute la longueur de l'écluse, et sur une largeur et une profondeur importante autour de l'ouvrage.

Des systèmes de drainage, comprenant des fossés superficiels en limite de l'ouvrage, des galeries de drainage sous les pentes et une série de drains forés près de la surface des pentes, ont été conçus pour réduire la pression interstitielle dans la masse rocheuse fracturée. Ainsi, au nord comme au sud, sept réseaux de galeries parallèles à l'axe de l'écluse sont chargés de drainer l'eau contenue dans le massif rocheux et de l'évacuer vers le fleuve en contrebas.

La perméabilité autour de l'écluse à bateaux après l'excavation aura une influence importante sur les débits d'écoulements et les pressions interstitielles, et donc sur la stabilité des pentes.

Un réseau de piézomètres permet en outre de contrôler les niveaux piézométriques dans la masse rocheuse, et donc d'établir un profil de surface piézométrique au niveau de l'écluse. Il est ainsi possible de suivre l'évolution dans le temps des niveaux de la nappe dans le massif granitique, et de contrôler son rabattement.

2.1.3.2 Renforcements mécaniques systématiques

La stabilité des hautes pentes et la déformabilité des parements verticaux pendant et après les travaux d'excavation seront d'une importance vitale pour la sécurité et le fonctionnement de l'ouvrage ainsi que du trafic fluvial. L'écluse, d'une longueur supérieure à 1 600 mètres, nécessite donc un travail de renforcement très important, dont le coût devrait s'élever à plusieurs dizaines de millions de dollars US.

Un important travail de recherche a consisté à analyser la stabilité des pentes, pour garantir la sécurité de l'écluse, avec un coût matériel minimum en renforcements mécaniques (Zhu et Zhang, 1998).

Au niveau des hautes pentes et des chambres d'écluse, on distingue deux techniques complémentaires de renforcements mécaniques systématiques :

- ⇨ un réseau très dense de câbles et d'ancrages en acier a été mis en place, avec pour but de limiter la déformation de la roche superficielle à proximité de l'excavation ;
- ⇨ en complément, du béton a été projeté en surface sur les gradins sur une épaisseur décimétrique, comme recouvrement du massif rocheux excavé, ainsi que par mesure de prévention contre le détachement et la chute éventuelle de petits blocs instables. Pour éviter les excès de pressions (hydrauliques) sous le voile de béton, un drainage parfait du massif rocheux doit être assuré en permanence.

2.1.3.3 Bétonnage du noyau central

A la fin de l'excavation – lorsque la cote de la base des chambres est atteinte – et après une période de repos de plusieurs mois pour le massif, le noyau central constituant le cœur de l'écluse est entièrement recouvert par un revêtement de béton armé, d'une épaisseur égale à 3 mètres environ à l'intérieur des chambres et plus importante au niveau des portes d'écluse (15 mètres au maximum).

Cette carapace, qui permet d'isoler le massif rocheux du flot continu traversant l'écluse pendant son fonctionnement, sert également de structure d'accueil et de support des chambranles des portes séparant les chambres.

2.2 Le profil 17-17'

2.2.1 Présentation

Le profil 17-17' de l'écluse à bateaux permanente est situé à l'extrémité aval de la chambre 3, à la jonction entre les chambres 2 et 3 (Figure I-13). Perpendiculaire à l'axe principal de l'écluse à bateaux, le profil 17-17' est orienté selon une direction NNE – SSO et fait un angle d'environ 21° par rapport au nord.

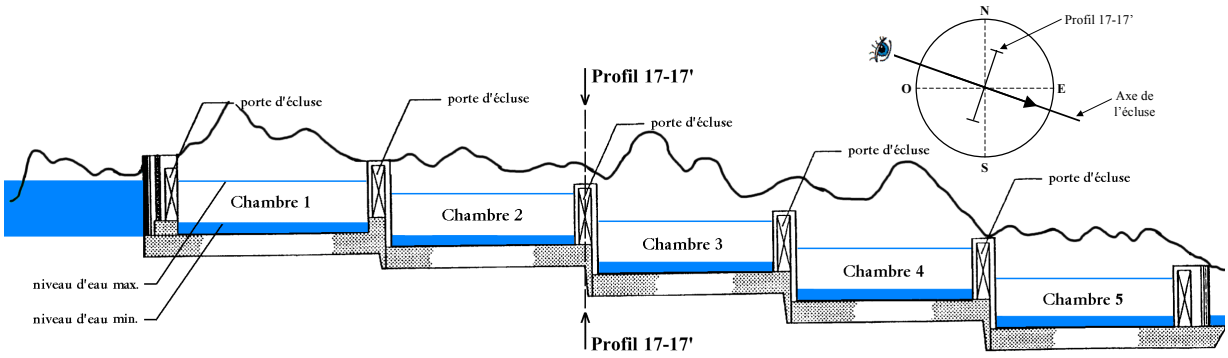


Figure I-13 : Localisation du profil 17-17'.

A cet endroit, des portes d'écluses doivent être installées. Par conséquent, le noyau central ainsi que les parements verticaux y sont plus étroits puisqu'une réservation est prévue pour recevoir les dispositifs (les chambranles des portes d'écluse) qui seront installés.

Le profil 17-17' présente les pentes les plus hautes au-dessus des quais de l'écluse à bateaux, avec une cote maximale de +245 mètres côté sud et de +234,5 mètres côté nord (soit une hauteur, respectivement, de 85 et 75 mètres), ce qui accentue son caractère particulier et la nécessité d'étudier de manière plus approfondie le comportement de ses pentes.

D'un point de vue plus général, il est essentiel d'avoir une connaissance précise du comportement à moyen terme du massif à proximité des portes d'écluse, car la déformation des murs verticaux doit obéir à des règles très strictes : en effet, après l'installation des portes, la déformation maximale tolérée sera de seulement 5 mm/an (dans une limite de 10 ans), et un dépassement de cette limite demanderait assurément de lourds travaux de réparation, avec de fortes conséquences sur le trafic des navires. Par conséquent, un renforcement mécanique suffisant doit être installé au préalable, afin de prévenir des déformations excessives du massif rocheux au niveau des murs verticaux.

L'excavation au niveau du profil 17-17' a débuté en mars 1994, et s'est terminée en mai 1999, après 62 mois de travaux et 37 000 m^3/m de roches excavées.

2.2.2 Description topographique et géologique du profil 17-17'

Des tracés topographiques et géologiques du profil 17-17' nous ont été fournis par *CWRC*, au travers d'une coupe schématique transversale, qui couvre 300 mètres de part et d'autre de la ligne médiane de l'écluse (Figure I-15). Les limites des 4 zones d'altération principales y figurent également (depuis la roche saine à la roche fortement altérée) ainsi que le tracé schématique de l'écluse à bateaux, le relevé des failles principales, les galeries de drainage et de contrôle auxiliaires, et les limites des zones d'affaiblissement dues à l'excavation.

La topographie au niveau du profil 17-17' est assez irrégulière, avec une alternance de crêtes et de vallons.

Dans le voisinage proche autour de l'excavation (± 300 mètres autour de l'axe médian), les cotes de la surface topographique initiale varient entre +200 mètres au NNE et +235 mètres au SSO, tandis que l'altitude maximale est de +262 mètres.

Dans un rayon plus large autour de l'axe principal de l'écluse (± 900 mètres autour de l'axe médian), la topographie atteint +189 mètres au NNE, et +115 mètres au SSO. L'écluse est donc excavée dans une colline dont le versant sud est plus incliné que le versant nord (Figure I-14).

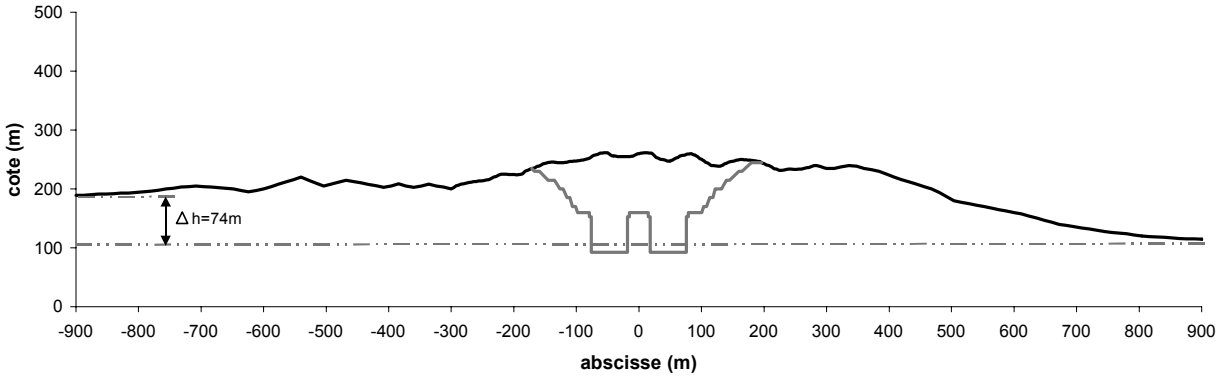


Figure I-14 : Vue transversale à grande échelle du profil 17-17'.

Figure I-15 : Coupe transversale du profil 17-17', d'après CWRC.

2.2.3 Schéma de l'écluse à bateaux permanente, au niveau du profil 17-17'

Le tracé de l'écluse à bateaux, au niveau du profil 17-17', commence à la cote +92,20 mètres (fond des chambres) et atteint +234,50 mètres sur le versant nord et +245 mètres sur le versant sud. La géométrie des gradins, au nombre de 6 sur les hautes pentes, et des murs verticaux est visible sur la Figure I-15 et explicitée dans le Tableau I-6.

	Zone	*Numéro du gradin*	*Cote min. (m)*	*Cote max. (m)*	*Hauteur du gradin (m)*	*Pente du gradin (°)*	*Largeur de banquette (m)*	*Pente moyenne (°)*
Versant nord	Partie sup.	1	230	234,5	4,5	48,4	0	36,9
		2	215	230	15	47,0	8	
	Partie inf.	3	200	215	15	59,0	10	56,0
		4	185	200	15	68,2	5	
		5	170	185	15	75,1	5	
		6	160	170	10	73,3	5	
	Chambre	7	92,2	160	67,8	90,0	22	90,0
Versant sud	Partie sup.	1	230	245	15	45,0	16,5	40,6
		2	215	230	15	45,0	5	
	Partie inf.	3	200	215	15	61,9	5	54,3
		4	185	200	15	76,9	10	
		5	170	185	15	71,6	5	
		6	160	170	10	73,3	5	
	Chambre	7	92,2	160	67,8	90,0	24,5	90,0

Tableau I-6 : Géométrie des gradins, sur les versants nord et sud du profil 17-17'.

2.2.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la masse rocheuse

2.2.4.1 Paramètres élastoplastiques de la masse rocheuse fracturée

La masse rocheuse dans la zone de l'écluse est principalement constituée d'un granite à plagioclase et amphibole. En partant de la surface, quatre zones d'altération ont été définies : fortement altérée, faiblement altérée, légèrement altérée et saine.

Les paramètres mécaniques de la matrice rocheuse ne permettent pas, à eux seuls, de décrire le comportement du massif rocheux fracturé, la petite fracturation influant de manière substantielle sur le comportement du massif. Une estimation qualitative et quantitative du degré de fracturation de la roche est donc nécessaire pour avoir une meilleure appréhension du milieu rocheux fracturé. Le *Rock Mass Rating* (indice *RMR*), introduit par Bieniawski (1976), permet de rendre compte globalement des caractéristiques physiques de la fracturation (voir annexe D).

La Figure I-16 présente la composition minéralogique des roches en fonction de leur degré d'altération. Le Tableau I-7, quant à lui, répertorie les paramètres mécaniques du massif rocheux suivant les quatre zones d'altération au niveau du profil 17-17'.

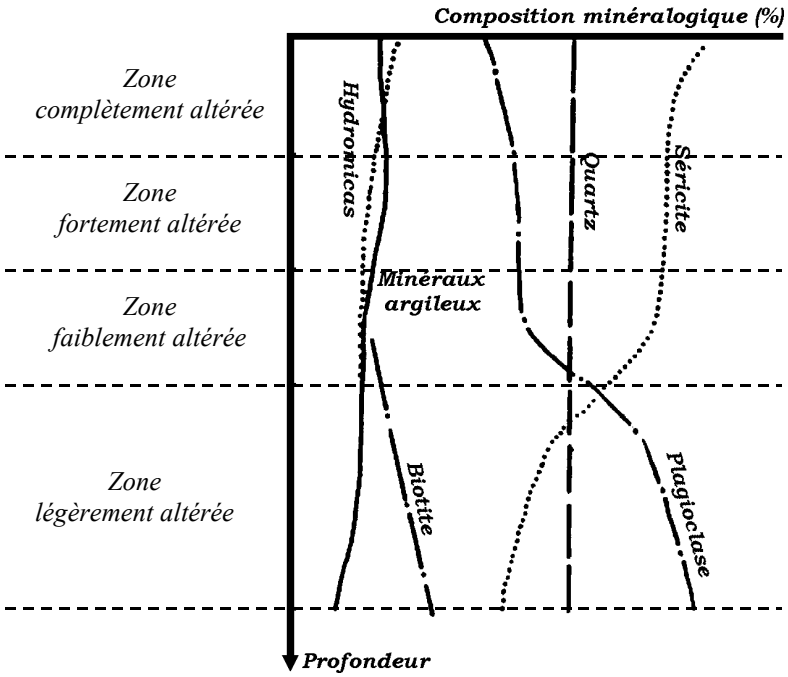


Figure I-16 : Constitution en minéraux fondamentaux de la masse rocheuse pour différents degrés d'altération, d'après Chen Deji (1986).

Roche	*Niveau d'altération*		*Masse volumique* (kg/m^3)	*Module d'élasticité* (GPa)	*Coefficient de Poisson*	*Résistance au cisaillement*		*Résistance à la traction*	*Indice RMR*
						ϕ (°)	c (MPa)	σ_t (MPa)	
Granite	Roche fraîche et légèrement altérée	I	2 700	35	0,20	59,5	2,0	2,5	82
	Roche faiblement altérée inférieure	II_1	2 680	25	0,22	56,3	1,4	1,5	71
	Roche faiblement altérée supérieure	II_2	2 650	7,5	0,25	47,7	0,8	0,5	57
	Roche fortement altérée	III	2 500	0,3	0,35	38,7	0,2	0,0	—

Tableau I-7 : Paramètres élastoplastiques de la masse rocheuse, pour les 4 zones d'altérations, d'après CTGPC (1996).

2.2.4.2 Paramètres viscoélastiques de la matrice rocheuse

La réponse mécanique des matériaux rocheux n'est pas nécessairement instantanée, mais peut être en partie différée dans le temps. Les paramètres d'élasticité et de plasticité ne suffisent pas, alors, à définir le comportement réel du massif. En effet, comme tous les matériaux (géologiques ou non), le granite constituant le massif rocheux présente du fluage en réponse à un chargement (ou déchargement) mécanique. Ce comportement de type visqueux peut être décrit par des paramètres appropriés, comme ceux qui sont explicités dans le Tableau I-8.

Roche	*Niveau d'altération*		*Module viscoélastique E_v* (GPa)	*Viscosité η* (10^{15} Pa.s)
Granite	Roche fraîche et légèrement altérée	I	180 ~ 240	9,5 ~ 43,2
	Roche faiblement altérée inférieure	II_1	30 ~ 80	0,86 ~ 4,32
	Roche faiblement altérée supérieure	II_2	30 ~ 80	0,86 ~ 4,32
	Roche fortement altérée	III	—	—

Tableau I-8 : Paramètres de fluage, pour les 4 zones d'altération, d'après CTGPC.

2.2.4.3 Etude de la zone de décompression

Suite à l'excavation et aux vibrations induites par les engins de chantier et l'utilisation répétée d'explosifs, le relâchement brutal des contraintes génère un affaiblissement sur une zone superficielle parallèle aux surfaces excavées. Selon la profondeur, elle représente une certaine épaisseur plus ou moins grande où la roche est décomprimée. Un comportement mécanique spécifique doit alors être progressivement pris en compte pour les calculs de déformation, en cours d'excavation et à long terme.

De la surface vers la profondeur, un schéma à trois zones a été retenu (*CWRC*) :

- ⇨ une zone fortement décomprimée, sur une épaisseur de 6 mètres. La roche initiale est très perturbée par l'excavation et les tirs d'explosifs successifs ;
- ⇨ une zone faiblement décomprimée, située entre 6 et 20 mètres de la surface excavée. La structure et la qualité de la roche changent relativement peu, mais l'effet peut être marqué le long de certaines discontinuités ;
- ⇨ une zone « d'ajustement des contraintes », théoriquement très grande. Les propriétés mécaniques de la roche sont inchangées et le comportement mécanique du massif rocheux est pour ainsi dire identique au comportement initial.

Dans les deux zones décomprimées, les paramètres mécaniques diffèrent de ceux de la roche avant l'excavation. Cependant, ces modifications n'interviennent qu'au niveau des couches I et II_1 (roche fraîche et légèrement altérée et zone faiblement altérée inférieure), car dans les couches II_2 et III (zone faiblement altérée supérieure et zone fortement altérée) la roche est initialement très altérée et l'excavation est supposée très peu modifier son comportement mécanique. Le Tableau I-9 regroupe l'ensemble des valeurs des paramètres mécaniques caractérisant les matériaux rocheux dans les zones de décompression.

Niveau d'altération		*Masse volumique* ρ *(kg/m³)*	*Module d'élasticité* E *(GPa)*	*Coefficient de Poisson* ν	*Résistance au cisaillement*		*Résistance à la traction*	*Indice RMR*
					ϕ (°)	c (MPa)	σ_t (MPa)	
Roche fraîche et légèrement altérée	* I	2 700	35	0.20	59,5	2,0	2,5	82
	Ib	2 700	30	0,22	56,3	1,8	2,2	70
	Ic	2 700	15	0,24	54,5	1,0	1,8	60
Roche faiblement altérée inférieure	* II_1	2 680	25	0.22	56,3	1,4	1,5	71
	II_1b	2 680	20	0,23	52,4	1,2	1,2	60
	II_1c	2 680	12	0,25	50,2	0,9	0,8	50
Roche faiblement altérée supérieure	* II_2	2 650	5 ~ 10	0,25	47,7	0,8	0,5	57
Roche fortement altérée	* III	2 500	0,1 ~ 0,5	0,35	38,7	0,2	0,0	—

(b) zone faiblement décomprimée (c) zone fortement décomprimée * zone d'ajustement des contraintes

Tableau I-9 : Paramètres élastoplastiques de la matrice rocheuse pour les zones de décompression au niveau du profil 17-17', d'après CTGPC.

Par ailleurs, d'après Chen Deji (1999) l'épaisseur de la zone décomprimée n'est pas constante dans l'ensemble du profil 17-17', mais dépend aussi des conditions géologiques : si la roche est loin des grandes failles et si aucune discontinuité n'est parallèle à la pente, alors l'épaisseur de décompression est faible (par exemple au niveau de la chambre 3). A l'opposé, cette épaisseur est très importante au nord (chambres 2 et 3, près de la faille F215).

Au niveau des parements verticaux, l'épaisseur des zones décomprimées varie également avec la profondeur : ainsi, les 15 mètres supérieurs sont plus profondément décomprimés qu'au niveau du fond des chambres. Le Tableau I-10 présente des valeurs de l'épaisseur des zones fortement et faiblement décomprimées pour les parements verticaux et le noyau central.

	Epaisseur de décompression (m)			
	Zone fortement décomprimée		*Zone faiblement décomprimée*	
Profondeur	*moyenne*	*extrême*	*moyenne*	*Extrême*
0 m – 15 m	4 ~ 8	12	15 ~ 25	45
15 m – 25 m	2 ~ 4	6	8 ~ 10	30
25 m – 40 m	1 ~ 3		6 ~ 10	
40 m – fond	0 ~ 1		—	

Tableau I-10 : Epaisseur de la zone décomprimée sur les parements verticaux, d'après Chen Deji (1999).

2.2.5 Relevé des principales familles de discontinuités et des failles majeures

Dans la zone de l'écluse, 77 failles ou fractures majeures ont été identifiées en surface lors des levés cartographiques géologiques (échelle 1:1000). On peut les répartir comme suit : 36 ont une longueur inférieure à 50 mètres, 29 mesurent entre 50 et 100 mètres, et 12 ont une longueur supérieure à 100 mètres. Ces discontinuités ont généralement un pendage assez élevé, supérieur à 70° dans 80% des cas.

Les failles les plus importantes se limitent la plupart du temps à une chambre d'écluse, à l'exception de la faille F215 qui traverse à la fois les pentes nord et sud (Figure I-8). Les discontinuités dirigées vers le ONO et le ENE, et interceptant le noyau central avec un angle inférieur à 30°, sont faiblement cimentées et plutôt défavorables à la stabilité des pentes. Cependant, elles ont une faible extension et ne représentent que 14% du nombre total de failles.

Dans la zone des chambres 2 et 3, on rencontre quelques diabases et filons de pegmatites. Un petit nombre de zones de cisaillement et de failles mineures apparaissent, avec une orientation prédominante vers le NNO et le ENE. En moyenne, les discontinuités dont le vecteur pendage est dirigé vers le NNO sont espacées de 35 à 50 mètres sur la pente nord. Celles dont le vecteur pendage est dirigé vers le ENE sont espacées de 20 à 25 mètres sur la pente sud, et de 30 à 40 mètres sur la pente nord, leur extension moyenne atteignant 30 à 50 mètres (Figure I-8).

Les fractures, quant à elles, sont bien développées et ont un vecteur pendage majoritairement dirigé vers le ENE. Statistiquement, la densité des fractures de longueur supérieure à 5 mètres est de 0,8 à 2 fissures par mètre. Par ailleurs, la distribution et la densité des fractures varie peu selon que l'on se trouve dans les parties profondes ou superficielles du massif.

La localisation et les paramètres mécaniques des matériaux de remplissage des principales failles de grande extension sont explicités dans le Tableau I-11. Ces données, que nous avons compilées à partir de différentes sources (rapport géologique chinois, coupe transversale du profil 17-17'), sont assez fragmentaires, d'où l'absence de valeurs pour les paramètres de certaines failles.

Numéro de la faille	*Localisation au niveau du profil 17-17'*	*Azimut de pendage*	*Angle de pendage apparent (17-17')*	ϕ (°)	*C' (MPa)*
F1038	Nord				
F1037	Nord				
F1003	Banquette nord, y=230m		74°		
F229	Nord et noyau central	252°	58°	33 ~ 35	0,15 ~ 0,20
F5	Noyau central	21°	83°	27 ~ 31	0,05 ~ 0,15
F1	Banquette sud, y=160m	13°	56°		
F1213	Gradin sud, y∈[185m,200m]	340°	50°		
F215	Nord / Sud	321° / 333°	64° / 66°	14 ~ 22	0,05 ~ 0,10
F1032	Sud		74°	29 ~ 33	0,05 ~ 0,15
F8	Sud	253°	76°	33 ~ 35	0,15 ~ 0,20
G1003	Nord		72°		
G1004	Nord		84°		

Tableau I-11 : Localisation des principales discontinuités de grande extension et paramètres mécaniques associés, d'après CTGPC.

En ce qui concerne la petite fracturation, l'annexe A répertorie l'ensemble des données relatives aux familles de joints relevées sur les versants nord et sud du profil 17-17' (et de manière plus générale entre les abscisses 15km+500 et 15km+900). Ces données sont résumées dans les Tableaux I-12 et I-13.

		Cotes sur la pente nord (m)			*Cotes sur la pente sud (m)*		
		170 – 185	*185 – 200*	*200 – 215*	*170 – 185*	*185 – 200*	*200 – 215*
Orientation (°)		73,1	33,4	30,5	44,7	61,0	342,2
Azimut de pendage (°)	*Moyenne*	343,1	303,4	300,5	314,7	331,0	252,2
	Variance	5,3	14,6	10,8	20,0	9,6	3,8
	Loi ajustée	Normale	Log normale	Normale	Normale	Log normale	Normale
Angle de pendage (°)	*Moyenne*	75,3	74,6	72,7	69,4	68,5	55,2
	Variance	14,3	8,8	6,6	7,0	14,1	17,1
	Loi ajustée	e^x, x>0 *	e^x, x>0 *	Normale	Log normale	Normale	Normale
Espacement (m)	*Moyenne*	3,0	2,6	2,9	2,5	3,6	2,2
	Variance	2,7	2,1	2,5	1,1	1,9	1,5
	Loi ajustée	e^x, x<0	e^x, x<0	e^x, x<0	Normale	Normale	e^x, x<0
Extension (m)	*Moyenne*	14,5	10,7	13,8	9,5	12,2	15,4
	Variance	4,9	2,4	5,1	3,3	3,9	4,8
	Loi ajustée	Normale	Normale	Normale	Normale	e^x, x<0	Normale

* loi exponentielle positive qui résulte d'un ajustement local croissant. Il existe une fonction affine y=f(x) telle que la distribution présente un ajustement avec une loi exponentielle négative.

Tableau I-12 : Caractéristiques des fractures sur les pentes du profil 17-17', d'après CTGPC.

		Galeries de drainage nord			*Galeries de drainage sud*		
		NA5 Z=154m	*NA6 Z=173m*	*NA7 Z=201m*	*SA5 Z=154m*	*SA6 Z=173m*	*SA7 Z=201m*
Orientation (°)		66,9	54,6	57,3	36,8	56,2	33,8
Azimut de pendage (°)	*Moyenne*	336,9	324,6	327,3	306,8	326,2	303,8
	Variance	13,9	18,5	13,8	20,1	22,0	9,7
	Loi ajustée	Normale	Normale	Normale	Normale	Normale	Normale
Angle de pendage (°)	*Moyenne*	74,0	75,5	77,2	68,3	76,4	73,2
	Variance	3,9	9,3	8,8	14,5	7,0	8,7
	Loi ajustée	Normale	Normale	Normale	Normale	Normale	Normale
Espacement (m)	*Moyenne*	1,2	1,1	1,2	1,6	1,3	1,3
	Variance	0,6	0,7	1,0	1,4	1,0	0,8
	Loi ajustée	e^x, x<0	e^x, x<0	Normale	e^x, x<0	e^x, x<0	e^x, x<0

Tableau I-13 : Caractéristiques des fractures dans les galeries de drainage, d'après CTGPC.

2.2.6 Schéma d'excavation réel

Au fur et à mesure de l'avancée des travaux, les niveaux atteints par l'excavation au niveau du profil 17-17' (sur les pentes nord et sud et sur l'axe médian) ont été relevés. Présentés sur la Figure I-17, ils permettent également d'évaluer les volumes de roches excavées sur ce tronçon de l'écluse à bateaux (Figure I-18).

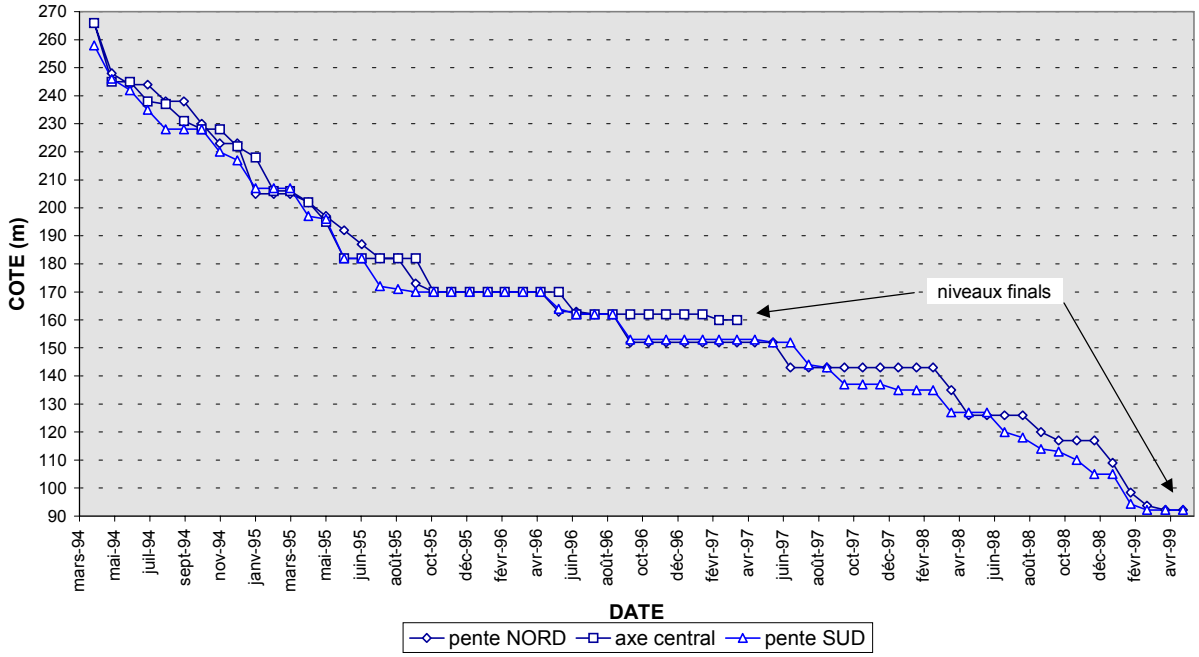


Figure I-17 : Schéma d'excavation réel au niveau du profil 17-17' (sur les pentes nord et sud et près de l'axe médian de l'écluse), d'après CTGPC.

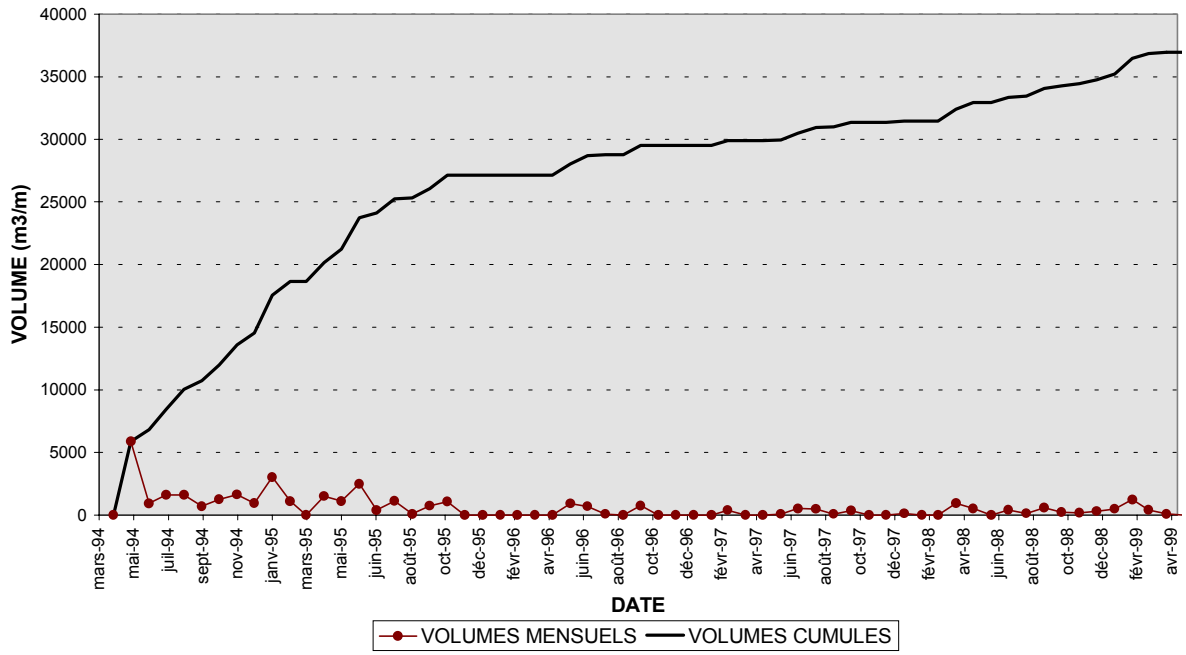


Figure I-18 : Volumes (par mètre linéaire) de roches excavées, au niveau du profil 17-17', d'après CTGPC.

2.2.7 Caractéristiques du projet au niveau du profil 17-17'

2.2.7.1 Conditions de drainage hydraulique

Le drainage de l'eau interstitielle initialement présente dans le massif rocheux fracturé est assuré par un système de tunnels et de galeries, disposés à sept hauteurs sur les versants nord et sud de l'écluse à bateaux (Figure I-19).

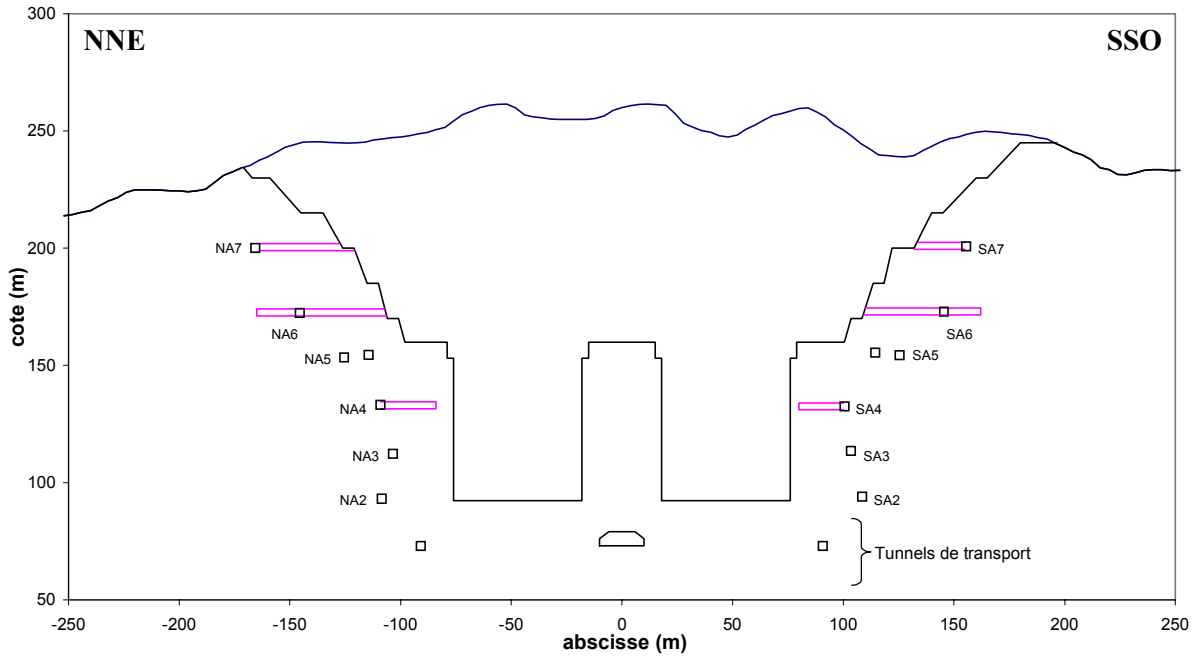
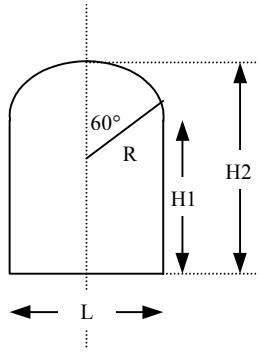


Figure I-19 : Localisation des galeries et tunnels de drainage sur le profil 17-17', d'après CWRC.

La disposition de ces galeries permet d'opérer un rabattement efficace de la nappe, afin d'effectuer, à sec, l'excavation de l'écluse. En complément, un dispositif de drainage subhorizontal très dense est assuré par le creusement de fossés et l'application de béton projeté sur les parois rocheuses, ce qui permet de limiter les infiltrations et le développement de pressions hydrauliques superficielles au niveau des talus.

Outre les tunnels de transport gérant le remplissage et la vidange des chambres d'écluse, dont le plus important est situé à l'aplomb du noyau central, il existe trois types de galeries de drainage, schématisés sur la Figure I-20. Les Tableaux I-14 et I-15 indiquent le type et la localisation des galeries traversant le profil 17-17'.



	L (cm)	*H1 (cm)*	*H2 (cm)*	*R (cm)*
Type A	300	263	350	173
Type B	250	228	350	144
Type C	200	192	250	115

Figure I-20 : Schématisation des galeries de drainage, d'après CTGPC.

	Type	Cote de la base de la galerie (m)
Niveau 7	B, C (monitoring)	200,8
Niveau 6	B, C (monitoring)	173,0
Niveau 5	A (ancrage), B	154,4
Niveau 4	A, C (monitoring)	132,5
Niveau 3	A	113,5
Niveau 2	B	94,0
Niveau 1	Le niveau 1 ne traverse pas le profil 17-17'	

Tableau I-14 : Inventaire des galeries de drainage au niveau du profil 17-17', d'après CTGPC.

	Pente nord		*Pente sud*	
	Abscisse (m)	*Cote du radier* (m)	*Abscisse* (m)	*Cote du radier* (m)
Galeries de drainage au niveau 7	– 165,50	200,15	155,50	200,80
Galeries de drainage au niveau 6	– 145,50	172,35	145,50	172,90
Galeries d'ancrage au niveau 5	– 114,50	154,50	114,50	155,50
Galeries de drainage au niveau 5	– 125,50	153,45	125,50	154,40
Galeries de drainage au niveau 4	– 109,00	133,20	100,50	132,55
Galeries de drainage au niveau 3	–103,50	112,30	103,50	113,50
Galeries de drainage au niveau 2	– 108,50	93,10	108,50	93,95
Tunnels de transport	– 90,75	73,00	90,75	73,00

Tableau I-15 : Localisation des galeries de drainage et des tunnels de transport, sur les versants nord et sud du profil 17-17', d'après CTGPC.

2.2.7.2 Renforcements mécaniques systématiques

Au niveau du profil 17-17', le renforcement mécanique est assuré par la mise en place d'ancrages, à intervalles réguliers, sur l'ensemble des gradins excavés ainsi que sur les parements verticaux et le noyau central.

A cela s'ajoute la pose de câbles en acier précontraints, disposés à des endroits spécifiques sur les hautes pentes mais surtout sur les parements verticaux et le noyau central, qui permettent d'appliquer et de maintenir une force de compression pseudo-horizontale sur le massif rocheux. La Figure I-21 rend compte de la position des ancrages et des câbles en acier, au niveau du profil 17-17' de l'écluse à bateaux permanente.

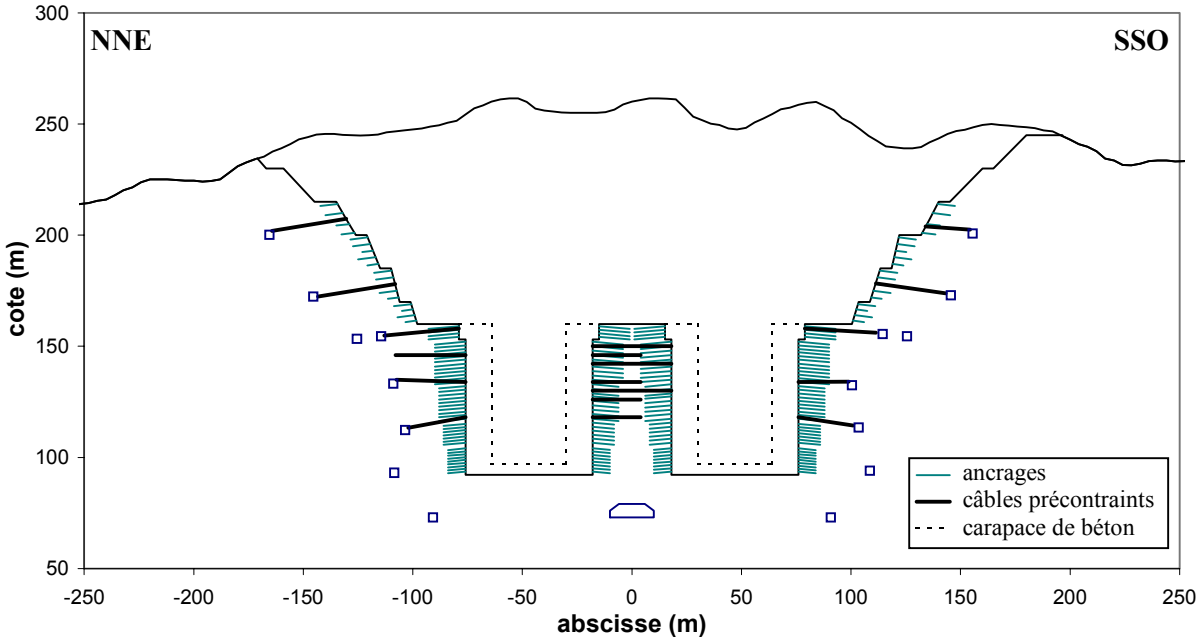


Figure I-21 : Positionnement des renforcements mécaniques (câbles, ancrages et carapace de béton) au niveau du profil 17-17', d'après CWRC.

Suivant l'inclinaison des pentes, plusieurs modèles de renforcements ont été mis en place sur le profil 17-17' (annexe B) :

- ⇨ dans la partie supérieure du talus (≥ +200 mètres), qui est constituée d'un granite faiblement à fortement altéré, des angles de pente faibles ont été adoptés pour les gradins (45°). Du béton projeté et des boulons (longueur : 150 cm, espacement : 300 × 300 cm) ont été utilisés afin de protéger la surface des gradins ;
- ⇨ dans la partie inférieure du talus (entre +160 et +200 mètres), dans une roche fraîche et légèrement altérée, on trouve des pentes plus raides (de 60 à 75° au niveau des gradins). Du béton projeté sur une épaisseur de 10 cm environ et des ancrages (longueur : 500 à 800 cm) protègent la surface des gradins ;
- ⇨ pour les chambres d'écluse, un système d'ancrages en acier haute qualité (800 à 1 400 cm de long, espacements de 130 × 130 cm à 160 × 160 cm) assure le maintien des murs verticaux. Une mesure supplémentaire consiste en l'utilisation de câbles précontraints à 3 000 kN (tension de service) ;
- ⇨ ponctuellement, les volumes instables de plusieurs centaines, voire plusieurs milliers, de mètres cubes sont stabilisés par les systèmes d'ancrages et de câbles précontraints.

2.2.7.3 Bétonnage du noyau central

Situé à la jonction entre les chambres 2 et 3, le profil 17-17' doit accueillir les chambranles des portes d'écluse : l'épaisseur de la carapace y atteint donc 12 à 15 mètres, soit 10 mètres de plus qu'à l'intérieur des chambres (Figure III-8). Sa construction a commencé en février 2000, c'est-à-dire 10 mois après la fin de l'excavation et 70 mois après le début des travaux sur ce tronçon de l'écluse.

2.2.8 Suivi du comportement du massif : instrumentation

Un système de surveillance (monitoring) a été établi dès le début des travaux et au fur et à mesure de la progression de l'excavation. Il a fonctionné pendant toute la durée de la construction de l'écluse. Les points de mesure ont été distribués dans 10 sections perpendiculaires à l'axe de l'écluse. La Figure I-22 décrit l'ensemble de ces installations au niveau du profil 17-17', auxquelles il faut ajouter les stations météorologiques et de détection sismique (paragraphes 1.3 et 1.4).

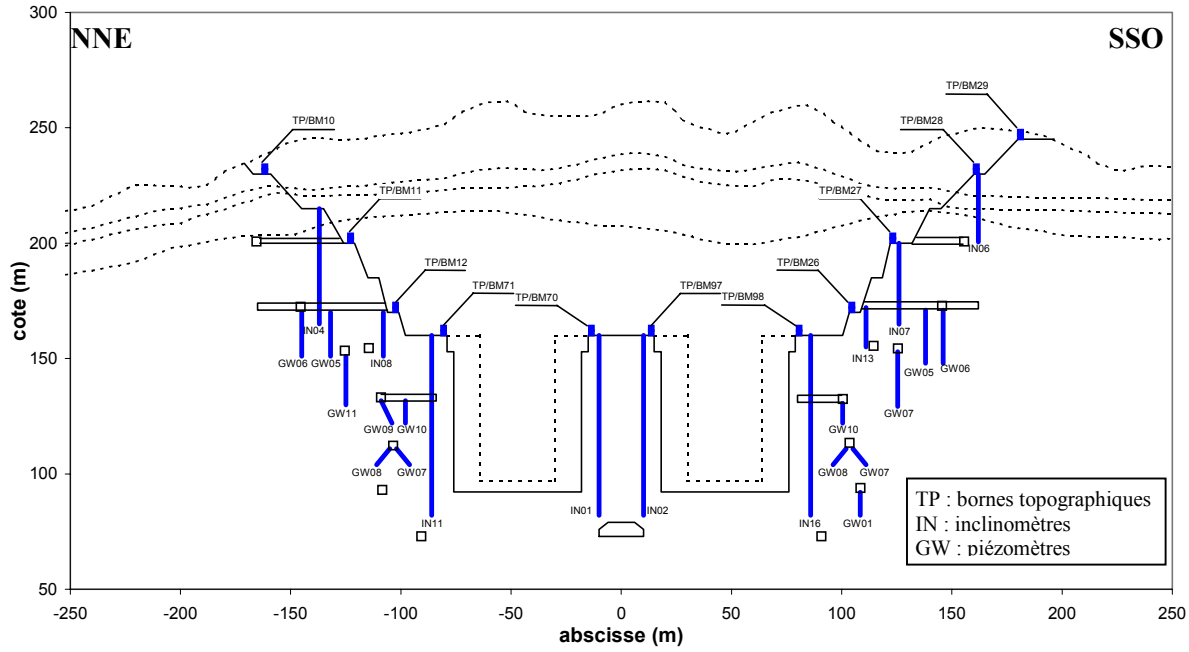


Figure I-22 : Localisation des instruments de surveillance sur les pentes et dans le massif, au niveau du profil 17-17', d'après CWRC.

Les instruments installés au niveau du profil 17-17' – sur les pentes et au cœur du massif – sont de différentes natures :

- ⇨ des bornes topographiques, qui mesurent la déformation des parois de l'excavation ;
- ⇨ des inclinomètres, qui renseignent sur les déplacements au niveau des failles et les déformations plus profondes du massif ;
- ⇨ des piézomètres, qui mesurent le niveau de l'eau interstitielle dans le massif rocheux.
- ⇨ des extensomètres, qui permettent d'évaluer la déformation au sein du massif rocheux ;

Durant les travaux de construction de l'écluse à bateaux, ce réseau d'appareils de mesure a permis (annexe C) :

- ⇨ de suivre précisément la déformation du massif au niveau des hautes pentes, ainsi qu'au sommet des murs verticaux ;
- ⇨ de déterminer la déformation du massif à proximité des failles principales ;
- ⇨ de connaître la variation des niveaux piézométriques et d'établir les profils de pression interstitielle autour de l'excavation.

3 Conclusions

Prévu pour fournir un dixième des besoins énergétiques actuels de la Chine et clef de voûte du contrôle des crues dans les parties basse et médiane du fleuve Yangtze, le Projet des Trois Gorges est destiné à devenir un acteur primordial du développement chinois le long de la Yangtze Valley.

D'une durée de construction estimée à 10 ans, l'écluse à bateaux permanente représente elle aussi un ouvrage monumental. Permettant le passage de navires de 10 000 tonneaux, elle constitue la structure principale pour la navigation dans cette région du fleuve et sa construction relève à elle seule de la prouesse technique, totalisant au moins deux records du monde : celui du plus grand dénivelé (113 mètres) et celui du plus grand nombre de chambres (dix).

Située dans une région qui offre des conditions de construction et de viabilité optimales pour ces infrastructures, ainsi qu'un facteur « risques naturels » a priori maîtrisé, la sécurité de l'écluse est de plus renforcée par un suivi très sérieux des installations et des terrains, à travers un réseau complexe d'instruments de mesure.

Cependant, la sécurité des grands ouvrages, qui passe par la stabilité de leurs structures et infrastructures, peut et doit être accrue au moyen de techniques toujours plus performantes. L'analyse à la fois qualitative et quantitative des risques, liés à la déformation et à la rupture des matériaux impliqués, peut être réalisée à l'aide de méthodes numériques associées à un examen approfondi de l'évolution de paramètres spécifiques, caractéristiques du comportement de ces matériaux et/ou structures.

L'identification et la localisation des risques potentiels, la détermination des facteurs déclenchants ou aggravants, l'appréciation du comportement futur (en termes de déformations ou de contraintes) de grandes régions ou de zones très localisées, sont les actions qui peuvent être menées à l'aide de méthodes numériques appropriées.

Au travers d'un exemple concret, caractérisé par le profil 17-17' de l'écluse à bateaux permanente, nous avons entrepris de mettre en œuvre une démarche judicieuse visant à reproduire, au niveau d'un massif rocheux fissuré, la réponse mécanique de talus de grande hauteur soumis à de fortes sollicitations de contraintes. A cette fin, il est prévu de traiter séparément les problèmes de stabilité et de déformation.

Les exigences industrielles très strictes inhérentes à l'ouvrage, notamment la déformation tolérée de 5 mm/an pendant 10 ans, au niveau des chambres d'écluse lorsque les portes seront installées, ainsi que la complexité géométrique et mécanique du massif rocheux constituant la colline de Tanziling font que les modèles numériques seront particulièrement sensibles aux fluctuations des différents paramètres géométriques et mécaniques.

Afin de relier les résultats numériques au comportement réel des parois de l'écluse à bateaux, on dispose de mesures d'instrumentation qui s'échelonnent sur une période assez longue (jusqu'à 6 ans en haut des pentes) et qui rendent compte de la totalité de la déformation instantanée subie par le profil 17-17' et d'une partie de la déformation visqueuse. Il sera donc possible de caler les modèles numériques sur les valeurs des caractéristiques mécaniques globales du massif. Les effets éventuels des changements d'échelle, depuis les mesures en laboratoire ou in situ, seront bien évidemment pris en compte.

Chapitre II : Analyse de la stabilité de l'excavation de l'écluse à bateaux

Présentation des modèles et analyse des résultats

1 Introduction

La rupture d'un matériau continu résulte en général de l'initiation, de la propagation et la coalescence de micro fractures, phénomènes qui sont contrôlés par l'état de contrainte local. Si ce schéma peut représenter celle d'un échantillon de roche, i.e. la matrice d'un massif rocheux, à l'échelle du massif, la rupture est contrôlée par les discontinuités tant par leur distribution, leur densité et leur orientation relative que par leurs propriétés mécaniques.

La prédiction des conditions de rupture est une caractéristique fondamentale des projets de géotechnique, dont l'objectif est, soit d'éviter à tout prix la rupture, soit d'en limiter les effets au niveau de la sécurité et de la faisabilité économique.

La stabilité des hautes pentes de l'écluse à bateaux permanente a été étudiée, au niveau de l'abscisse 15+675 km (profil 17-17'), à l'aide d'une méthode à l'équilibre limite (logiciel *DEGRÉS*). Cette analyse s'appuie principalement sur les données géologiques et géotechniques disponibles dans le rapport géologique émis par *CTGPC* et elle consiste en une étude paramétrique à partir des caractéristiques géométriques et géomécaniques du réseau de fracturation et des discontinuités majeures repérés au voisinage du profil 17-17'.

La simulation des pentes de l'excavation au niveau du profil 17-17' et l'analyse de leur stabilité, dans *DEGRÉS*, passe par plusieurs étapes successives :

- ⇨ la construction d'un modèle géométrique, reproduisant en trois dimensions les talus rocheux constituant les pentes de l'écluse à bateaux. Le logiciel *DEGRÉS* ayant été conçu pour des fosses de mines à ciel ouvert (profil fermé), le modèle géométrique a été obtenu à partir de fractions de plusieurs modèles de fosse différents ou superposés ;
- ⇨ la définition des modèles de petite fracturation et des modèles de failles majeures, à partir des données géométriques et géomécaniques ;
- ⇨ la détermination de situations hydrauliques et sismiques réalistes et représentatives du site, à prendre en compte lors des calculs d'équilibre limite ;
- ⇨ l'analyse des résultats de la détection des risques de rupture (mécanismes de rupture cinématiquement possibles et calculs de stabilité), à travers l'étude des coefficients de sécurité minimums et des volumes correspondants pour l'ensemble des surfaces de rupture potentielles détectées, soit au niveau d'un gradin individuel, soit pour la pente globale.

2 Les modèles géométriques

La variabilité géométrique des gradins des hautes pentes et l'utilisation de modèles de fosse convexes a nécessité de définir trois modèles géométriques pour le profil :

- ⇨ dans un premier temps, la stabilité globale des versants nord et sud a été étudiée à travers la simulation des pentes moyennes constituées par trois gradins successifs ;
- ⇨ dans un deuxième temps, la stabilité de chaque gradin constituant les hautes pentes de l'écluse à bateaux a été traitée de manière individuelle ;
- ⇨ enfin, nous avons analysé la stabilité des murs verticaux constituant le noyau central.

Dans les deux premiers cas, l'étude du comportement des parements verticaux nord et sud a également pu être réalisée.

2.1 Analyse de la stabilité des pentes moyennes, au niveau du profil 17-17'

Le premier modèle géométrique est constitué de trois zones verticales représentant, du bas vers le haut :

- ⇨ zone [1]-1 : les parements verticaux des chambres d'écluse ;
- ⇨ zone [1]-2 : les trois gradins inférieurs, sous forme d'un gradin unique de pente égale à la pente moyenne sur les trois gradins réels ;
- ⇨ zone [1]-3 : les trois gradins supérieurs, schématisés également comme un gradin unique de pente égale à la pente moyenne sur les trois gradins réels.

Chaque zone est séparée par une banquette identique à la banquette réelle. Les paramètres géométriques de ce modèle sont résumés dans le Tableau II-1.

Numéro de la zone verticale	*Versant nord*			*Versant sud*		
	Hauteur (m)	*Angle de pente (°)*	*Largeur de banquette (m)*	*Hauteur (m)*	*Angle de pente (°)*	*Largeur de banquette (m)*
[1]-1	67,8	90,0	22,0	67,8	90,0	24,5
[1]-2	40,0	60,1	5,0	40,0	61,8	10,0
[1]-3	34,5	37,5	—	45,0	43,2	—

Tableau II-1 : Caractéristiques du modèle géométrique numéro 1.

Le modèle géométrique numéro 1 est orienté vers le N111° et a été modélisé sur une épaisseur de 200 mètres. Les représentations spatiale et en coupe correspondantes sont représentées sur les Figures II-1 et II-2.

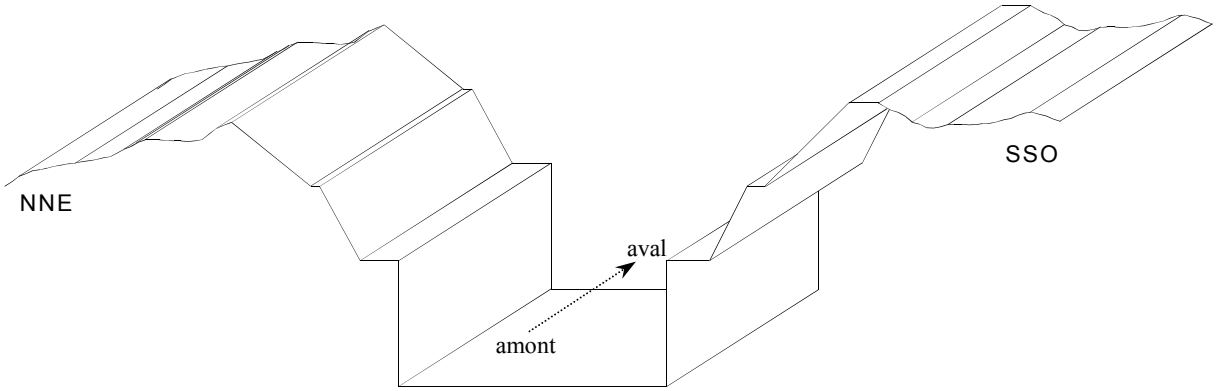


Figure II-1 : Vue schématique 3D du modèle géométrique global du profil 17-17' utilisé dans DEGRÉS.

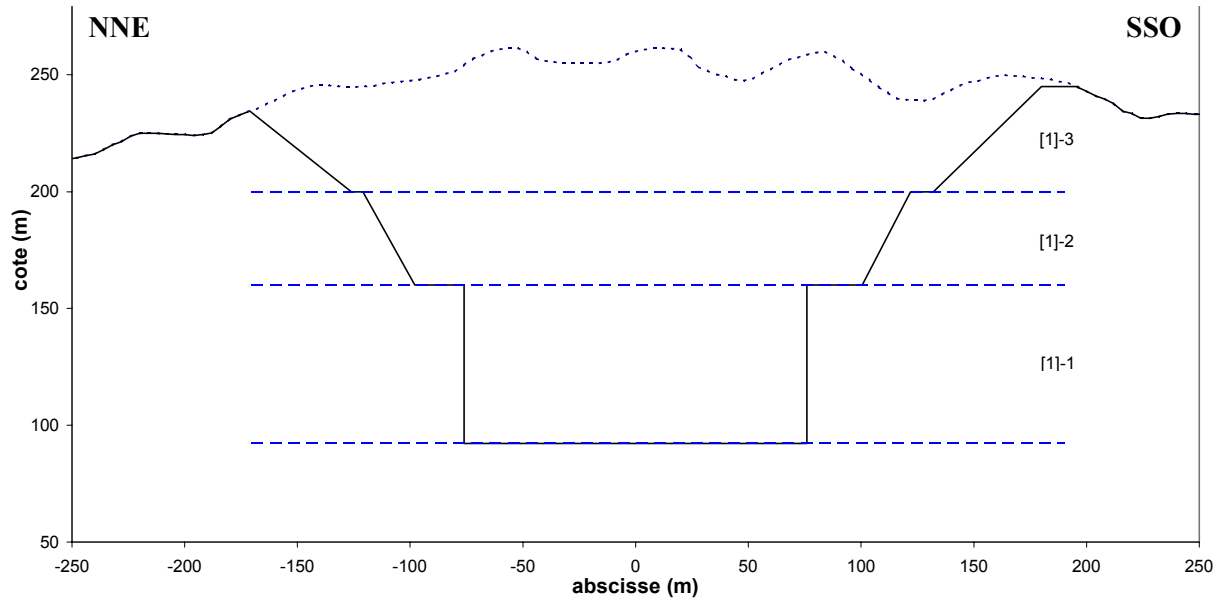


Figure II-2 : Vue schématique 2D du modèle géométrique global du profil 17-17' utilisé dans DEGRÉS.

2.2 Analyse de la stabilité des gradins, au niveau du profil 17-17'

Le deuxième modèle géométrique est constitué de sept zones verticales, qui correspondent aux murs verticaux des chambres d'écluse et aux six gradins supérieurs. Les paramètres géométriques de chaque zone sont répertoriés dans le Tableau II-2 et ont été déterminés à partir de la section transversale du profil 17-17' fournie par *CTGPC*.

Numéro de la zone verticale	*Versant nord*			*Versant sud*		
	Hauteur (m)	*Angle de pente (°)*	*Largeur de banquette (m)*	*Hauteur (m)*	*Angle de pente (°)*	*Largeur de banquette (m)*
[2]-1	67,8	90,0	22,0	67,8	90,0	24,5
[2]-2	10,0	73,3	5,0	10,0	73,3	5,0
[2]-3	15,0	75,0	5,0	15,0	71,5	5,0
[2]-4	15,0	68,2	5,0	15,0	76,9	10,0
[2]-5	15,0	59,0	10,0	15,0	61,8	5,0
[2]-6	15,0	47,0	8,0	15,0	45,0	5,0
[2]-7	4,5	48,4	—	15,0	45,0	16,5

Tableau II-2 : Caractéristiques du modèle géométrique numéro 2.

Les Figures II-3 et II-4 présentent une vue schématique 3D et 2D du modèle géométrique numéro 2.

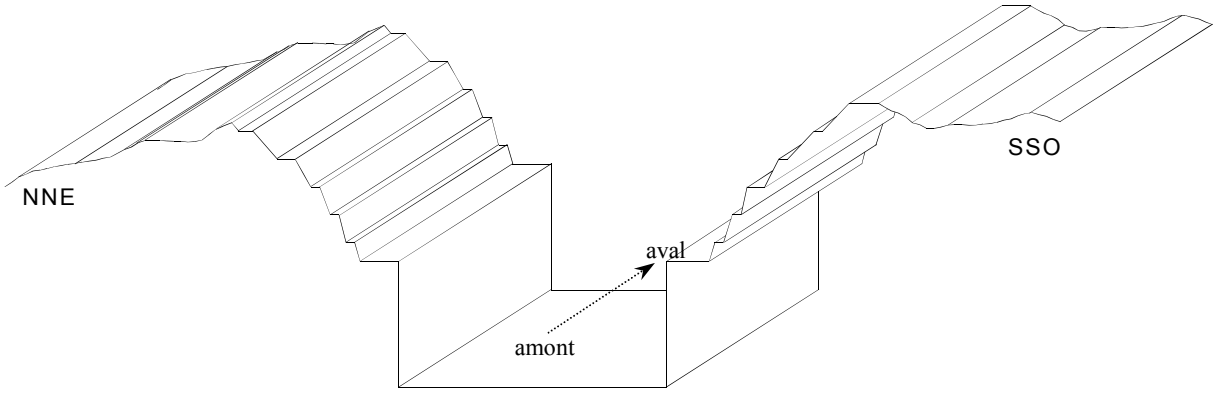


Figure II-3 : Vue schématique 3D du modèle géométrique détaillé du profil 17-17' utilisé dans DEGRÉS.

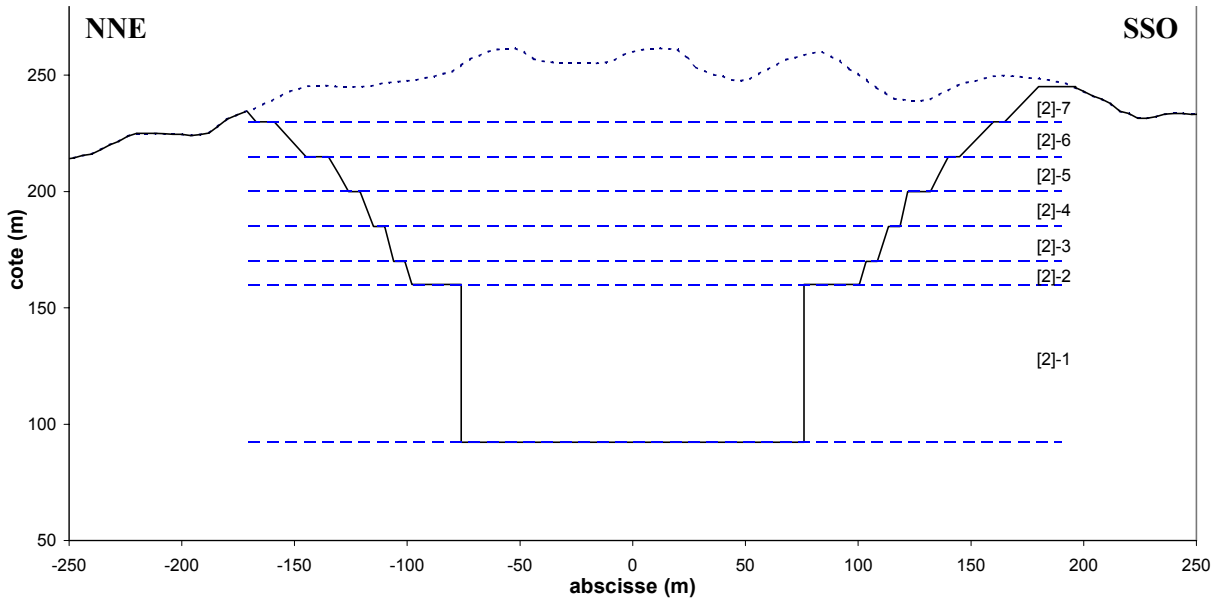


Figure II-4 : Vue schématique 2D du modèle géométrique détaillé du profil 17-17' utilisé dans DEGRÉS.

2.3 Analyse de la stabilité du noyau central, au niveau du profil 17-17'

Les parements verticaux externes des chambres d'écluse étant intégrés aux modèles précédents, l'étude des murs du noyau central a nécessité la réalisation d'un modèle géométrique particulier dont les propriétés géométriques sont explicitées sur la Figure II-5.

Hauteur : 67,8 m

Angle de pente : 90,0°

Largeur de banquette : 36,0 m

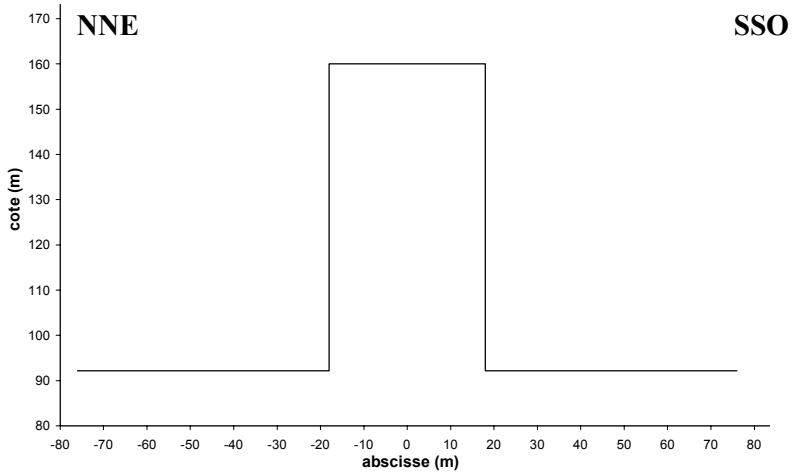


Figure II-5 : Vue schématique 2D et caractéristiques du modèle géométrique représentant le noyau central au niveau du profil 17-17', dans DEGRÉS.

3 Les familles de discontinuités et les fractures

Les données géologiques et géotechniques liées aux familles de discontinuités proviennent du rapport géologique fourni à *ARMINES-CGI* par *CTGPC*. Des informations complémentaires ont été apportées par *CGTPC* et *CWRC* à l'occasion des missions organisées en Chine (Juillet 1998).

Quatre situations ont été analysées, correspondant à deux modèles de petite fracturation et à la prise en compte ou non des discontinuités majeures (failles). Rappelons que la caractérisation géométrique d'une famille de fractures comprend les valeurs moyennes de sa direction et de son angle de pendage, de son extension, de son espacement et les écarts types correspondants.

3.1 Modèle de petite fracturation numéro 1

Dans ce premier modèle, nous avons considéré les huit familles de discontinuités déterminées par *CTGPC* (voir annexe A, Tableaux A-1 et A-2) pour les pentes nord et sud, le long de l'écluse à bateaux entre les coordonnées 15+500 km et 15+900 km.

Les valeurs d'extension et d'espacement qui n'étaient pas précisément définies dans le rapport géologique émis par *CTGPC* ont été évaluées en utilisant le pourcentage relatif des discontinuités appartenant à chaque famille et des informations qualitatives liées à leur densité. En conséquence, les familles de discontinuités moyennes pour les pentes nord et sud ont la même orientation, mais des valeurs d'extension et d'espacement différentes ont été considérées. Les caractéristiques géométriques des familles de discontinuités constituant ce premier modèle de petite fracturation sont rassemblées dans le Tableau II-3.

			Pente nord			***Pente sud***		
Numéro de la famille	***Direction de pendage (°)***	***Angle de pendage (°)***	***Extension (m)***	***Espacement (m)***	***Densité***	***Extension (m)***	***Espacement (m)***	***Densité***
1	335	74	15	2	Fort	15	2	Fort
2	255	68	10	3	Moyen	15	2	Fort
3	75	68	10	3	Moyen	10	3	Moyen
4	155	74	10	3	Moyen	5	5	Faible
5	290	68	10	3	Moyen	10	3	Moyen
6	110	68	5	5	Faible	5	5	Faible
7	201	63	5	5	Faible	5	5	Faible
8	21	63	10	3	Moyen	10	3	Moyen

Tableau II-3 : Caractéristiques géométriques des familles de discontinuités constituant le modèle de petite fracturation numéro 1.

3.2 Modèle de petite fracturation numéro 2

Dans ce modèle, nous avons considéré uniquement les principales familles de discontinuités définies à partir de celles identifiées à proximité du profil 17-17'. Pour chaque versant, trois familles ont été ainsi sélectionnées à partir des diagrammes stéréographiques présentés dans l'annexe A. Les paramètres géométriques correspondants du Tableau II-4 ont été discutés et validés par *CTGPC* et *CWRC* durant les missions en Chine.

	Numéro de la famille	***Direction de pendage (°)***	***Angle de pendage (°)***	***Extension (m)***		***Espacement (m)***
				moyenne	***Valeur haute***	
Pente nord	n1	339	84	14	20	2
	n2	252	80	10	20	3
	n3	70	74	10	20	3
Pente sud	s1	340	75	10	20	3
	s2	252	68	14	20	2
	s3	70	73	10	20	3

Tableau II-4 : Caractéristiques géométriques des familles de discontinuités constituant le modèle de petite fracturation numéro 2.

Le modèle de petite fracturation numéro 2 a été constitué à partir des trois familles de discontinuités les plus représentées parmi celles décrites au paragraphe 3.1. Il existe, par ailleurs, une équivalence entre les familles de discontinuités présentes sur le versant nord et celles localisées sur le versant sud. Orientées, deux à deux, selon des directions de pendages presque identiques, la distribution (extension et espacement) et le pendage de ces familles diffèrent toutefois selon leur emplacement sur le profil 17-17'.

Afin d'étudier l'influence du paramètre d'extension qui contrôle principalement le volume des blocs potentiellement instables, deux valeurs ont été utilisées lors des calculs : une valeur moyenne, 14 mètres pour les familles de discontinuités principales et 10 mètres pour les familles secondaires, et une valeur haute de 20 mètres pour toutes les familles.

Cette dernière valeur a été déterminée à partir de l'étude statistique des discontinuités présentée dans les Tableaux A-3 et A-4 de l'annexe A. En considérant la distribution normale explicitée dans le Tableau A-4, environ 95% des discontinuités mesurées ont une extension inférieure à la valeur retenue.

3.3 Prise en compte des failles majeures

Lors de l'analyse des risques et de la stabilité, il peut être adjoint à chaque modèle de petite fracturation un modèle de failles. Ce modèle est composé par une description déterministe de certaines failles répertoriées sur la coupe transversale du profil 17-17'. En particulier, nous avons considéré les failles situées au niveau du mur vertical de la chambre sud et des murs verticaux nord et sud du noyau central (d'après la coupe transversale, aucune faille n'est localisée sur le mur vertical de la chambre nord).

Cette approche est justifiée par les observations de terrain qui ont montré que les plus grands volumes potentiellement instables sont liés à l'association d'une famille de discontinuités ayant une extension moyenne et d'une faille ou d'une discontinuité spécifique ayant une très grande extension. Cette configuration se situe en général au voisinage des failles principales où le réseau de discontinuités est plus développé.

Dans les calculs, ces failles ont été considérées comme des éléments de familles de discontinuités ayant de très grandes valeurs d'extension et d'espacement, et ajoutées aux modèles de petite fracturation respectifs suivant leur localisation. Toutefois, comme le logiciel *DEGRÉS* suppose que les familles de discontinuités ne sont pas localisées précisément dans l'espace, seuls les mécanismes de rupture résultant de l'association entre deux familles de discontinuités, ou entre une famille de discontinuités et une faille, ont été considérés dans l'analyse de stabilité (voir annexe 1, paragraphe 2.3.2). En réalité, l'analyse de la stabilité du volume délimité par deux failles nécessiterait de pouvoir les localiser exactement lors des calculs, ce qui n'est pas réalisable actuellement avec *DEGRÉS*. Notons que de telles associations ne se produisent pas sur la coupe du profil 17-17'.

Les failles considérées dans cette analyse sont présentées dans le Tableau II-5. Il s'agit des grandes discontinuités présentées sur la coupe transversale du profil 17-17' et susceptibles d'intervenir dans un mécanisme de rupture, au niveau des hautes pentes et des murs verticaux sur les versants et le noyau central de l'écluse à bateaux.

	Nom de la faille	***Direction de pendage (°)***	***Angle de pendage (°)***	***Extension (m)***	***Espacement (m)***	***Cohésion (kPa)***	***Angle de frottement (°)***
Mur vertical sud	T16	340	60	25/50	50	100	33
	F1	13	56	25/50	50	100	33
	T19	260	72	25/50	50	100	33
	T15	298	50	25/50	50	100	33
	T31	294	78	25/50	50	100	33
Face nord du noyau central	F5	21	83	25/50	50	100	33
	T19	10	80	25/50	50	100	33
	T78	55	80	25/50	50	100	33
	T32	75	63	25/50	50	100	33
Face sud du noyau central	F229	252	70	25/50	50	150	33
	F4	255	60	25/50	50	100	33

Tableau II-5 : Failles principales considérées dans l'analyse de stabilité.

Pour ces failles, deux valeurs d'extension ont été étudiées : 25 et 50 mètres. Ces valeurs ont été estimées d'après l'analyse des données géométriques concernant le relevé des principales discontinuités majeures sur le profil 17-17' (répertoriées sur la coupe transversale) et permettent d'envisager des scénarios de rupture à la fois réalistes et pessimistes.

3.4 Les paramètres mécaniques des failles

La reconnaissance des failles a été réalisée au niveau de plusieurs points de contrôle. Des échantillons de roches ont été prélevés à des fins d'analyse en laboratoire et ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des discontinuités.

Des paramètres mécaniques uniformes pour l'ensemble des failles, cohésion et angle de frottement valant respectivement 100 kPa et 33°, ont été définis à partir des données issues du rapport géologique chinois (Tableau II-5).

Toutefois, étant donné l'incertitude et la variabilité des paramètres attribuables aux familles de discontinuités, plusieurs jeux de paramètres mécaniques, pour la cohésion et l'angle de frottement, ont été utilisés lors des calculs. Ils sont présentés dans le Tableau II-6.

	Cas 1	***Cas 2***	***Cas 3***	***Cas 4***
Cohésion (kPa)	0	0	50	100
Angle de frottement (°)	30	35	30	30

Tableau II-6 : Paramètres mécaniques utilisés pour les familles de discontinuités.

4 Configurations hydrogéologiques

Cinq configurations hydrogéologiques ont été définies. Chacune d'entre elles peut être décrite par une distribution de pression différente le long des surfaces de discontinuité (voir annexe 1, Figure 1-4). Ces distributions sont équivalentes à des distributions triangulaires, avec u, la pression en pied de gradin, h, la hauteur de la surface de rupture et γ_w, le poids volumique de l'eau :

- ⇨ pas d'eau dans les discontinuités : $u = 0$,
- ⇨ discontinuités saturées avec un drainage fort : $u = \gamma_w.h/8$,
- ⇨ discontinuités saturées avec un drainage moyen : $u = \gamma_w.h/4$,
- ⇨ discontinuités saturées avec un drainage faible : $u = \gamma_w.h/2$, et
- ⇨ discontinuités saturées et non drainées : $u = \gamma_w.h$.

Cela balaye une large gamme de configurations liées à un drainage plus ou moins important des discontinuités délimitant les volumes potentiellement instables. Le niveau de drainage à prendre en compte lors de l'analyse doit considérer, bien entendu, la densité du réseau de discontinuités à l'intérieur de la masse rocheuse, mais aussi le volume et la forme des blocs analysés.

Ainsi, l'efficacité des conditions de drainage est reliée à la connectivité du réseau de discontinuités, au degré de fracturation et à la perméabilité de la masse rocheuse ainsi qu'à l'efficacité des dispositifs de drainage implantés.

A partir de ces paramètres, les configurations hydrauliques bénéficiant d'un drainage *moyen* à *fort* au niveau des discontinuités peuvent être considérées comme les plus réalistes en situation statique. Elles peuvent alors conduire à une diminution significative du coefficient de sécurité, jusqu'à 25% par rapport à une configuration sans eau, selon les paramètres géométriques et mécaniques des discontinuités impliquées.

Toutefois, on sait qu'en situation dynamique la sollicitation peut induire une augmentation de la pression interstitielle dans les discontinuités. Par conséquent, les deux configurations dites *pas de drainage* et *drainage faible* peuvent être considérées réalistes sous l'effet des séismes.

5 Les situations dynamiques

5.1 L'approche pseudo-statique

L'analyse de la stabilité des pentes de l'écluse à bateaux sous l'effet du chargement dynamique résultant de séismes potentiels naturels ou induits par le remplissage du réservoir est une étape importante de l'analyse des risques et de la stabilité.

La prise en compte de l'action d'un séisme sur la stabilité des pentes est très complexe, et seules des approches simplifiées peuvent être mise en œuvre. L'approche pseudo-statique est la plus couramment utilisée. Son principe est le suivant : les actions dues au séisme de référence sont représentées par une force, la plupart du temps horizontale ou parallèle à la pente moyenne du versant, déduite de l'équation de la dynamique. Elle est donc proportionnelle à l'accélération induite et au poids des roches susceptibles de se déplacer. Cette force est appliquée généralement au centre de gravité de la masse instable analysée.

Le rapport, k, entre la force appliquée et le poids des roches potentiellement instables est dit coefficient sismique. Rapporté au poids du bloc susceptible de se déplacer, il fournit la valeur de la force équivalente correspondant à l'accélération induite par la sollicitation sismique. En réalité, cette force doit être considérée en tant que vecteur, ce qui conduit, par projection, à définir les coefficients k_h et k_v, qui représentent le rapport des composantes horizontales et verticales de cette force par rapport au poids du volume analysé.

Le choix des valeurs de ces coefficients et de l'orientation du vecteur *force dynamique* sont importants dans l'étude du comportement du massif. Ces valeurs doivent varier selon la séismicité du lieu et les conditions de fondations. Généralement, la magnitude du séisme de projet et la distance au foyer sont les deux paramètres pris en compte.

5.2 Influence du facteur sismique sur le calcul du coefficient de sécurité dans le cas d'une rupture plane

Dans le cas de la rupture plane, le coefficient de sécurité dans des conditions pseudo-statiques est donné par la formule suivante pour un talus sans eau (voir annexe 1, paragraphe 2.4.4) :

$$F = \frac{a.c + W\left[(1-k_v).\cos\Phi_d - k_h.\sin\Phi_d\right].\tan\phi}{W\left[(1-k_v).\sin\Phi_d + k_h.\cos\Phi_d\right]} \qquad \textbf{(II-1)}$$

où c, ϕ, Φ_d et a désignent respectivement la cohésion et l'angle de frottement de la surface de rupture, la pente du plan de discontinuité et la longueur de la surface sur laquelle a lieu le mouvement. W, k_h et k_v désignent quant à eux le poids du volume étudié et les coefficients sismiques horizontaux et verticaux.

Pour une valeur donnée du coefficient sismique horizontal, l'influence du coefficient sismique vertical sur le calcul du coefficient de sécurité peut être évalué par :

$$\frac{\partial F}{\partial k_v} = \frac{\left[a.c.\sin\Phi_d - W.k_h.\tan\phi\right]}{W\left[(1-k_v).\sin\Phi_d + k_h.\cos\Phi_d\right]^2} \qquad \textbf{(II-2)}$$

L'analyse de cette fonction met en évidence que :

- ⇨ quand la cohésion est nulle, une accélération verticale orientée vers le haut (k_v positif) correspond toujours à la situation la plus défavorable (le coefficient de sécurité est décroissant) ;
- ⇨ quand la cohésion est non-nulle, le sens de l'accélération verticale la plus défavorable dépend du signe du terme $\left[a.c.\sin\Phi_d - W.k_h.\tan\phi\right]$.

5.3 Amplitude des efforts dynamiques appliqués aux calculs de stabilité

Dans *DEGRÉS*, le chargement sismique est représenté comme une force constante, à forte composante horizontale, appliquée au centre de gravité de la masse potentiellement instable et définie à travers des valeurs des coefficients sismiques horizontal, k_h, et vertical, k_v. Les calculs sont alors effectués de la même manière qu'en situation statique et conduisent à la détermination d'un coefficient de sécurité dit pseudo-statique.

Les effets d'une accélération horizontale de 0,05g, 0,1g et 0,2g, associée ou non à une accélération verticale de ± 0,03g ou ± 0,06g ont été analysés (Tableau II-7). Ils représentent des valeurs faibles, moyennes ou élevées du pic d'accélération par comparaison avec les valeurs considérées pour la conception du *BTG*. Les valeurs les plus importantes peuvent rendre compte d'effets de site topographiques.

	Cas 1	***Cas 2***	***Cas 3***	***Cas 4***	***Cas 5***	***Cas 6***	***Cas 7***	***Cas 8***
k_h	0	0,05	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2
k_v	0	0	0	+ 0,03	– 0,03	0	+ 0,06	– 0,06

Tableau II-7 : Valeurs des coefficients sismiques utilisées dans l'analyse de stabilité.

5.4 Effets de sites topographiques – étude bibliographique

A partir de plusieurs observations après des séismes destructeurs ayant eu lieu dans des zones montagneuses, il apparaît que les dégâts sont plus importants au sommet des pentes qu'à leur base. En effet, les mesures effectuées suggèrent que la surface topographique joue un rôle important dans la sollicitation des terrains. Celle-ci peut être amplifiée en sommet de montagne et sa durée peut y être considérablement allongée (David et West, 1973).

Ces phénomènes, présentés comme des effets de sites topographiques, sont très complexes et ne sont pas encore complètement compris, sauf d'un point de vue qualitatif. On sait ainsi que

les effets de sites topographiques sont induits par la superposition des différentes ondes résultant des phénomènes de réflexion, de réfraction et de diffraction des ondes incidentes au niveau de la surface topographique, comme illustré sur la Figure II-6 (Vanbrabant, 1998). A cet effet, lié à la géométrie de la surface topographique, se superposent des effets liés aux variations des propriétés mécaniques des terrains.

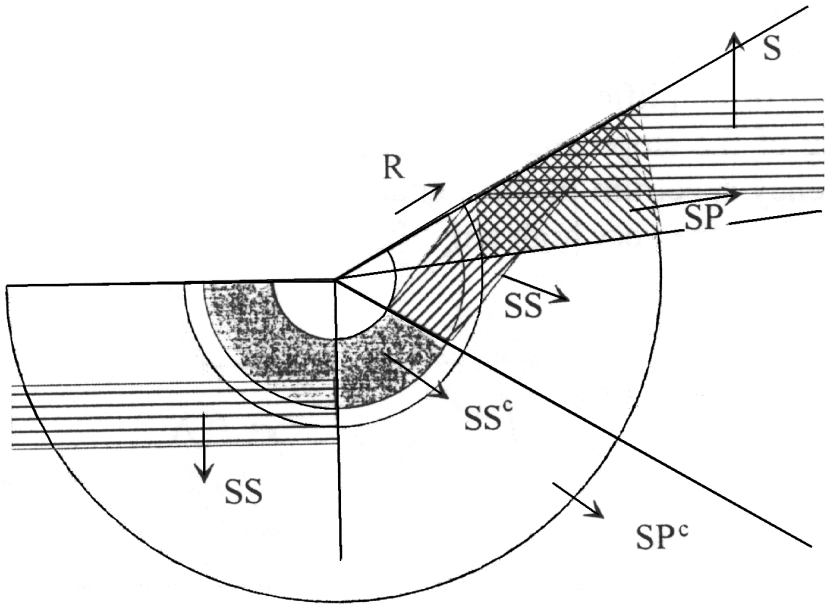


Figure II-6 : Diffraction d'une onde plane incidente SV sur un coin : S est l'onde plane incidente, SS et SP sont les ondes planes réfléchies, SS^c et SP^c sont les ondes cylindriques diffractées, et R est l'onde de Rayleigh (d'après Vanbrabant, 1998).

Des observations expérimentales aussi bien que des résultats issus d'études théoriques montrent que ces effets ont généralement les conséquences suivantes (Geli, Bard et Jullien, 1988) :

- ⇨ pour des longueurs d'ondes comparables à la largeur d'une colline, une amplification significative du signal incident au sommet du relief. Cette amplification est plus importante pour la composante horizontale (onde S) que pour la composante verticale (onde P) ;
- ⇨ à l'opposé, une atténuation est souvent observée à la base de la colline ;
- ⇨ les versants de la colline présentent un motif complexe d'amplification – atténuation, d'où des mouvements différentiels significatifs, spécialement dans la partie haute de la colline ;
- ⇨ l'amplification peut varier dans un domaine assez large, de 50% à plus de 150% du signal incident, selon l'angle de la pente, le type et les paramètres mécaniques de la masse rocheuse et le spectre de fréquences initial (Vanbrabant, 1998). Toutefois, les modèles actuels ne peuvent pas toujours expliquer les très fortes amplifications (jusqu'à 300%) observées dans certains cas.

5.5 Effets de site au niveau du profil 17-17'

Logiquement, la hauteur des pentes de l'écluse à bateaux devrait favoriser une amplification du signal incident dans la partie haute des pentes, avec toutefois des effets limités en liaison avec la forte rigidité de la structure granitique.

Le problème de la partie basse des pentes est plus complexe. En effet, bien que les murs verticaux des chambres d'écluse soient localisés à la base de l'excavation, la géométrie des pentes n'est pas complètement régulière, spécialement au niveau des chambres d'écluse qui possèdent ces hauts murs verticaux surmontés de larges banquettes horizontales. Les murs verticaux des pentes nord et sud, et plus particulièrement le noyau central peuvent donc être considérés comme des structures indépendantes au sommet desquelles des amplifications peuvent se produire.

Pour cette raison, nous avons considéré un large domaine de coefficients sismiques (Tableau II-7). La valeur du coefficient sismique horizontal varie de 0,05 à 0,2, ce qui correspond à une amplification par un facteur 2 du pic moyen d'accélération (pour un séisme ayant une période de récurrence de 10 000 ans, d'après *CWRC*).

Nous avons aussi considéré qu'une accélération verticale s'ajoute à celle horizontale. Comme recommandé par l'Association Française du Génie Parasismique, la valeur du coefficient sismique vertical que nous avons utilisé est égal à 0,3 fois la valeur du coefficient sismique horizontal, et la force verticale correspondante est appliquée successivement vers le haut (signe positif, situation la plus défavorable) et vers le bas (signe négatif), reproduisant ainsi l'aspect périodique d'une sollicitation sismique.

6 Résumé des modèles analysés avec le logiciel DEGRÉS

Le Tableau II-8 résume les différentes situations envisagées lors de l'analyse paramétrique conduite avec le logiciel *DEGRÉS*.

<table>
<tr><th>Modèles de discontinuités</th><th>Modèles géométriques</th><th>Paramètres des discontinuités (c / ϕ)</th><th>Configurations hydrogéologiques</th><th>Conditions sismiques</th></tr>
<tr><td rowspan="5">8 familles + failles majeures</td><td rowspan="5">Modèle 1
Murs verticaux + 2 gradins moyens</td><td rowspan="2">100 kPa / 30°</td><td>Sec</td><td>Non</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Avec nappe fortement drainée</td><td>$k_h = 0{,}05$
$k_v = 0$</td></tr>
<tr><td rowspan="3">50 kPa / 30°</td><td>$k_h = 0{,}1$
$k_v = 0$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Avec nappe moyennement drainée</td><td>$k_h = 0{,}1$
$k_v = +0{,}03$</td></tr>
<tr><td rowspan="5">3 familles + failles majeures</td><td rowspan="5">Modèle 2
Murs verticaux + 6 gradins</td><td rowspan="2">0 kPa / 35°</td><td>$k_h = 0{,}1$
$k_v = -0{,}03$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Avec nappe faiblement drainée</td><td>$k_h = 0{,}2$
$k_v = 0$</td></tr>
<tr><td rowspan="3">0 kPa / 30°</td><td>$k_h = 0{,}2$
$k_v = +0{,}06$</td></tr>
<tr><td>Avec nappe non drainée</td><td>$k_h = 0{,}2$
$k_v = -0{,}06$</td></tr>
</table>

Tableau II-8 : Cas étudiés à l'aide du logiciel DEGRES.

Au total, 40 configurations géométriques ont été définies à partir des deux modèles de discontinuités appliqués aux vingt secteurs géométriques différents. Pour chaque mécanisme de rupture détecté, 160 situations peuvent alors être envisagées (suivant les paramètres mécaniques des discontinuités, les conditions hydrogéologiques et sismiques), chacune d'entre elles fournissant la valeur d'un coefficient de sécurité spécifique et du volume instable correspondant.

7 Présentation et analyse des résultats de calcul

L'ensemble des situations énumérées dans le Tableau II-8 a été traité. Pour chaque zone géométrique considérée (pentes et murs verticaux des versants nord et sud, murs verticaux du noyau central), les résultats de la détection des risques de rupture, c'est-à-dire l'ensemble des mécanismes de rupture cinématiquement admissibles, sont présentés.

Pour les mécanismes les plus critiques, les coefficients de sécurité et les volumes potentiellement instables correspondants sont analysés et discutés, afin d'estimer l'influence des différents paramètres impliqués (paramètres géométriques et mécaniques des discontinuités, conditions hydrogéologiques et sismiques, etc.).

Il faut garder présentes à l'esprit plusieurs hypothèses propres aux calculs effectués :

- ⇨ à l'exception des mécanismes de rupture en dièdre, *DEGRÉS* pratique une analyse bidimensionnelle, dans laquelle toutes les dimensions sont relatives à une tranche de matériau de 1 mètre d'épaisseur ;
- ⇨ l'équilibre des forces est supposé avoir lieu, tous les efforts s'appliquant de plus aux centres de gravité des blocs. A l'exception du mécanisme de rupture par basculement de blocs, l'équilibre des moments n'est donc pas considéré dans cette analyse.

7.1 Les pentes du versant nord

Les résultats de l'analyse de détection des risques de rupture pour les pentes du versant nord sont résumés dans le Tableau II-9. Les notations explicitées dans les paragraphes 2 et 3 ont été utilisées pour décrire les numéros des zones verticales et ceux des familles de discontinuités. Les associations de familles sont écrites entre accolades, où un astérisque précise la (ou les) famille(s) le long de laquelle (ou desquelles) a lieu le glissement.

Numéro de la zone verticale	***Modèle de petite fracturation numéro 1***		***Modèle de petite fracturation numéro 2***	
	Mécanisme de rupture	*Association de familles*	*Mécanisme de rupture*	*Association de familles*
[1]-2	Dièdre 2P	{*2,6*} {*4,5*}	Aucun	
[1]-3	Dièdre 2P	{*2,6*}	Aucun	
[2]-2	Plan	{*7}	Aucun	
	Dièdre 2P	{*2,4*} {*2,6*} {*4,5*}		
	Escalier	{*7,8}		
[2]-3	Plan	{*7}	Aucun	
	Dièdre 2P	{*2,4*} {*2,6*} {*4,5*}		
	Escalier	{*7,8}		
[2]-4	Plan	{*7}	Aucun	
	Dièdre 2P	{*2,4*} {*2,6*} {*4,5*}		
	Escalier	{*7,8}		
[2]-5	Dièdre 2P	{*2,6*} {*4,5*}	Aucun	
[2]-6	Dièdre 2P	{*2,6*}	Aucun	
[2]-7	Dièdre 2P	{*2,6*}	Aucun	

Tableau II-9 : Détection des risques de rupture pour les pentes du versant nord.

Les huit familles de discontinuités considérées dans le premier modèle de petite fracturation peuvent conduire à de nombreuses configurations de rupture, principalement en dièdre 2P, mais aussi à des ruptures planes ou en escalier utilisant la famille numéro 7, dont l'orientation est sub-parallèle à la pente pour les trois gradins inférieurs (ceux dont l'angle de pendage est le plus fort).

En revanche, avec le second modèle de petite fracturation les pentes situées sur le versant nord du profil 17-17' apparaissent stables et ne sont pas affectées par la rupture, même pour de grandes valeurs du paramètre d'extension.

Les volumes concernés par les risques de rupture détectés sont quant à eux relativement faibles, en général inférieurs à 10 m^3 ou à 2 m^3/ml selon les mécanismes de rupture. Les volumes les plus importants concernent les ruptures en dièdre 2P impliquant les familles {*2,4*} et {*4,5*}, avec des valeurs comprises entre 11 et 20 m^3.

Pour des paramètres mécaniques faibles (c=0 ; ϕ=30°) en conditions statiques, les coefficients de sécurité calculés sont compris entre 0,4 et 2 pour les volumes les plus faibles et entre 0,5 et 1,3 pour les volumes supérieurs à 10 m^3. L'influence du facteur hydraulique se manifeste alors par une diminution de la valeur du coefficient de sécurité F de l'ordre de 40%. Pour des conditions sismiques défavorables, il faut encore considérer une diminution de la valeur de F de l'ordre de 20% par rapport au cas statique.

En revanche, lorsqu'on considère une valeur non-nulle de cohésion, les coefficients de sécurité correspondants deviennent supérieurs à 4, quelles que soient les conditions hydrauliques ou sismiques.

Enfin, les mécanismes de rupture détectés au niveau des pentes moyennes du modèle géométrique numéro 1 conduisent tous à des coefficients de sécurité élevés (supérieurs à 1,3 avec une cohésion nulle ; supérieurs à 5 avec une cohésion non-nulle) associés à des volumes très faibles (inférieurs à 4 m^3).

7.2 Les pentes du versant sud

Au niveau des pentes du versant sud, on retrouve de nombreuses instabilités potentielles, quel que soit le modèle de petite fracturation considéré (Tableau II-10). Les volumes impliqués sont également plus importants, globalement, que sur le versant nord.

Numéro de la zone verticale	***Modèle de petite fracturation numéro 1***		***Modèle de petite fracturation numéro 2***	
	Mécanisme de rupture	*Association de familles*	*Mécanisme de rupture*	*Association de familles*
[1]-2	Dièdre 2P	{*1,4*} {*1,6*} {*2,3*} {*3,1*} {*3,5*} {*5,6*}	Dièdre 2P	{*s2,s3*}
[1]-3	Dièdre 2P	{*1,4*} {*2,3*} {*3,5*} {*5,6*}	Dièdre 2P	{*s2,s3*}
[2]-2	Plan	{*8}	Dièdre 2P	{*s1,s3*} {*s2,s3*}
	Dièdre 2P	{*1,4*} {*1,6*} {*2,3*} {*3,1*} {*3,5*} {*5,6*}		
	Escalier	{7,8*}		
[2]-3	Plan	{*8}	Dièdre 2P	{*s1,s3*} {*s2,s3*}
	Dièdre 2P	{*1,4*} {*1,6*} {*2,3*} {*3,1*} {*3,5*} {*5,6*}		
	Escalier	{7,8*}		
[2]-4	Plan	{*8}	Dièdre 2P	{*s1,s3*} {*s2,s3*}
	Dièdre 1P	{2,3*}		
	Dièdre 2P	{*1,4*} {*1,6*} {*3,1*} {*3,5*} {*5,6*}		
	Escalier	{*7,8}		
[2]-5	Dièdre 2P	{*1,4*} {*1,6*} {*2,3*} {*3,5*} {*5,6*}	Dièdre 2P	{*s2,s3*}
[2]-6	Dièdre 2P	{*1,4*} {*2,3*} {*3,5*} {*5,6*}	Dièdre 2P	{*s2,s3*}
[2]-7	Dièdre 2P	{*1,4*} {*2,3*} {*3,5*} {*5,6*}	Dièdre 2P	{*s2,s3*}

Tableau II-10 : Détection des risques de rupture pour les pentes du versant sud.

Les mécanismes de rupture détectés pour le premier modèle de petite fracturation sont des ruptures planes (le long de la famille numéro 8), en dièdre 1P ou 2P et des ruptures en escalier (faisant intervenir les familles numéro 7 et 8). Les plus importants volumes potentiellement instables identifiés atteignent entre 23 et 27 m^3 pour le mécanisme de rupture en dièdre 2P faisant intervenir l'association de familles {*3,5*} au niveau des zones géométriques [2]-2, [2]-3 et [2]-4.

En ce qui concerne la partie moyenne des pentes (zones [1]-2 et [1]-3), seul le mécanisme de rupture en dièdre 2P {*3,5*}, détecté au niveau de la zone [1]-2, conduit à un volume potentiellement instable non-négligeable (14 m^3). Avec les paramètres mécaniques les plus faibles (c=0 ; ϕ=30°), le coefficient de sécurité calculé vaut alors 1,66 pour les situations hydrauliques et dynamiques les plus favorables mais peut diminuer jusqu'à 0,6 pour les conditions les plus défavorables.

Pour le second modèle de petite fracturation, seules des ruptures en dièdre 2P sont cinématiquement possibles et celles impliquant les familles s1 et s3 sont les plus critiques. Selon la valeur considérée du paramètre d'extension, les volumes instables correspondants peuvent atteindre 33 m^3 dans la zone géométrique [2]-4. Une fois encore, une valeur non-nulle de cohésion dans les discontinuités aboutit à des valeurs du coefficient de sécurité bien supérieures à 3, même avec des conditions hydrauliques ou sismiques les plus défavorables.

7.3 Le mur vertical du versant nord

Les résultats de l'analyse de détection des risques de rupture pour le mur vertical du versant nord sont résumés dans le Tableau II-11 :

Modèle de petite fracturation numéro 1		***Modèle de petite fracturation numéro 2***	
Mécanisme de rupture	*Association de familles*	*Mécanisme de rupture*	*Association de familles*
Plan	{*7}	Dièdre 1P	{n1,n2*}
Dièdre 1P	{1,5*} {*2,1} {*2,5}		
Dièdre 2P	{*2,4*} {*2,6*} {*4,5*}		
Escalier	{*7,8}		

Tableau II-11 : Détection des risques de rupture pour le mur vertical du versant nord.

Parmi les mécanismes de rupture détectés pour le modèle de petite fracturation numéro 1, les associations de familles {*2,4*} et {*4,5*} conduisent à des volumes potentiellement instables plus importants (respectivement 54 et 45 m^3), mais pourtant relativement faibles en regard des dimensions du gradin constitué par le mur vertical du versant nord. La rupture plane le long de la discontinuité numéro 7 mobilise quant à elle un volume potentiellement instable de 5 m^3/ml et bénéficie d'une direction de pendage quasi parallèle à celle du profil 17-17'. Toutefois, la représentation de cette famille est relativement limitée, particulièrement sur le versant nord (voir Tableau II-3) : il y a donc peu de chances de voir se développer de grands volumes.

Les coefficients de sécurité correspondants sont, quant à eux, supérieurs à 2, avec ou sans conditions hydrauliques ou sismiques défavorables, lorsqu'on considère une valeur non-nulle pour la cohésion. En revanche, lorsque la valeur de la cohésion est nulle le long des discontinuités, le coefficient de sécurité peut atteindre des valeurs particulièrement faibles (0,45 pour le mécanisme en dièdre 2P {*2,4*} et 0,3 pour la rupture plane {*7}) et encore plus faibles pour des conditions hydrauliques ou sismiques défavorables (jusqu'à 50% de la valeur en terrain sec et en conditions statiques).

Le seul risque de rupture cinématique identifié pour le modèle de petite fracturation numéro 2 concerne un mécanisme de rupture en dièdre 1P impliquant les discontinuités des familles n1 et n2, avec glissement le long de n2. Cependant, les orientations respectives de ces deux familles de discontinuités avec la pente ne peuvent délimiter que de très petits volumes : inférieurs à 1 m^3 pour les valeurs moyennes d'extension, et 3 m^3 quand l'extension des familles de discontinuités est supposée égale à 20 mètres. Les coefficients de sécurité associés à ces volumes sont quant à eux très faibles (de l'ordre de 0,2) quand la cohésion est nulle et supérieurs à 5 lorsqu'elle est au moins égale à 50 kPa. Toutefois, au vu de la petite taille de ces volumes potentiels, le mur nord peut être considéré comme stable.

7.4 Le mur vertical du versant sud

Contrairement au mur vertical de la pente nord, celui de la pente sud est affecté par des failles majeures qui peuvent induire des instabilités mettant en œuvre de grands volumes (Tableaux II-12 et II-13).

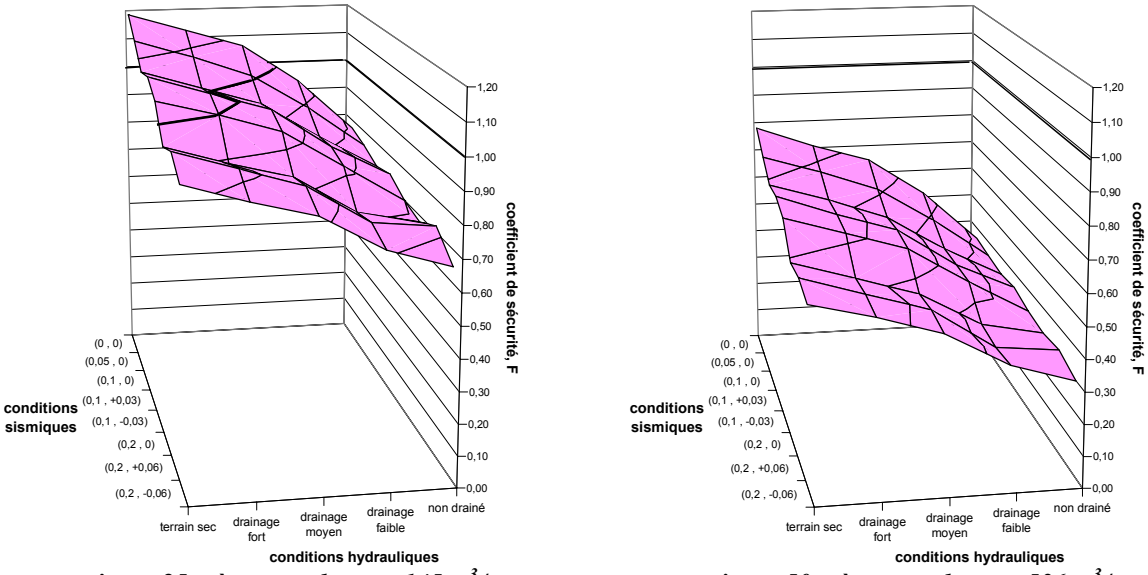
Modèle de petite fracturation numéro 1		***Modèle de petite fracturation numéro 2***	
Mécanisme de rupture	*Association de familles*	*Mécanisme de rupture*	*Association de familles*
Plan	{*8} {*F1}	Plan	{*F1}
Dièdre 1P	{*1,T19} {2,3*} {2,T16*} {2,F1*} {*3,4} {*3,6} {4,6*} {5,T16*} {5,F1*}	Dièdre 1P	{*s1,T19} {*s1,T31} {s2,T16*} {s2,F1*} {s3,F1*}
Dièdre 2P	{*1,3*} {*1,4*} {*1,6*} {*1,T16*} {*1,F1*} {*1,T31*} {*2,T15*} {*3,5*} {*3,T16*} {*3,F1*} {*3,T19*} {*3,T15*} {*3,T31*} {*4,T16*} {*4,F1*} {*5,6*} {*5,T19*} {*5,T15*} {*6,T16*} {*6,F1*} {*6,T15*} {*6,T31*}	Dièdre 2P	{*s1,s3*} {*s1,T16*} {*s1,F1*} {*s2,s3*} {*s2,T15*} {*s3,T16*} {*s3,T19*} {*s3,T15*} {*s3,T31*}
Escalier	{7,8*} {7,F1*} {8,F1*}		

Tableau II-12 : Détection des risques de rupture pour le mur vertical du versant sud.

Extension	*Mécanisme de rupture*	*Association de familles*	*Volume (m^3 ou m^3/m)*	*Statique*			*Dynamique $k_h=0,1 - k_v=0$*	
				Sec	*Drainage fort*	*Drainage moyen*	*Sec*	*Drainage faible*
normale	Plan	{*F1}	145	1,21	1,14	1,08	1,07	0,83
	Dièdre 1P	{2,F1*}	439	3,03	2,93	2,83	2,78	2,42
	Dièdre 2P	{*3,F1*}	343	3,10	3,03	2,96	2,84	2,59
	Dièdre 2P	{*1,F1*}	883	3,36	3,28	3,19	3,00	2,68
	Dièdre 2P	{*5,F1*}	237	3,70	3,62	3,54	3,41	3,11
	Dièdre 1P	{s2,F1*}	326	3,30	3,19	3,08	3,03	2,65
	Dièdre 1P	{s3,F1*}	326	3,11	3,04	2,98	2,85	2,60
	Dièdre 2P	{*s1,F1*}	237	5,16	5,07	4,97	4,60	4,27
maximale	Plan	{*F1}	536	0,80	0,73	0,67	0,69	0,44
	Dièdre 1P	{s2,F1*}	950	2,44	2,34	2,24	2,22	1,87
	Dièdre 1P	{s3,F1*}	2 610	1,77	1,71	1,64	1,60	1,35
	Dièdre 2P	{*s1,F1*}	1 896	3,25	3,16	3,07	2,85	2,52

Tableau II-13 : Coefficients de sécurité associés aux volumes potentiellement instables les plus importants détectés au niveau du mur vertical du versant sud, pour différentes configurations hydrogéologiques et sismiques. Les familles de discontinuités ont pour caractéristiques mécaniques c=0 kPa et ϕ=30°.

Dans le cas du modèle de petite fracturation numéro 1, les risques de rupture sont importants et peuvent conduire à des volumes instables pouvant atteindre jusqu'à plusieurs centaines de mètres cubes (536 m^3/ml pour la rupture plane le long de F1 et 883 m^3 pour la rupture en dièdre 2P {*1,F1*} avec une extension de cette faille égale à 50 mètres). De tels volumes résultent de ruptures planes le long d'une faille ou de ruptures en dièdres issues de l'association d'une faille et d'une discontinuité. Les coefficients de sécurité correspondants sont cependant généralement supérieurs à 1,5 (même pour des paramètres mécaniques faibles ou des conditions sismiques et hydrauliques défavorables), à l'exception de la rupture plane le long de F1 pour laquelle le coefficient de sécurité est pratiquement toujours inférieur à 1, y compris lorsque les conditions sismiques et hydrauliques sont les plus favorables (Figure II-7).



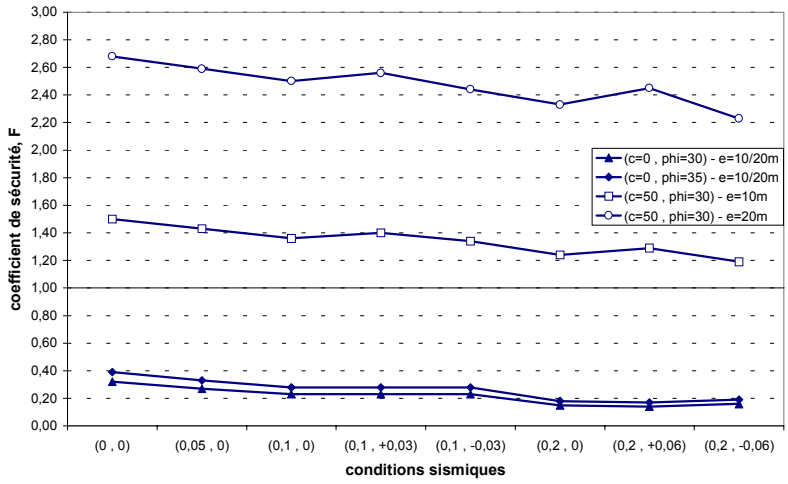
extension = 25 mètres – volume = 145 m^3/m ***extension = 50 mètres – volume = 536 m^3/m***

Figure II-7 : Résultats de l'analyse de stabilité au niveau du mur vertical du versant sud, pour le mécanisme de rupture plane le long de la faille F1. Etude de l'influence des conditions hydrauliques et sismiques sur le calcul du coefficient de sécurité.

En outre, nous pouvons noter que l'extension des failles (25 ou 50 mètres) ne change pas les volumes délimités par une faille et une discontinuité. En fait, ces types de volumes instables sont essentiellement contrôlés par l'extension des familles de discontinuités. Ils pourraient donc être plus grands dans des configurations spécifiques où les discontinuités pourraient présenter une extension inhabituellement longue.

Dans le cas du modèle de petite fracturation numéro 2, le risque de rupture le plus élevé concerne le mécanisme de rupture en dièdre 2P {*s1,s3*}. Il peut survenir dans le mur vertical de la chambre d'écluse et également dans les trois gradins inférieurs (voir paragraphe 7.2). Le volume du bloc instable dépend de l'extension des deux familles, et peut dans ce cas atteindre jusqu'à 347 m^3 avec des extensions de discontinuités égales à 20 mètres. L'influence de la cohésion sur la valeur du coefficient de sécurité, vis-à-vis de la valeur 1, est très importante, comme on peut le voir sur la Figure II-8.

Talus sec



Condition statique

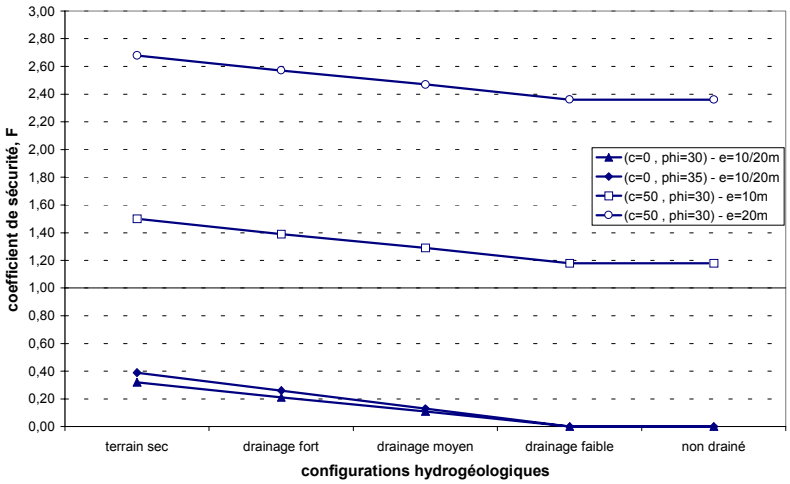


Figure II-8 : Résultats de l'analyse de stabilité au niveau du mur vertical du versant sud, pour le mécanisme de rupture en dièdre 2P le long des familles s1 et s3. Influence des paramètres mécaniques des discontinuités et des conditions hydrauliques et sismiques sur le calcul du coefficient de sécurité.

Le fait de prendre en compte les failles principales dans les murs verticaux permet l'occurrence cinématique d'un plus grand nombre de mécanismes de rupture, surtout en dièdre, impliquant une faille et une famille de discontinuités. Les volumes les plus importants résultent de la faille F1, seule ou en association avec l'une des trois familles de discontinuités : autour de 300 m^3 pour la valeur moyenne d'extension, mais jusqu'à 2 610 m^3 quand les discontinuités ont une extension de 20 mètres. Les coefficients de sécurité sont cependant largement supérieurs à 1,3 pour ces grands volumes, même avec une cohésion nulle dans les discontinuités.

En conditions statiques, les configurations de drainage *fort* à *moyen* – qui peuvent être considérées comme réalistes – conduisent à une diminution du coefficient de sécurité de 5 à 15% par rapport au cas sec ou avec un drainage parfait.

En conditions pseudo-statiques, la diminution du coefficient de sécurité peut atteindre 15 à 30% quand les discontinuités sont sèches ou correctement drainées (drainage *fort* à *moyen*), et jusqu'à 30 et 60% pour des valeurs élevées d'accélération, en considérant que le chargement dynamique est capable d'induire des pressions interstitielles plus élevées le long des discontinuités, ce qui serait équivalent à un drainage *faible* ou *nul*.

7.5 Les murs verticaux du noyau central

Les résultats de l'analyse de détection des risques de rupture pour les faces nord et sud du noyau central sont résumés dans le Tableau II-14 :

	Modèle de petite fracturation numéro 1		***Modèle de petite fracturation numéro 2***	
	Mécanisme de rupture	*Association de familles*	*Mécanisme de rupture*	*Association de familles*
face nord	Plan	{*8} {*F5} {*T19}	Plan	{*F5} {*T19}
	Dièdre 1P	{*1,T19} {2,3*} {2,T19*} {2,T32*} {*3,4} {*3,6} {3,T32*} {4,6*} {4,T32*} {5,T19*}	Dièdre 1P	{n2,T19*}
	Dièdre 2P	{*1,4*} {*1,6*} {*1,T78*} {*1,T32*} {*2,T78*} {*3,1*} {*3,5*} {*3,T19*} {*4,T19*} {*5,6*} {*5,T78*} {*5,T32*} {*6,T19*} {*6,T32*}	Dièdre 2P	{*n1,n3*} {*n1,T19*} {*n1,T78*} {*n1,T32*} {*n2,n3*} {*n2,T78*} {*n3,T19*}
	Escalier	{7,8*} {7,F5*} {7,T19*} {*8,F5} {*8,T19}		
face sud	Plan	{*7}	Dièdre 1P	{s1,s2*} {s1,F229*} {s1,F4*}
	Dièdre 1P	{1,5*} {1,F229*} {1,F4*} {*2,1} {*2,5} {5,F229*}		
	Dièdre 2P	{*2,4*} {*2,6*} {*3,F229*} {*4,5*} {*4,F229*} {*4,F4*} {*5,F4*} {*6,F229*}		
	Escalier	{*7,8}		

Tableau II-14 : Détection des risques de rupture pour les murs verticaux du noyau central.

Les risques de rupture sont plus nombreux sur la face nord et les principaux mécanismes détectés sont les suivants :

- ⇨ ruptures en dièdre impliquant les familles de discontinuités numéro s2 et s3. Les volumes identifiés varient entre 21 et 170 m^3 selon les valeurs d'extension ;
- ⇨ ruptures en dièdre impliquant une faille et une famille de discontinuités. Pour les valeurs moyennes d'extension, les volumes instables correspondants varient entre 20 et 100 m^3, mais ils peuvent atteindre plusieurs centaines de m^3 quand les discontinuités et les failles ont une extension maximale (respectivement 20 et 50 mètres).
- ⇨ les ruptures planes le long des failles F5 et T19 sont aussi cinématiquement possibles, avec des blocs de 38 à 214 m^3/ml dépendant de l'extension considérée pour les failles.

Comme dans le cas du mur vertical de la pente sud, les résultats montrent le rôle majeur de la cohésion des discontinuités ainsi que l'influence des conditions hydrauliques et sismiques par rapport à une valeur conventionnelle critique du coefficient de sécurité.

Les coefficients de sécurité sont généralement supérieurs à 1, à l'exception des petits volumes délimités par deux familles de discontinuités quand la cohésion est nulle. La stabilité n'est pas

non plus parfaitement assurée pour les ruptures planes délimitées par les failles F5 et plus spécialement T19, avec une valeur d'extension égale à 50 mètres (voir Figure II-9).

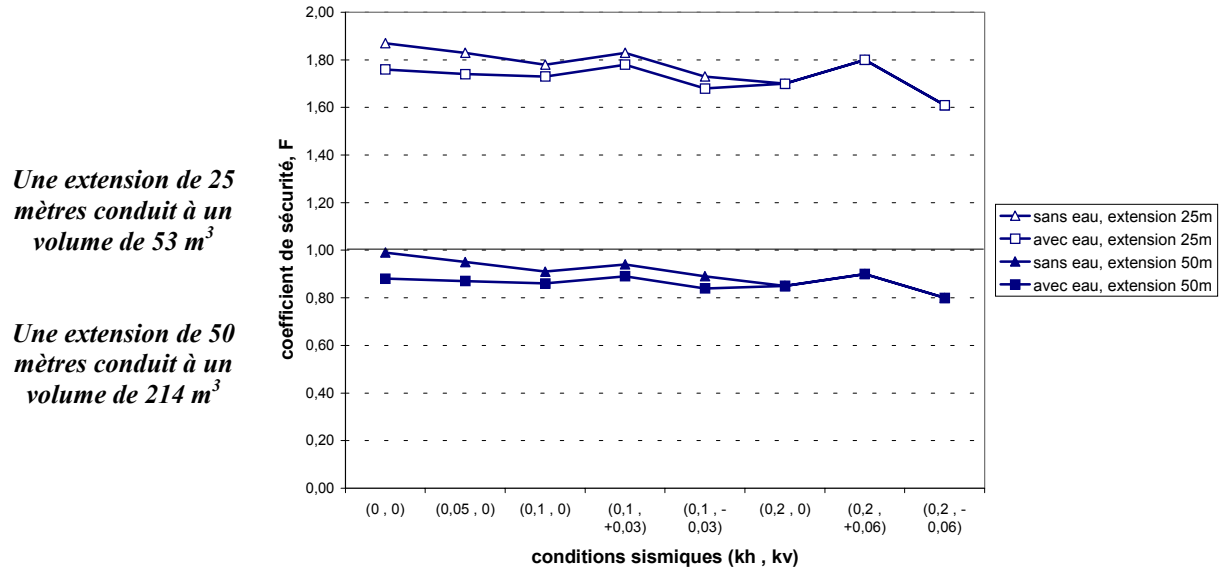


Figure II-9 : Résultats de l'analyse de stabilité au niveau de la face nord du noyau central, pour le mécanisme de rupture plane le long de la faille T19. Etude de l'influence des conditions hydrauliques et sismiques sur le calcul du coefficient de sécurité.

Sauf dans le cas d'un talus sec (et pour les situations dynamiques les moins défavorables), le calcul du coefficient de sécurité conduit à une élimination de la contrainte effective normale due à des excès de pressions interstitielles au niveau de la faille T19. Les coefficients de sécurité déterminés pour un talus avec présence d'eau correspondent donc en réalité à la situation d'un talus sec.

Au niveau de la face sud du noyau central, par contre, les risques de rupture sont limités et concernent de très petits volumes potentiellement instables, quelle que soit la valeur d'extension attribuée aux failles.

8 Conclusions sur l'analyse de stabilité

8.1 Introduction

L'analyse de la stabilité des pentes de l'écluse à bateaux permanente, au niveau du profil 17-17', a été réalisée à l'aide du logiciel *DEGRÉS*. Ces calculs sont basés sur les données géologiques et géotechniques des réseaux de discontinuités disponibles dans le rapport géologique émis par *CTGPC*. Les données utilisées résultent d'une synthèse de ces données, d'observations et de mesures de terrain des discontinuités, le long de l'écluse à bateaux et dans les environs du profil 17-17'.

La plupart des informations recueillies représentent donc des valeurs moyennes des différents paramètres géométriques et géomécaniques du réseau de discontinuités. Sur cette base, l'analyse de stabilité peut seulement donner des résultats généraux, mais nous avons exécuté plusieurs études paramétriques avec pour objectif de souligner les principaux paramètres contrôlant la stabilité, d'analyser leur influence sur les résultats et enfin d'évaluer ce qui pourrait arriver dans des situations spécifiques où certains paramètres auraient des valeurs éloignées de leurs valeurs moyennes.

Cette étude a concerné le nombre des familles de discontinuités et leur orientation, l'extension et les paramètres mécaniques des discontinuités, et aussi l'influence des failles principales sur les résultats de stabilité. Une analyse spécifique du rôle des conditions hydrauliques et sismiques a également été menée, afin de prendre en considération l'ensemble des facteurs influençant la stabilité au niveau des talus constituant le profil 17-17'.

8.2 Analyse générale des résultats

D'un point de vue général, le modèle géométrique détaillé (n°2) conduit à des risques de rupture plus élevés que le modèle géométrique global (n°1) à cause de ses pentes plus escarpées. Lorsque les ruptures sont cinématiquement possibles, les discontinuités impliquées y délimitent toutefois de petits volumes, inférieurs à 10 m^3, ou des volumes plus importants, entre 10 et 27 m^3 ,liés à des coefficients de sécurité élevés, supérieurs à 1,5.

Les résultats ont également montré que le versant sud de l'écluse à bateaux (particulièrement le mur vertical) et le mur vertical nord du noyau central présentent les risques les plus élevés d'instabilité, le réseau de discontinuités et les failles y étant particulièrement bien développés.

Selon l'orientation moyenne des familles de discontinuités, la principale occurrence cinématique de mécanismes de rupture concerne des ruptures en dièdre, même si des ruptures planes ne peuvent pas être exclues complètement, certaines discontinuités étant parallèles ou subparallèles à la pente.

Les résultats ont également permis d'illustrer clairement le rôle significatif du paramètre d'extension, qui contrôle le volume des blocs potentiellement instables.

Ainsi, les mécanismes de rupture détectés impliquent généralement des dièdres avec de petits volumes, qui peuvent toutefois atteindre plusieurs centaines ou même plusieurs milliers de mètres cubes dans des situations exceptionnelles où des failles sont reliées ou associées avec des discontinuités de grande extension.

Ces résultats rejoignent les observations de terrain qui montrent que le réseau de discontinuités forme habituellement des blocs de taille petite ou moyenne (autour de quelques mètres cubes), sauf dans les environs des failles principales où les discontinuités sont plus développées. De plus grands blocs sont alors délimités directement par la faille ou par une discontinuité individuelle spécifique de la plus grande extension.

En particulier, la faille F1 peut participer à plusieurs mécanismes de rupture (plane ou en dièdre) dans lesquels interviennent des volumes potentiellement instables de plusieurs centaines de m^3. Les coefficients de sécurité déterminés pour ces mécanismes de rupture sont alors assez faibles, inférieurs à 1, sauf dans les cas les plus favorables, malgré une forte cohésion (100 kPa).

8.3 Analyse générale du rôle des paramètres mécaniques

L'étude paramétrique qui a été conduite illustre aussi l'influence des valeurs des paramètres mécaniques des discontinuités (principalement la cohésion) sur la valeur des coefficients de sécurité.

Les plus petits volumes sont généralement plus instables que ceux résultant de discontinuités longues. A cet effet géométrique s'adjoint, en réalité, un effet mécanique car les discontinuités les plus longues présentent globalement une cohésion due à l'existence de ponts rocheux ou à une rugosité à grande échelle.

Ainsi, avec une valeur de cohésion nulle, les volumes résultant de l'association de familles de discontinuités sont souvent déclarés instables (coefficients de sécurité inférieurs à 1). Lorsqu'on considère une cohésion égale à 50 kPa, les coefficients de sécurité avoisinent alors 1,3 pour les gros volumes (plusieurs centaines de mètres cubes) et sont supérieurs à 2 pour les plus petits volumes.

Avec les valeurs des paramètres mécaniques considérées pour les failles, les volumes résultant de l'association entre failles et discontinuités sont généralement stables, tandis que seules des ruptures planes liées à ces failles peuvent présenter un coefficient de sécurité inférieur à 1.

Les résultats soulignent enfin qu'une attention spécifique doit toujours être apportée aux failles principales. Notamment, le réseau de discontinuités y est plus développé que dans la masse rocheuse, ce qui augmente de façon perceptible le nombre d'associations de discontinuités pouvant conduire à un mécanisme de rupture. Deux conséquences ont alors envisageables : soit l'apparition de mécanismes faisant intervenir de plus gros volumes potentiellement instables, soit l'occurrence simultanée de plusieurs mécanismes de rupture mettant en œuvre de petits volumes. La présence de matériaux de remplissage argileux pourrait en outre conduire à des paramètres mécaniques plus faibles, augmentant les risques d'instabilité.

8.4 Analyse générale du rôle des conditions hydrogéologiques

Les résultats de l'analyse de stabilité mettent en avant le rôle important tenu par le paramètre hydrogéologique, au niveau des talus de l'écluse à bateaux, au travers des cinq conditions hydrauliques analysées dans le logiciel *DEGRÉS*. Le large éventail de configurations est ainsi représentatif d'un drainage plus ou moins efficace des discontinuités délimitant les volumes potentiellement instables.

Ce niveau de drainage doit être analysé en prenant en compte, bien sûr, la densité du réseau de discontinuités au sein de la masse rocheuse, mais aussi le volume et la forme des blocs analysés.

Ainsi, la majeure partie des pentes de l'écluse à bateaux est excavée dans une roche fraîche ou légèrement altérée – avec une structure massive ou submassive – sauf près des failles principales où la masse rocheuse est fortement fracturée. La densité du réseau de discontinuités peut alors être considérée, d'un point de vue général, comme moyenne à faible, ce qui tend à limiter les possibilités de drainage.

Cependant, les volumes potentiellement instables maximums délimités par les seules familles de discontinuités sont généralement petits et n'entrent pas profondément dans la masse rocheuse, notamment en raison des valeurs peu importantes de l'extension et des angles de pendage élevés des discontinuités. Par conséquent, les discontinuités délimitant de tels volumes ne sont pas très éloignées de la pente et il est possible d'envisager un drainage par des discontinuités supplémentaires, non impliquées dans la stabilité des blocs, en un ou plusieurs points suivant la densité locale du réseau de discontinuités.

Quand les volumes identifiés sont grands, ils résultent presque toujours de l'association d'une famille de discontinuités et d'une faille principale. Dans de telles situations, la densité de discontinuités plus importante près de la faille augmente aussi la possibilité de drainage des plans de discontinuités.

Donc, les deux conditions hydrauliques les plus critiques (drainage *nul* et drainage *faible*) ne peuvent pas être considérées comme très réalistes. Nous pouvons de plus noter que ces conditions hydrauliques conduisent généralement à un excès de pressions interstitielles au niveau de la discontinuité, provoquant, formellement, une inversion de la contrainte effective normale, ce que *DEGRÉS* indique en ajoutant un *N* derrière la valeur du coefficient de sécurité qui est dans ce cas calculé avec une contrainte normale nulle.

Pour des conditions hydrauliques réalistes (drainage *fort* à *moyen* des discontinuités), les coefficients de sécurité en conditions statiques sont généralement supérieurs à 1, à l'exception de très petits volumes liés à des dièdres ou des ruptures planes le long d'une faille.

Par comparaison avec les conditions sans eau, les conditions de drainage *moyenne* et *forte* tendent alors à diminuer la valeur du coefficient de sécurité, respectivement, de 15 et 25% au maximum. Toutefois, l'influence du facteur hydraulique reste plus faible que celle des paramètres mécaniques des discontinuités impliquées, particulièrement de leur cohésion. Ainsi, les plus petits volumes, déjà instables pour des conditions sans eau et sans cohésion, deviennent encore plus instables en situation hydraulique défavorable, mais cette diminution n'est pas très significative quand la cohésion est non-nulle.

8.5 Analyse générale du rôle des conditions sismiques

Une gamme large de coefficients sismiques horizontaux ainsi que verticaux a été considérée pour cette étude paramétrique. Sur la base de la valeur moyenne de l'accélération de pic considérée pour l'étude du barrage, les valeurs de ces coefficients ont été arrêtées pour tenir compte aussi d'amplifications possibles résultant d'effets de sites topographiques (facteur 2).

La comparaison des résultats de calcul en mode statique et en mode pseudo-statique indique une diminution significative des valeurs des coefficients de sécurité pour toutes les configurations hydrogéologiques. Toutefois, comme pour les conditions hydrogéologiques, les conditions sismiques ne modifient pas l'évaluation générale de la stabilité de pente.

Les résultats montrent ainsi que la diminution du coefficient de sécurité (par rapport au cas statique) peut atteindre 15 à 30% quand les discontinuités sont sèches ou correctement drainées (drainage *fort* à *moyen*), mais peut atteindre 40 à 60% pour les valeurs les plus hautes de l'accélération. Pour ces valeurs, nous avons en outre supposé que le chargement dynamique sera capable d'induire des pressions interstitielles plus fortes le long des discontinuités, ce qui a été interprété au niveau des talus comme une situation hydraulique équivalente à un drainage *faible* ou *nul*.

8.6 Conclusions

L'analyse effectuée avec le logiciel *DEGRÉS* a donc permis de tirer d'importantes conclusions sur le rôle de différents paramètres sur la stabilité statique et/ou dynamique du profil 17-17' de l'écluse à bateaux permanente.

La chambre sud apparaît comme la région la plus sensible de la région étudiée, particulièrement en raison du grand nombre de failles qui la traversent, notamment la faille F1.

Toutefois, il est essentiel de noter que les instabilités, réelles ou potentielles, qui ont pu être détectées et évaluées ne concernent que la partie épidermique de l'excavation. En effet, les données qui nous ont été fournies par *CWRC*, relatives à la présence de failles ou de familles de fractures, ne font état que des discontinuités proches de la surface excavée. Par conséquent, seuls ces éléments d'informations peuvent intervenir et être pris en compte dans nos calculs.

De plus, il faut souligner que ces calculs ne prennent pas en compte le rôle positif des renforcements mécaniques : renforcements systématiques par boulons d'ancrage et béton projeté, renforcement localisés par tirants précontraints, et coque de béton pour les chambres d'écluse.

Afin de traiter le problème de la déformation des parois de l'écluse à bateaux, nous nous proposons à présent de réaliser un calcul avec un modèle continu, afin de modéliser le comportement mécanique de la masse rocheuse mise à nu lors de l'excavation. Prenant appui sur les résultats issus des calculs à l'équilibre limite, il apparaît nécessaire, dans cette étude, de considérer :

- ⇨ l'influence des principales failles traversant le profil 17-17', notamment F1, F5, F215 et F229 ;

- ⇨ le rôle des conditions hydrogéologiques, notamment au travers d'un rabattement de nappe précédant l'excavation ;
- ⇨ l'effet du réseau de discontinuités et des séismes induits par les tirs à l'explosif dans la zone excavée, à travers la prise en compte d'une zone influencée et d'une sollicitation dynamique.

Chapitre III : Déformation des parois de l'écluse à bateaux

Présentation des modèles et analyse des résultats

1 Introduction

Dans le cadre de la modélisation du profil 17-17' de l'écluse à bateaux permanente, le logiciel *FLAC* nous a permis d'obtenir une estimation à court et à moyen terme des déformations susceptibles de se produire, au niveau du massif rocheux dans son ensemble et de manière plus spécifique le long des hautes pentes de l'excavation. Les résultats présentés sont des résultats de modélisation. Leur justesse et leur précision dépendent étroitement des hypothèses choisies pour la représentation du massif et la distribution de ses caractéristiques mécaniques.

La définition des modèles numériques s'est faite progressivement, afin d'aboutir à une représentation intégrant l'ensemble des données disponibles relatives au secteur étudié, ce qui en a augmenté la complexité.

La comparaison des résultats obtenus par les calculs avec les données d'instrumentation fournies par les appareils de mesure installés sur les parois et à l'intérieur du massif rocheux (Figure I-22) s'est faite de manière continue, afin d'optimiser la définition des modèles numériques et de valider ou d'affiner l'ensemble des paramètres d'entrée.

Ces instruments ont été installés et mis en service au fur et à mesure de l'avancée des travaux (entre 1995 et 1997 ; voir Tableau III-2). Ainsi, on dispose de peu d'informations sur le comportement du massif au niveau du noyau central durant les 30 premiers mois de travaux, ce qui peut constituer un réel problème pour l'ajustement des paramètres de viscosité. Nous avons tenu compte de ces informations afin de valider les comparaisons calculs/mesures.

Par ailleurs, l'étude préliminaire réalisée à l'aide du logiciel *DEGRÉS* (voir Chapitre III) nous a permis de repérer des régions particulièrement sensibles sur le profil 17-17', que nous avons par la suite étudiées plus en détail.

Enfin, certaines données ont dû être adaptées aux modèles numériques car elles ne correspondaient pas spécifiquement aux besoins du logiciel (modules d'incompressibilité et de cisaillement, constantes de Hoek-Brown) tandis que d'autres, inexistantes, ont dû être évaluées empiriquement.

2 Systèmes de coordonnées

Le système de coordonnées utilisé par le logiciel *FLAC* pour les calculs effectués sur le profil 17-17' est différent de celui adopté par *CTGPC* pour décrire le massif rocheux au niveau de l'écluse à bateaux permanente. La Figure III-1 établit la correspondance entre ces deux systèmes de coordonnées.

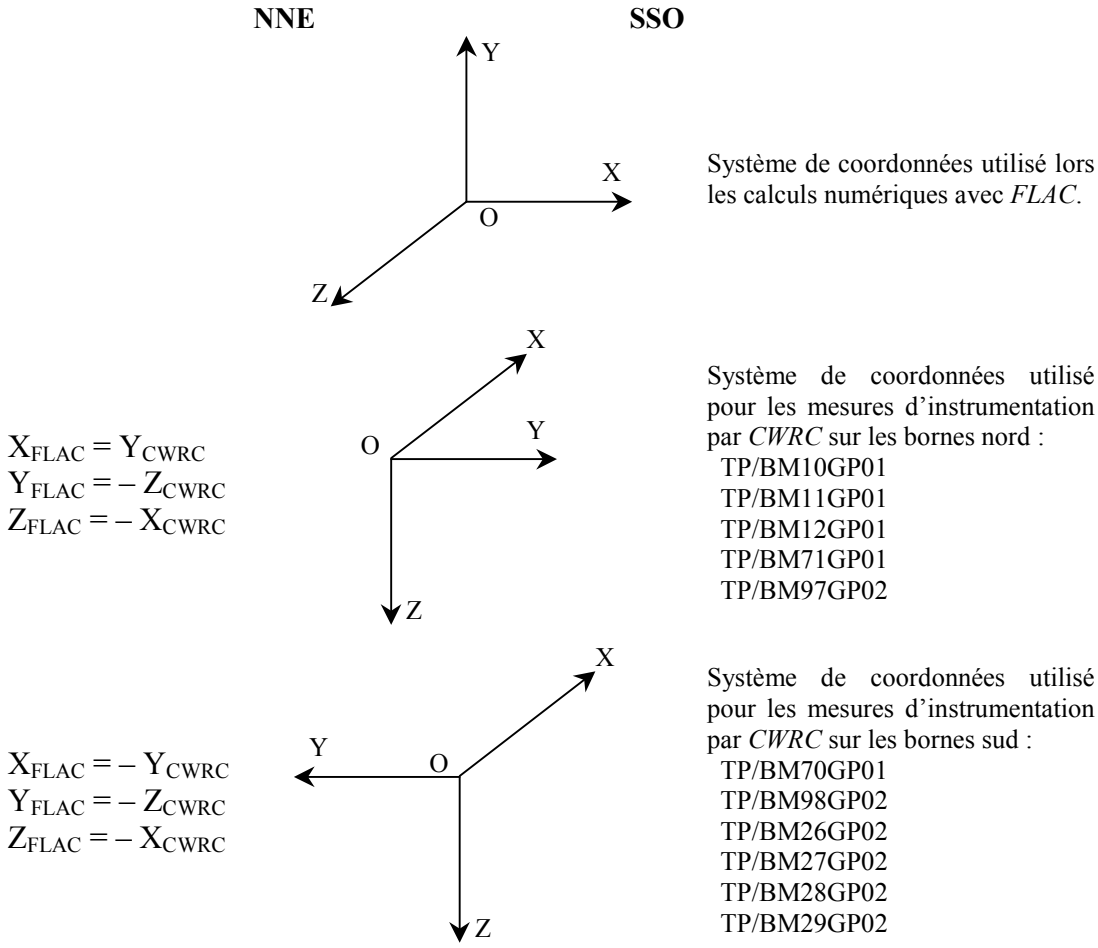


Figure III-1 : Systèmes de coordonnées utilisés par CTGPC et par le logiciel FLAC.

3 Les tests préliminaires

Avant de commencer l'élaboration de modèles complexes, intégrant l'ensemble des données disponibles relatives au profil 17-17', il est recommandé de procéder à des calculs sur des modèles plus simples afin de déterminer les caractéristiques principales des futurs modèles. En particulier, il est primordial de connaître les limitations imposées à la fois par le logiciel et par la puissance de calcul disponible, qui vont déterminer le degré de complexité – et donc le réalisme admissible – du modèle numérique.

Par exemple, les dimensions du modèle global, la finesse du maillage et les conditions aux limites sont autant d'éléments que l'utilisateur doit déterminer avec intelligence, afin de tirer le meilleur parti de son modèle. Un choix judicieux de ces paramètres peut aboutir à une meilleure représentation du modèle réel, donnant des résultats corrects pour des temps de calcul moindres.

3.1 Choix de la taille du modèle

3.1.1 Introduction

La détermination des dimensions du modèle global, par rapport à celles de la zone d'étude, a été le point de départ de notre analyse. La taille de la région modélisée doit être suffisamment importante pour éviter les effets d'interaction avec les limites si celles-ci sont trop proches de la zone d'étude, mais relativement petite afin de minimiser les temps de calcul. Il est généralement admis qu'un modèle mesurant entre 5 et 10 fois les dimensions de l'excavation permet de garantir l'application de ces deux principes.

Des études paramétriques permettent d'évaluer l'étendue minimale de la région à numériser pour que l'effet des chargements appliqués ne soit pas perturbé par les limites du modèle. En théorie, pour un modèle infini les limites doivent avoir une influence minimale, voire nulle, sur les parois de l'excavation. Réciproquement, l'excavation doit avoir une influence minimale sur les limites du modèle. Parallèlement, au fur et à mesure que la taille du modèle diminue, la présence des bords du maillage influence l'état de contraintes régnant à proximité de l'excavation. En déterminant un seuil de tolérance sur la variation des contraintes et/ou des déformations au niveau des parois de l'écluse, on pourra ainsi déterminer une taille optimale, pour laquelle les limites du modèle influencent peu les modifications liées à l'excavation.

Si l'écart entre les résultats est faible, le modèle peut être considéré comme suffisamment grand. En revanche, si des différences significatives apparaissent, il est indispensable d'augmenter la taille du modèle.

3.1.2 Caractéristiques géométriques du profil 17-17'

La forme du modèle global doit être proche de celle de l'ouvrage. Les dimensions extrêmes de l'excavation au niveau du profil 17-17' (370 mètres de large, sur 150 mètres de haut) donnent un rapport largeur sur hauteur égal à 2,5.

Par ailleurs, la topographie complexe de la zone d'étude nous a contraint à étendre la modélisation sur une distance d'au moins 900 mètres de part et d'autre de la ligne médiane de l'écluse, puisque les données topographiques dont nous disposons sur cet intervalle traduisent des variations importantes de la surface des terrains, notamment en direction du fleuve (SSO).

3.1.3 Application et maintien d'un champ de contraintes initiales

Une fois que la grille de base a été générée, la deuxième étape de création d'un modèle numérique consiste à instaurer, au sein du massif rocheux, un champ de contraintes initiales correspondant à un état d'équilibre stable. Le problème, dans un modèle comportant une topographie irrégulière ou simplement non horizontale, est de pouvoir générer et maintenir un champ de contraintes, de telle sorte qu'il soit en équilibre avec les forces de gravité et les conditions aux limites du modèle.

Dans le cas simple du chargement lithostatique, pour un milieu homogène limité par une surface topographique horizontale, la contrainte verticale σ_v est due au poids des roches supérieures, tandis que la contrainte horizontale σ_h est égale à une fraction ou une fonction affine de σ_v. L'application d'un gradient de contraintes obéissant à ces deux critères suffit à obtenir un état d'équilibre stable dans tout le modèle.

En revanche, lorsque la topographie est irrégulière, la détermination d'un état de contraintes aboutissant à un équilibrage des forces dans le modèle est une tâche très complexe. La solution consiste à laisser le code de calcul gérer de manière autonome la répartition des contraintes dans le modèle, éventuellement à partir d'un champ de contraintes initiales imposé par l'utilisateur. Cette phase de calcul est dénommée ***consolidation*** du massif.

3.1.4 Détermination d'une taille optimale pour représenter le profil 17-17'

Partant d'un modèle de 5 km de large sur 2 km de profondeur, on a cherché à déterminer un domaine optimal pour lequel les extrémités sont relativement peu affectées par le creusement d'une tranchée de dimensions équivalentes à celles du profil 17-17'.

Dans ce modèle, la grille *FLAC* est constituée de 25 000 mailles carrées de 20 mètres de côté. Des conditions aux limites en déplacements sont utilisées (latéralement et à la base) et la topographie initiale du profil 17-17' est respectée sur le domaine ± 900 mètres, puis prolongée horizontalement au-delà. Les terrains sont modélisés par un matériau homogène ayant un comportement élastique parfait, qui correspond à un granite sain dont les propriétés mécaniques sont les suivantes : $\rho = 2\,700$ kg/m^3 ; $E = 35$ GPa ; $\nu = 0{,}20$.

Après consolidation du massif sous l'effet de la pesanteur, on procède à l'excavation d'une tranchée, comme indiqué sur la Figure III-2. A la fin du calcul, on compare les états de contraintes avant et après excavation, en plusieurs endroits du massif situés à des distances variables de l'excavation, afin de déterminer la zone d'influence du creusement.

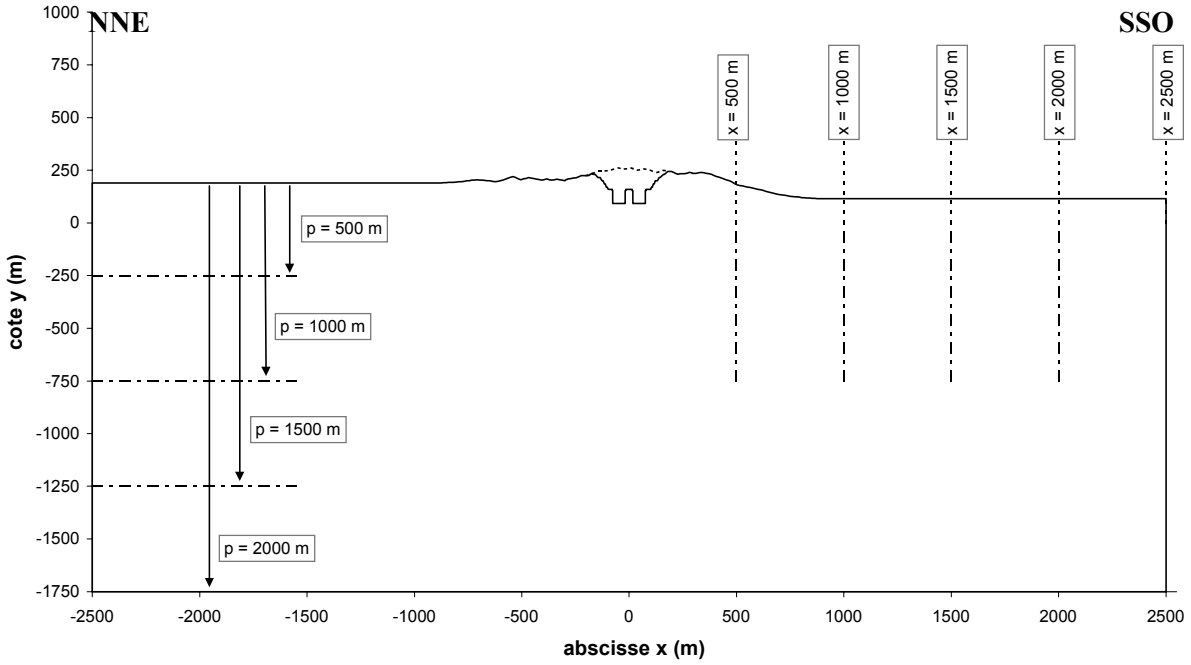


Figure III-2 : Modèle préliminaire 5 000 m × 2 000 m, avant et après l'excavation du profil 17-17' de l'écluse à bateaux permanente – profondeurs et abscisses scannées.

3.1.5 Présentation des résultats

Au cœur du massif rocheux, l'excavation du profil 17-17' induit des changements significatifs au niveau des contraintes principales initiales, que l'on peut assimiler à σ_{xx} et σ_{yy}. L'analyse de ces variations entre les états d'équilibre avant et après excavation ($1 - \sigma^{après}/\sigma^{avant}$) nous renseigne sur les dimensions du domaine subissant les effets directs ou indirects du creusement.

Sur la Figure III-2 sont indiquées les profondeurs et distances de l'axe médian vertical des profils qui ont été ainsi analysés. Il suffit alors de se fixer un seuil de tolérance sur les écarts enregistrés afin de déterminer la zone d'influence de l'excavation pratiquée, ce qui permet ensuite de déterminer une taille optimale pour le modèle numérique.

L'ensemble des mesures réalisées sur le modèle de la Figure III-2 a été répertorié et compilé dans les graphiques IV-3 à IV-5 ci-après, où *p* désigne la profondeur du modèle par rapport à la cote de référence $y = +250$ m.

Les Figures III-3 et III-4 rendent ainsi compte de l'influence de la hauteur du modèle sur le maintien des contraintes initiales. La Figure III-5 permet, quant à elle, d'évaluer l'effet déstabilisant de limites latérales trop proches de l'excavation. Ces résultats sont complémentaires et ont permis d'estimer des dimensions optimales pour les modèles numériques.

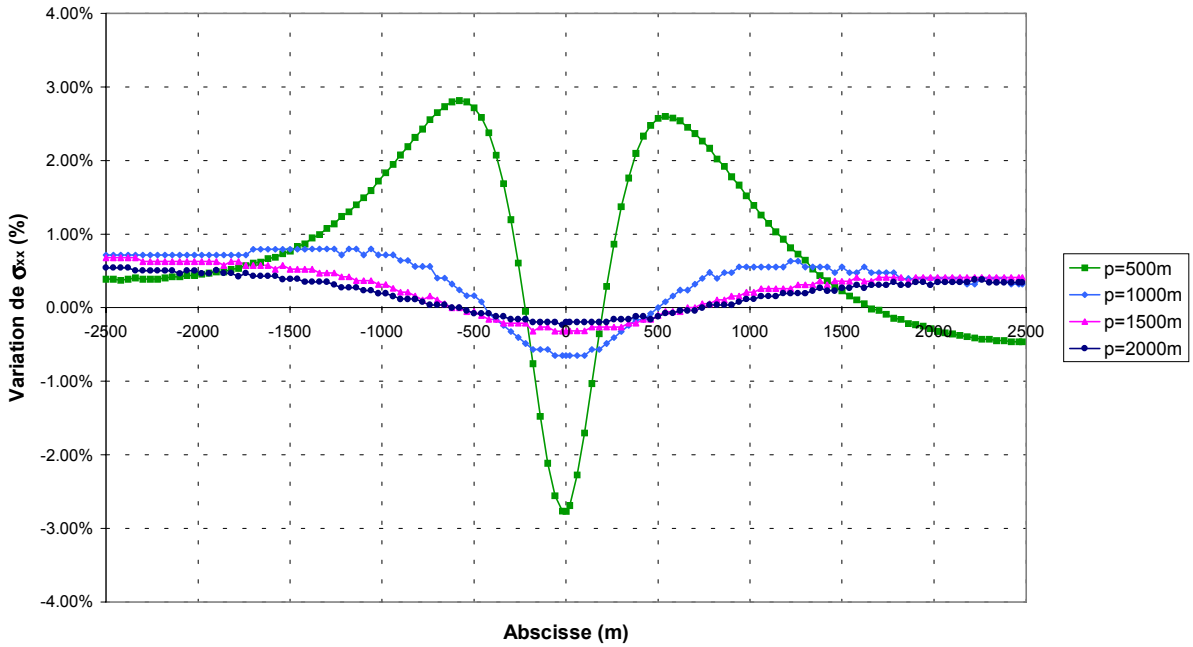


Figure III-3 : Variation (avant et après excavation) de la contrainte horizontale en fonction de la profondeur du modèle.

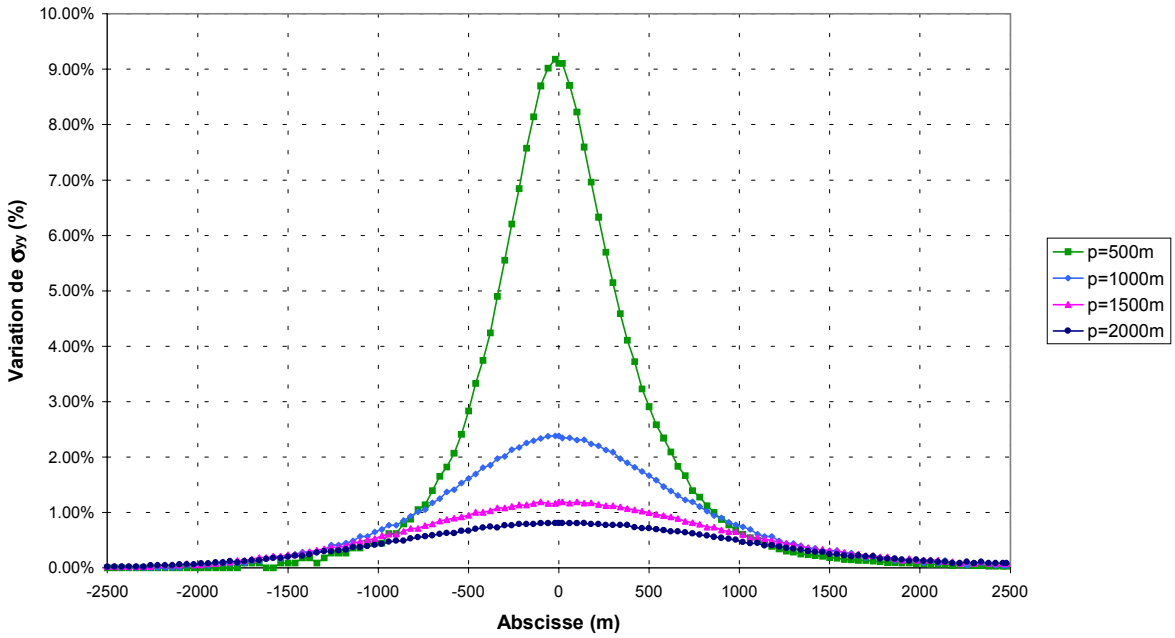


Figure III-4 : Variation (avant et après excavation) de la contrainte verticale en fonction de la profondeur du modèle.

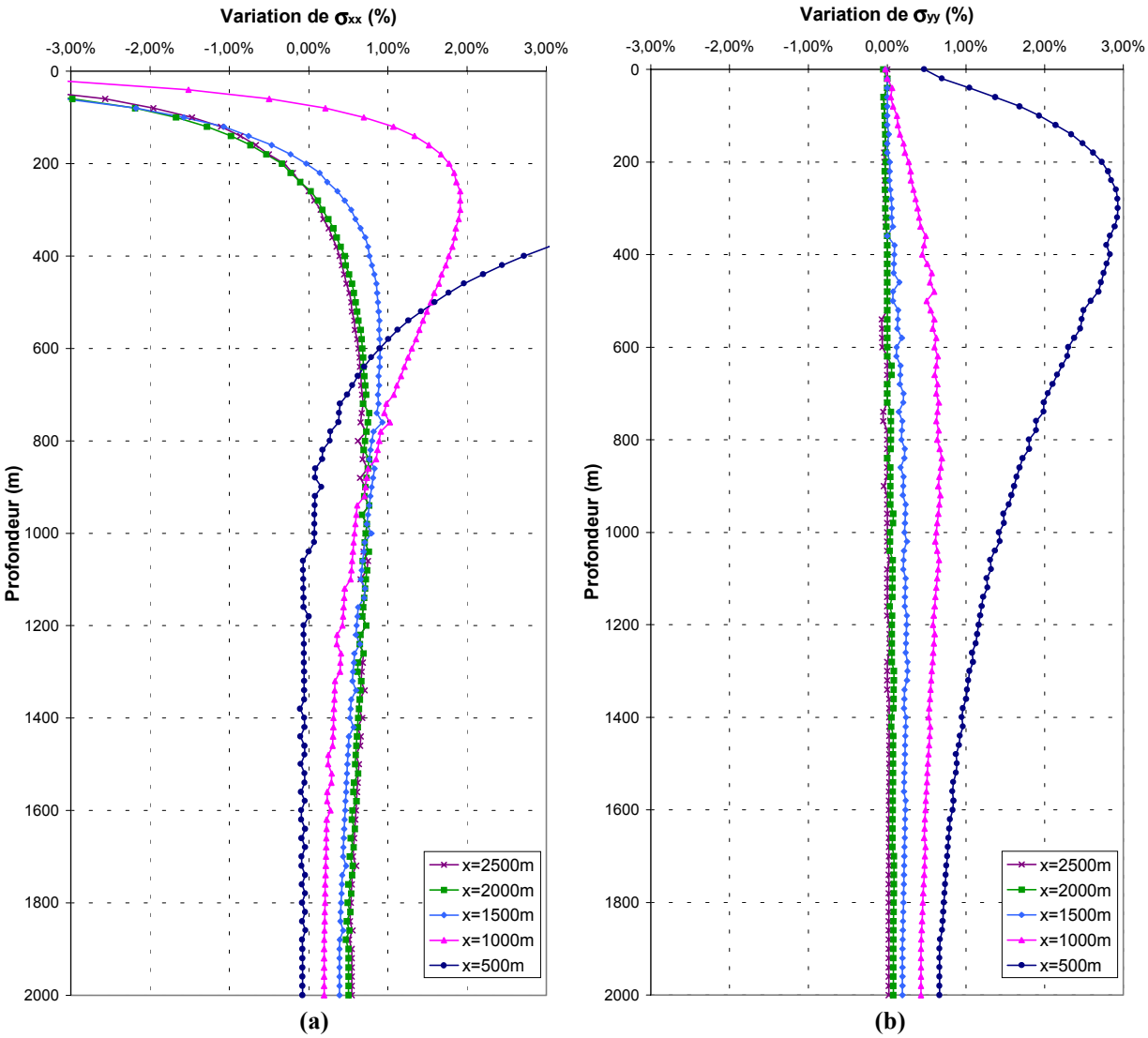


Figure III-5 : Variation (avant et après excavation) des contraintes (a) horizontale et (b) verticale en fonction de la distance à l'axe central.

3.1.6 Analyse et exploitation des résultats

Les graphiques présentés ci-dessus illustrent bien l'importance de la taille du modèle sur les résultats des calculs numériques. En effet, on conçoit aisément que si la présence de l'excavation génère des modifications des champs de contraintes jusqu'aux limites extérieures du modèle, alors celles-ci induisent réciproquement des perturbations qui affectent les bords de l'excavation (principe de réciprocité pour un modèle élastique linéaire isotrope).

⇨ La profondeur du modèle est un indicateur de la poussée verticale exercée par la base en réponse au poids des couches supérieures : en agrandissant le modèle vers le fond, on génère du matériau supplémentaire, ce qui induit une augmentation artificielle des déplacements verticaux. A grande échelle, la tranchée que l'on pratique a une forme relativement horizontale (largeur / hauteur = 2,4) et la topographie initiale est peu inclinée (dénivellation de +7,9% dans la partie nord et de –16,4% dans la partie sud) ; l'importance de cette dimension semble donc secondaire par rapport à la largeur du modèle. A partir de 1 000 mètres de profondeur on note d'ailleurs peu de différences entre les trois modèles représentés (Figures III-3 et III-4), ce qui suggère que la présence de l'excavation est peu perturbatrice au-delà.

⇨ Jusqu'à une distance de 1 000 mètres de la ligne médiane de l'écluse, l'état de contraintes est sensiblement perturbé par le creusement de l'excavation. A proximité de la surface, les variations enregistrées peuvent dépasser 10% en raison de la complexité de la topographie. A partir de 1 500 mètres de la ligne médiane, en revanche, les différences entre les modèles sont faibles et les variations enregistrées (pour une profondeur au moins égale à 200 mètres) sont inférieures à 1%.

Il ressort de ces calculs qu'un modèle mesurant 3 000 mètres de large sur 1 000 mètres de haut serait à peu près autant affecté par l'excavation (au niveau de ses limites verticales et de sa base) qu'un modèle plus grand, donc plus gourmand en ressources mémoires. Ces dimensions semblent par conséquent appropriées à la modélisation du profil 17-17'. De plus, elles donnent un rapport longueur / hauteur = 3 proche de celui de la tranchée et des proportions dimension du modèle / dimension de l'écluse comprises entre 5 et 10 (paragraphe 3.1.1).

3.2 Finesse du maillage

3.2.1 Gains appréciables sur les temps de calcul

Les éléments finis bidimensionnels dans *FLAC* sont constitués par des quadrilatères à quatre nœuds. A l'instar de la taille du modèle, la finesse du maillage est un paramètre déterminant dans la rapidité d'exécution du calcul par différences finies. Des économies peuvent et doivent être faites pour réduire les temps de calcul sans pour autant diminuer la qualité de la solution.

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et à la mécanique des matériaux présents (hétérogénéité des matériaux, présence de discontinuités). L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques.

Le maillage doit être construit en considérant les points suivants :

⇨ Toutes les symétries compatibles avec le problème mécanique (géométrie, conditions aux limites, chargements) doivent être utilisées afin de réduire la taille du système étudié.

⇨ La forme des éléments doit rester, dans la mesure du possible, telle que le rapport de forme (paragraphe 3.2.2) soit proche de 1, afin de ne pas introduire de perturbations dans les calculs numériques (distorsion des éléments).

⇨ Le maillage doit être suffisamment fin dans les zones (excavation) où la variation des contraintes est très importante.

⇨ Dans les zones moins sollicitées, en revanche, des éléments de taille plus importante doivent être mis en place pour atteindre les frontières extérieures.

⇨ Les limites latérales du maillage doivent être fixées à une distance suffisante des zones finement maillées (excavation), pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur son comportement.

3.2.2 Importance du rapport de forme

La réalisation de maillages d'éléments finis nécessite souvent de faire varier la forme et la taille des éléments pour décrire les structures de massif. Il est donc courant d'avoir des éléments déformés, dont les longueurs de côtés sont inégales. Mais si ces distorsions deviennent trop importantes, créant des angles trop vifs et des mailles trop allongées, des problèmes numériques peuvent apparaître et augmenter les erreurs ou perturber la résolution.

Le rapport de forme est défini comme le rapport de la plus grande dimension d'un élément sur sa plus petite dimension. L'utilisation d'un maillage dans lequel le rapport de forme dépasse localement les valeurs admissibles peut conduire à d'importantes erreurs de calcul, principalement au niveau des déplacements nodaux, voire à l'arrêt définitif de la simulation.

Dans *FLAC*, chaque élément quadrangulaire est alternativement subdivisé en deux paires de triangles complémentaires, comme indiqué sur la Figure III-6 où les quatre sous-éléments triangulaires sont nommés a, b, c et d.

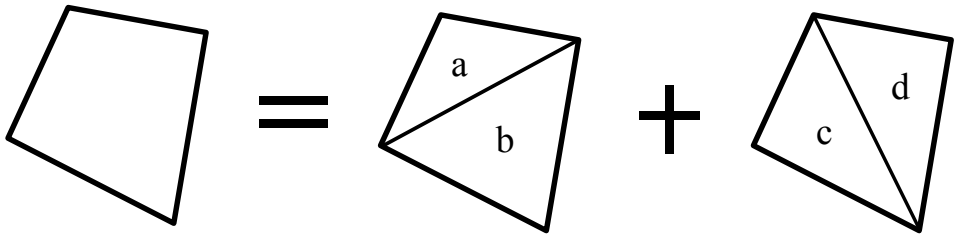


Figure III-6 : Subdivision de l'élément quadrilatère en deux paires d'éléments triangulaires, d'après Itasca.

Si l'une des paires de triangles devient exagérément déformée (c'est-à-dire si la surface d'un des triangles représente moins de 20% de la surface totale du quadrilatère), alors le quadrilatère correspondant n'est pas utilisé et seules les forces nodales de l'autre quadrilatère servent au calcul. En revanche, si les deux paires de triangles sont distordues, *FLAC* renvoie un message d'erreur indiquant une incompatibilité de géométries, et le calcul est stoppé.

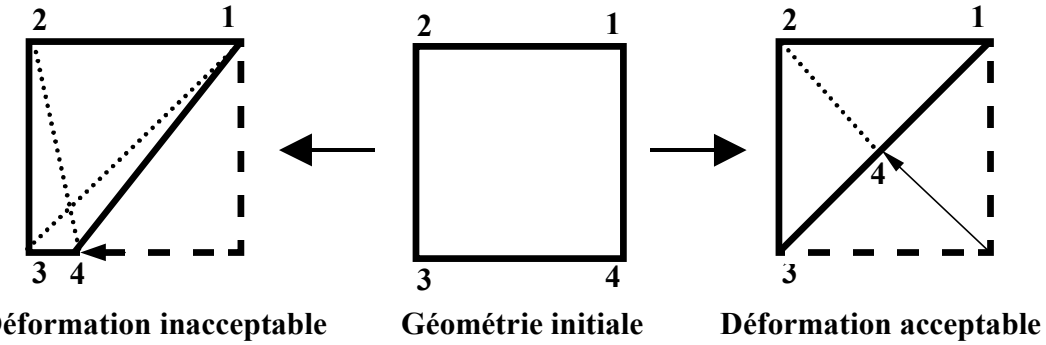


Figure III-7 : Exemples de déformations acceptable et inacceptable, d'après Itasca.

3.2.3 Effets de la transition 2D/3D

FLAC est un logiciel de modélisation bidimensionnel qui opère en déformations planes : les efforts appliqués perpendiculairement à la grille de base s'éliminent mutuellement, ne générant aucune déformation.

Le profil 17-17' est situé au milieu d'une tranchée longue de 1 617 mètres qui constitue, sinon un axe de symétrie, du moins une direction prépondérante permettant d'utiliser a priori cette hypothèse simplificatrice de la déformation plane.

Il est toutefois situé dans une zone sensible, à la jonction entre les chambres 2 et 3, qui doit accueillir les chambranles des portes d'écluse : le noyau central y est par conséquent plus étroit (36 mètres d'épaisseur, contre 56 mètres à l'intérieur des chambres). Cette spécificité risque d'être gênante pour la représentativité des modèles numériques, car pour ces derniers le noyau central est considéré comme une masse rocheuse de largeur constante.

Par ailleurs, la hauteur du noyau central varie également le long de l'axe de l'écluse, surtout près des portes comme c'est le cas pour le profil étudié. A proximité immédiate (au niveau du profil 18-18', éloigné de 56 mètres), la cote maximale passe ainsi de +160 mètres à environ +140 mètres de manière très brutale (Figure III-8). Il est certain que cette variation a une influence sur le comportement du massif dans la direction de l'axe de l'écluse. Une partie de ces effets pourrait également se répercuter transversalement.

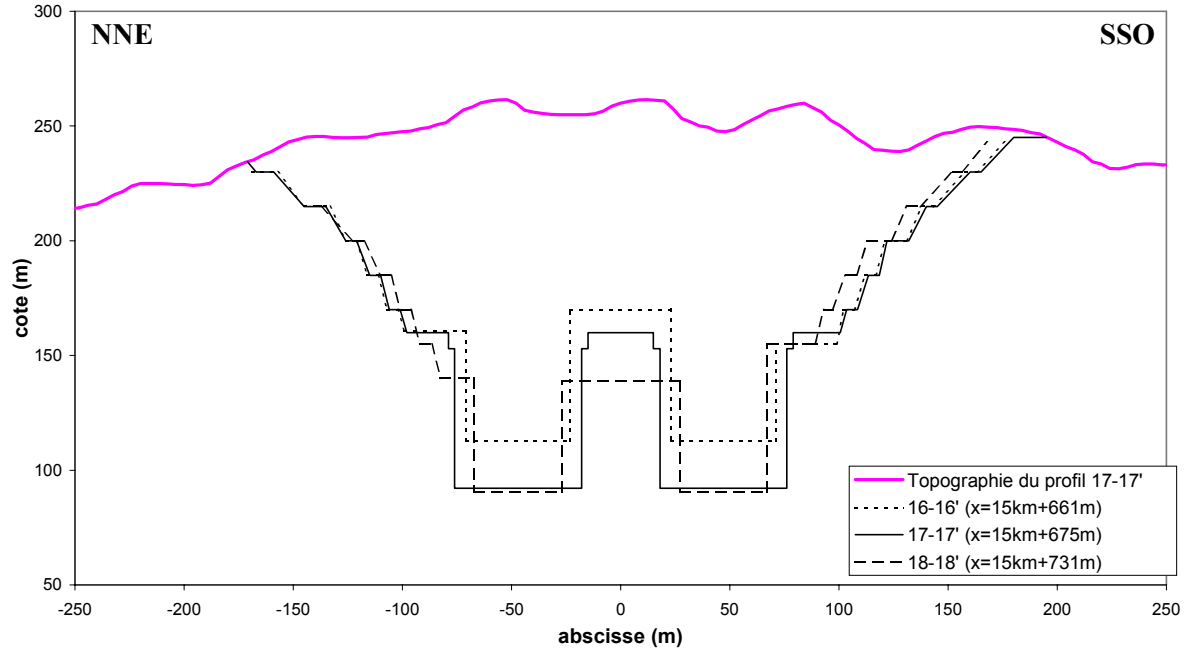


Figure III-8 : Tracé des profils 16-16', 17-17' et 18-18', d'après CTGPC.

3.3 Choix des conditions aux limites

L'analyse par éléments finis nécessite la prise en compte des conditions aux limites du domaine étudié : déplacements ou contraintes imposés. En effet, le modèle numérique constitué d'une grille de dimensions finies doit refléter un massif réel théoriquement infini. Dans ces circonstances, il revient aux bords du modèle de recréer l'effet des terrains qui s'étendent au-delà de la région simulée.

Par ailleurs, le choix de ces conditions aux limites peut jouer un rôle important dans la sélection de la taille du modèle : des conditions aux limites en contraintes permettent parfois de se contenter de modèles plus petits, par rapport à des conditions aux limites en déplacements.

Afin de déterminer les paramètres optimaux pour les simulations à venir, les deux types de conditions aux limites ont été testés sur des modèles simplifiés, afin de comparer les conditions de maintien du champ de contraintes initiales imposé.

Le modèle de base utilisé pour ces tests mesure 3 km de large sur 1 km de haut, pour une maille élémentaire de 20 m × 20 m, soit un total de 7 500 éléments. On utilise un matériau homogène ayant un comportement élastique parfait, qui correspond à un granite sain dont les propriétés mécaniques sont les suivantes : $\rho = 2\,700$ kg/m^3 ; $E = 35$ GPa ; $\nu = 0{,}20$.

Selon les informations disponibles, la topographie réelle correspondant au profil 17-17' a été reproduite sur une distance de 900 mètres de part et d'autre de la ligne médiane du modèle, tandis que les altitudes terminales (+115 mètres vers le sud, +189 mètres vers le nord) ont été prolongées sur les 600 mètres restants.

A la base du modèle, des déplacements verticaux nuls sont imposés.

3.3.1 Conditions aux limites en contraintes

Aux limites latérales du modèle ($x = \pm$ 1 500 mètres), on impose une compression constante, correspondant à la poussée horizontale définie par :

Au nord (x=–1500) : $$\sigma_h(-1500,y) = K.\gamma\,(189 - y) \qquad \textbf{(III-1)}$$

Au sud (x=+1500) : $$\sigma_h(+1500,y) = A + K.\gamma\,(115 - y) \qquad \textbf{(III-2)}$$

où y est la cote, γ le poids volumique de la roche, K le rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale et A la constante telle que les résultantes des forces horizontales droite et gauche soient égales.

L'équilibre des forces, de part et d'autre du modèle, s'exprime alors :

$$\int_{-750}^{189} \sigma_h(-1500, y).dy = \int_{-750}^{115} \sigma_h(1500, y).dy \qquad \textbf{(III-3)}$$

Soit :

$$\int_{-750}^{189} K\gamma(189-y).dy = \int_{-750}^{115} [A + K\gamma(115-y)].dy \qquad \textbf{(III-4)}$$

On en déduit l'expression de la constante A :

$$A = \frac{1}{865}\left(\int_{-750}^{189} K\gamma(189-y).dy - \int_{-750}^{115} K\gamma(115-y).dy \right) \approx 77{,}16K\gamma \qquad \textbf{(III-5)}$$

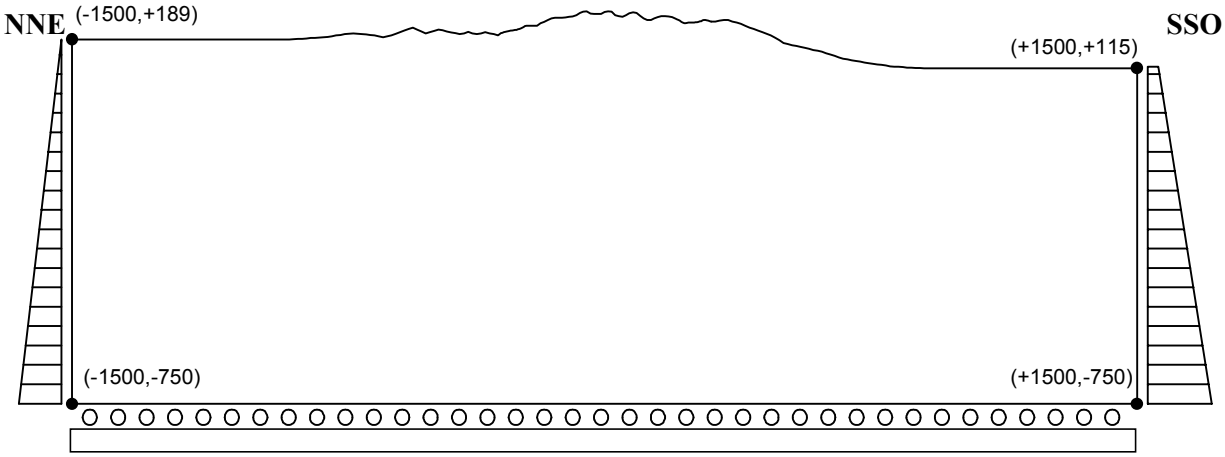


Figure III-9 : Conditions aux limites en contraintes, sur un modèle 3 000m × 1 000m.

3.3.2 Conditions aux limites en déplacements

Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les faces latérales du modèle, comme schématisé sur la Figure III-10.

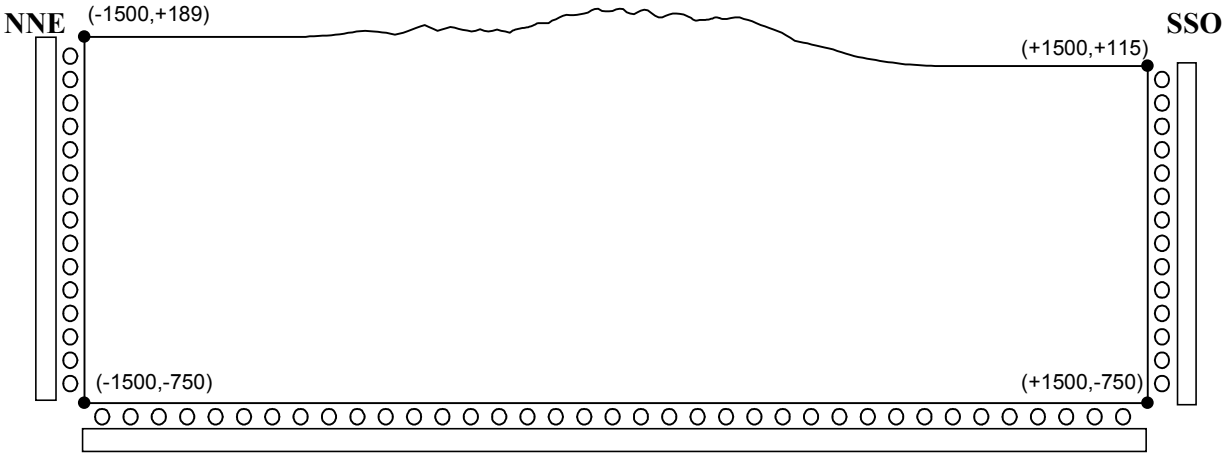


Figure III-10 : Conditions aux limites en déplacements, sur un modèle 3 000m × 1 000m.

3.3.3 Conditions aux limites retenues

Dans le cas du profil 17-17' de l'écluse à bateaux permanente, le maintien de l'état de contraintes initiales (après consolidation du massif) est une tâche rendue très délicate par la topographie complexe, et qui risque de s'accentuer avec la prise en compte de l'hétérogénéité des matériaux rocheux constituant la colline de Tanziling.

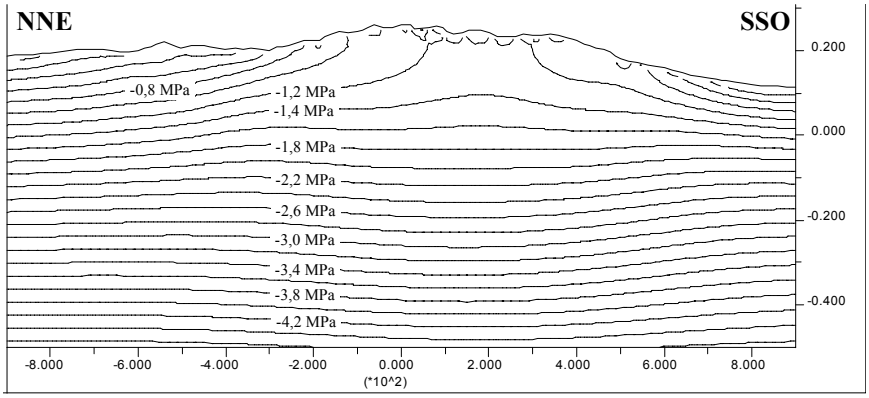
En effet, les masses rocheuses constituant la colline (c'est-à-dire celles situées à des altitudes supérieures aux limites latérales du modèle) exercent une poussée importante sur les couches inférieures, dont les effets sur le champ de contraintes in situ se ressentent à grande distance.

Le fait de repousser les limites latérales tout en conservant une altitude maximale constante sur une distance de plusieurs centaines de mètres, au nord comme au sud, permet de limiter partiellement l'effet de ces perturbations, mais ne l'annule pas complètement.

La Figure III-11 présente les courbes d'isovaleurs de contraintes horizontales obtenues après consolidation du massif pour les conditions aux limites explicitées aux paragraphes 3.3.1 et 3.3.2.

Conditions aux limites en contraintes

Intervalle = 2×10^5
Minimum = -4.6×10^6
Maximum = 0



Conditions aux limites en déplacements

Intervalle = 2×10^5
Minimum = -4.8×10^6
Maximum = -2.0×10^5

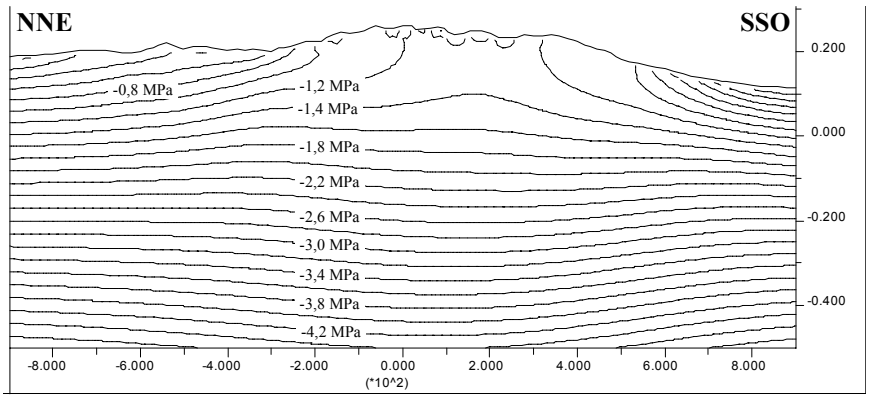


Figure III-11 : Contraintes horizontales, au terme de la consolidation du modèle FLAC, pour les deux types de conditions aux limites envisagés.

Il ressort que l'état de contraintes résultant est à peu près identique quelles que soient les limites utilisées. Cette indépendance de l'état de contraintes initiales, vis-à-vis des conditions aux limites latérales, est liée à l'utilisation de surfaces topographiques horizontales à longue distance. En effet, les variations de σ_{xx} étant essentiellement liées à la topographie,

l'aplanissement des surfaces au niveau des bordures du modèle permettent d'y limiter de façon notable des fluctuations de la surface topographique.

Toutefois, on se rend compte que l'utilisation de conditions aux limites en contraintes est moins commode du point de vue de la modélisation, car il est nécessaire de déterminer avec précision les efforts développés aux limites latérales du modèle. D'autant plus que ces derniers seront amenés à se modifier au fur et à mesure de l'avancée des travaux d'excavation.

Dans ces circonstances, on justifie aisément le fait de préférer des conditions aux limites en déplacements qui simplifient l'analyse sans pour autant affecter les résultats.

3.4 Conclusions

Schématiquement, utiliser un outil de modélisation tel que le logiciel *FLAC* pour simuler un massif rocheux consiste à manipuler un nombre important de paramètres afin que les calculs soient en accord avec les caractéristiques géologiques, mécaniques et hydrogéologiques de la masse rocheuse réelle, ainsi qu'avec les efforts mécaniques réels à l'intérieur du massif.

Une analyse paramétrique approfondie de certaines de ces grandeurs est parfois une méthode incontournable pour déterminer leur impact sur les résultats de calcul finals.

Parmi ces paramètres, propres au concept de modélisation et pourtant étroitement liés au sujet d'étude (le massif rocheux), nous avons mis en avant la taille du modèle global, la dimension des éléments finis de massif et la nature des conditions aux limites :

- ⇨ Les exigences imposées par la topographie complexe de la colline de Tanziling ainsi que par les dimensions de l'excavation au niveau du profil 17-17' nous ont conduit à déterminer une taille optimale de 3000×1000 mètres.
- ⇨ Afin de disposer d'un maillage suffisamment fin par rapport aux dimensions des éléments de massif (taille des gradins, découpage de l'excavation, galeries de drainage, failles, etc.) tout en tenant compte de la puissance de calcul disponible, des éléments de 2×2 mètres dans la zone d'étude constituent un bon compromis.
- ⇨ La topographie irrégulière et asymétrique du profil 17-17' nous dissuade d'utiliser des conditions aux limites en contraintes, d'autant plus que des limites en déplacements aboutissent à des résultats très similaires. En effet, pour de grands modèles dont les bords sont suffisamment éloignés de l'excavation, le type de conditions aux limites a finalement une influence relative faible sur les résultats de calcul.

Pour chacune des simulations qui vont être présentées, l'évolution des déplacements au niveau des parois de l'excavation est le principal facteur qui a permis de juger de la qualité de réponse du modèle numérique par rapport au massif réel. On ne s'est donc pas intéressé aux valeurs exactes internes au massif mais aux valeurs exactes du déplacement au niveau des interfaces massif – ouvrage.

La comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation a en outre permis de diriger la définition des caractéristiques des modèles numériques et d'ajuster l'ensemble des paramètres mécaniques utilisés afin de faire converger les modèles numériques vers les résultats escomptés, donnés par l'instrumentation. On a donc admis, implicitement, qu'un bon modèle pouvait donner des déplacements exacts pour certaines zones du modèle tout en ayant un comportement rhéologique simplifié du massif : c'est ce qui se passe lorsqu'on homogénéise un massif très structuré.

4 Les modèles « massif continu »

4.1 Introduction

La manière la plus simple de modéliser un matériau est de considérer un milieu homogène, c'est-à-dire un milieu à l'intérieur duquel les propriétés mécaniques sont partout uniformes. Pour un massif rocheux, qui est par nature un milieu discontinu (parcouru de failles, de joints et d'autres discontinuités) cette hypothèse est bien entendu très simplificatrice. Toutefois, afin de modéliser correctement les structures complexes constituant le profil 17-17', il paraît nécessaire de commencer les calculs sur des modèles simplifiés, afin de pouvoir ajuster, au fur et à mesure de notre étude, les différents paramètres d'entrée.

Lors de l'analyse des contraintes, la masse rocheuse autour de l'écluse a donc été modélisée par un milieu continu équivalent, les paramètres mécaniques utilisés correspondant à ceux du massif rocheux.

4.2 Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb

4.2.1 Introduction

Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb est le modèle conventionnel utilisé pour représenter la déformation élastique linéaire et la rupture en cisaillement des sols et des roches. Comme tous les modèles plastiques, il implique un potentiel de déformation permanente, conséquence de la non-linéarité de sa relation contrainte – déformation.

L'intérêt d'une analyse en plasticité, par rapport à un modèle élastique simple, est de limiter les contraintes à des valeurs finies, même si la présence d'une singularité peut donner lieu à des concentrations de contraintes importantes et entraîner la rupture de la zone qui entoure la singularité.

Outre la masse volumique (ρ), les paramètres nécessaires à l'utilisation du modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb dans *FLAC* sont de deux natures :

1. Des paramètres d'élasticité : - le module d'incompressibilité élastique, K
   - le module de cisaillement élastique, G
2. Des paramètres de plasticité : - la cohésion, c
   - l'angle de frottement interne, ϕ
   - la résistance à la traction, σ_t

4.2.2 Caractéristiques géométriques de la grille FLAC

Le profil 17-17' présente des singularités dues aux angles vifs, aux variations d'épaisseur des structures, aux cavités et aux changements de caractéristiques mécaniques (hétérogénéité et/ou comportement non-linéaire des matériaux). Pour prendre en compte l'ensemble de ces particularités, il est donc nécessaire de disposer d'un maillage dont les dimensions de

l'élément de base sont inférieures à celles des singularités à introduire. Inversement, la puissance de calcul disponible ainsi que la nécessité de disposer d'un modèle de grandes dimensions imposent des limitations au raffinement de la grille.

Le maillage de compromis qui a été choisi satisfait l'ensemble des caractéristiques suivantes :

- ⇨ L'excavation s'inscrivant dans un rectangle de 370 mètres sur 150, la zone centrale A, définie par les coordonnées [–200 m, +200 m] × [+22 m, +262 m], est modélisée par un maillage de 2 m × 2 m.
- ⇨ Au-delà de la zone centrale, dans le domaine B [–300 m, +300 m] × [–50 m, +262 m], la maille élémentaire mesure 4 m × 4 m.
- ⇨ Dans le domaine extérieur C du modèle *FLAC* – entre les abscisses ± 1500 mètres et les cotes –800 mètres et +262 mètres – le maillage croît graduellement de 12 m × 4 m (en limite de zone B) à 32 m × 32 m (aux limites inférieure et latérales du modèle).
- ⇨ La grille utilise un total de 56 900 mailles, réparties comme suit : 200 × 120 = 24 000 mailles dans la zone A, 150 × 78 = 11 700 mailles dans la zone B et 212 × 100 = 21 200 mailles dans la zone C.
- ⇨ La topographie est en accord avec celle du profil 17-17' dans le domaine ± 900 mètres de part et d'autre de la ligne médiane de l'écluse. Au-delà, la cote est maintenue constante sur une longueur de 600 mètres, afin de minimiser les effets dus au relief sur les bords du modèle.
- ⇨ A l'exception des mailles déformées par la reconstitution de la surface topographique, les éléments de massif sont carrés, voire rectangulaires, dans l'ensemble du modèle.

La Figure III-12 décrit les variations du maillage, de la zone A à la zone C, entre les coordonnées [–900 m, +900 m] × [–600 m, +300 m].

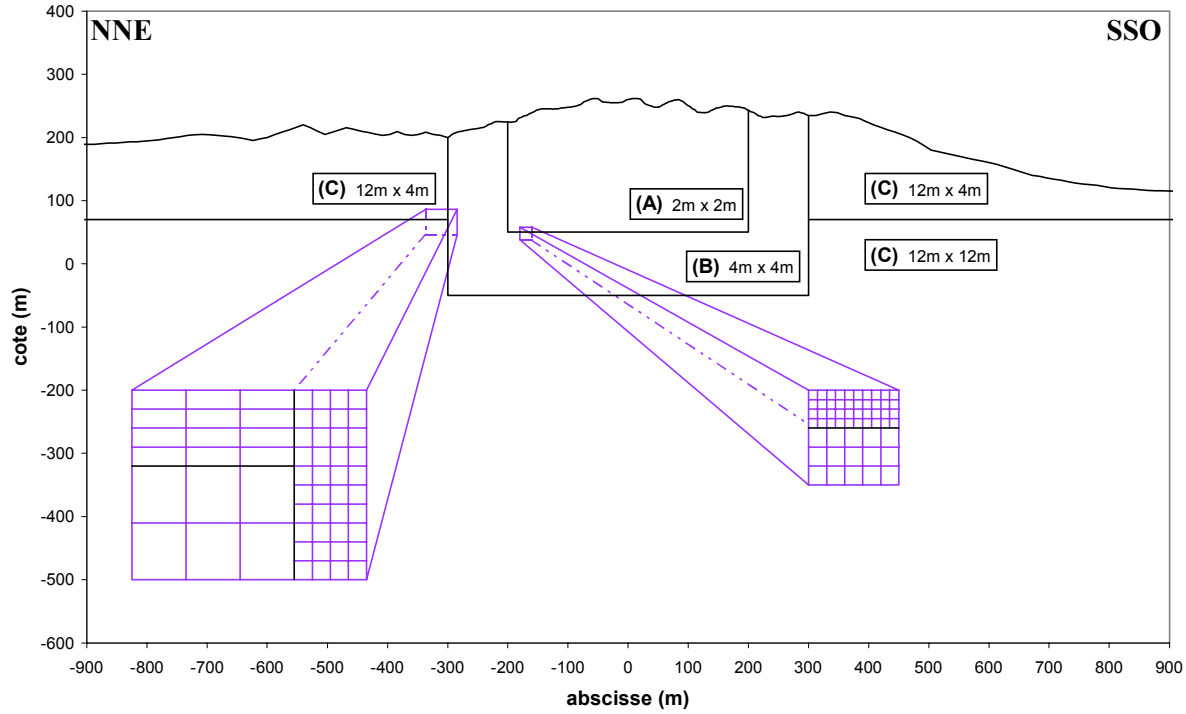


Figure III-12 : Variations du pas de grille FLAC, entre les zones A, B et C.

Les raccords de grille entre les différentes zones (A, B et C) se font dans *FLAC* à l'aide d'une commande qui permet d'attacher deux sous-grilles entre elles. La continuité des différentes grandeurs du système (contraintes, vitesses, déplacements) est alors assurée de part et d'autre de ces limites, ce qui implique que le modèle réagit comme si la grille était unique.

4.2.3 Initialisation des contraintes

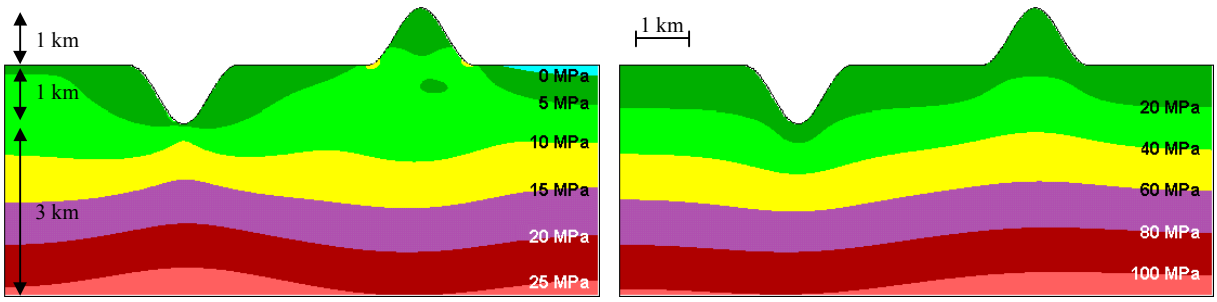
D'une manière générale, l'excavation d'un milieu rocheux engendre des perturbations plus ou moins importantes de l'état initial des terrains, qui se traduisent par des déformations, une redistribution des contraintes et l'atteinte d'un nouvel état d'équilibre. L'état de contraintes initiales exerce ainsi une influence importante sur la réponse du massif aux sollicitations induites par l'excavation. La modélisation des ouvrages de géotechnique doit donc prendre en compte l'état initial des contraintes, qui peut être déduit de mesures ou estimé a priori.

4.2.3.1 Influence de la topographie sur le champ de contraintes initiales

Pan et Amadei (1993) mettent en avant l'effet majeur que peut avoir la topographie sur la distribution et la magnitude des contraintes in situ. Leur méthode, basée sur le principe de la superposition des chargements, permet de déterminer les champs de contraintes dans un milieu homogène, anisotrope et élastique délimité par des surfaces irrégulières (mais douces).

Mayeur (1999) décrit l'influence des crêtes et vallées sur les champs de contraintes obtenus après consolidation d'un massif rocheux soumis à la gravité ou à des sollicitations tectoniques. Partant de modèles très simples (une montagne, une vallée, trois montagnes et deux vallées) utilisant un matériau élastique linéaire isotrope, ses résultats rendent bien compte de l'influence de la topographie sur la réponse mécanique du massif rocheux étudié. Notamment, la présence d'irrégularités dans la topographie du massif supprime la notion de proportionnalité des contraintes horizontales et verticales, qui est l'une des caractéristiques principales du chargement lithostatique.

La Figure III-13 illustre l'influence du relief sur l'établissement d'un champ de contraintes initial, pour un matériau élastique dont les propriétés mécaniques sont équivalentes à celles du granite non altéré formant la colline de Tanziling. On notera particulièrement les dimensions relatives – tant horizontales que verticales – de la zone perturbée, c'est-à-dire le domaine dans lequel les contraintes sont très différentes de celles correspondant à un modèle à surface horizontale.



Contraintes horizontales ***Contraintes verticales***

Figure III-13 : Influence de la topographie sur la réponse mécanique d'un massif rocheux lors de sa consolidation.

Dans le cas d'un massif complexe comme celui de l'écluse à bateaux permanente du *CTGP*, la topographie accidentée, l'hétérogénéité des matériaux et l'histoire géologique sont autant d'éléments qui conditionnent les valeurs des contraintes initiales. Afin de respecter le réalisme des modèles numériques, il est donc très important que la détermination et l'application de ces contraintes s'appuient sur des mesures in situ.

4.2.3.2 Contraintes initiales imposées par les mesures in situ

Au cours des études de reconnaissance, des mesures de contraintes ont été effectuées dans le massif au repos. Des profils de contraintes ont été dressés à partir de ces mesures et ils ont conduit aux relations explicitées dans le Tableau III-1 qui lient les contraintes horizontales et verticales à la profondeur.

On considère que les contraintes horizontales initiales sont généralement faibles dans les couches peu rigides et superficielles, à cause des effets de relâchement des contraintes. Par conséquent, les champs de contraintes initiaux ou non perturbés dans les couches complètement altérées sont uniquement liés au poids des terrains sus-jacents. Les composantes du vecteur contrainte – σ_{xx}, σ_{yy} et σ_{zz} – dans les autres couches sont calculables à partir des formules suivantes, déterminées d'après les mesures effectuées in situ par *CWRC* :

Zones I et II$_1$	***Zone II$_2$***
$\sigma_{xx}(h) = -(4{,}3982 + 0{,}01186.h) \times 10^6$ Pa	$\sigma_{xx}(h) = -(4{,}3982 \times 0{,}286 + 0{,}01186.h) \times 10^6$ Pa
$\sigma_{yy}(h) = -(1{,}6628 + 0{,}03039.h) \times 10^6$ Pa	$\sigma_{yy}(h) = -(1{,}6628 \times 0{,}286 + 0{,}03039.h) \times 10^6$ Pa
$\sigma_{zz}(h) = -(4{,}7152 + 0{,}01207.h) \times 10^6$ Pa	$\sigma_{zz}(h) = -(4{,}7152 \times 0{,}286 + 0{,}01207.h) \times 10^6$ Pa
$\tau_{xy}(h) = -(-0{,}0472 + 0{,}00008.h) \times 10^6$ Pa	$\tau_{xy}(h) = -(-0{,}0472 \times 0{,}286 - 0{,}00008.h) \times 10^6$ Pa
$\tau_{yz}(h) = -(0{,}7470 - 0{,}00046.h) \times 10^6$ Pa	$\tau_{yz}(h) = -(0{,}7470 \times 0{,}286 - 0{,}00046.h) \times 10^6$ Pa
$\tau_{zx}(h) = -(0{,}4048 + 0{,}00005.h) \times 10^6$ Pa	$\tau_{zx}(h) = -(0{,}4048 \times 0{,}286 - 0{,}00005.h) \times 10^6$ Pa

h représente la profondeur par rapport à la surface topographique

Tableau III-1 : Relations linéaires déduites des mesures de contraintes in situ, au niveau du profil 17-17' dans le repère FLAC, d'après CWRC.

Le Tableau III-1 met en évidence le faible niveau des contraintes de cisaillement (τ_{xy}, τ_{yz} et τ_{zx}) par rapport aux contraintes horizontales et verticales (σ_{xx}, σ_{yy} et σ_{zz}) : on peut admettre que les contraintes principales sont orientées verticalement et horizontalement. On posera donc comme hypothèse simplificatrice que les directions principales des contraintes coïncident avec le système d'axes de *FLAC*, c'est-à-dire : τ_{xy}, τ_{yz} et τ_{zx} sont initialement nulles et $\sigma_1 = \sigma_{yy}$, $\sigma_2 = \sigma_{zz}$ et $\sigma_3 = \sigma_{xx}$.

Sauf dans la zone fortement altérée, les formules définissant les contraintes mesurées sont constituées de deux facteurs : le premier est lié aux contraintes tectoniques dans la région de l'écluse à bateaux, tandis que le second traduit l'influence de la profondeur. L'épaisseur cumulée des zones II_2 et III étant relativement faible (entre 12,5 et 37,5 mètres, avec une valeur moyenne de 25 mètres entre les abscisses –300 et +300 mètres), la valeur du facteur tectonique apparaît sensiblement élevée et conduit à des contraintes très fortes même pour de faibles profondeurs.

Par ailleurs, le second facteur, supérieur au poids volumique du granite, conduit à un écart entre les contraintes mesurées et celles résultant naturellement du poids des matériaux

constituant le profil 17-17' : l'état de contraintes mesuré ne correspond donc pas exactement à celui d'un massif rocheux en équilibre (Figure III-14).

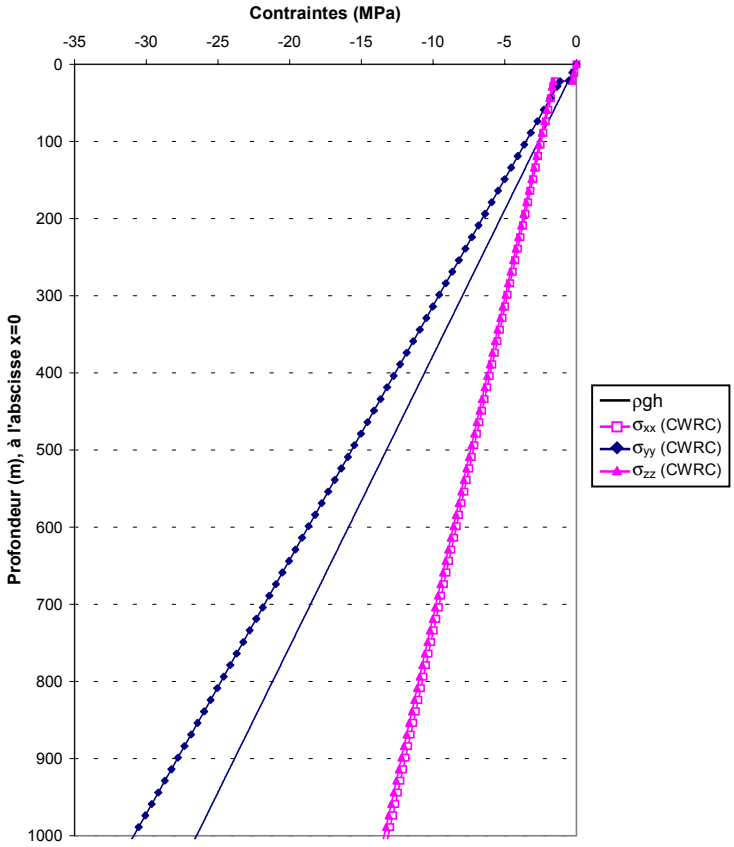


Figure III-14 : Contraintes lithostatiques et contraintes recalculées à partir des mesures in situ, au niveau de l'abscisse x = 0 du profil 17-17'.

Au cours des simulations numériques, la topographie irrégulière et la lithologie hétérogène de la zone d'étude généreront des modifications importantes des contraintes appliquées et une impossibilité de maintenir, au terme de la phase de consolidation du massif, des conditions de contraintes initiales identiques à celles prédéfinies.

Il apparaît donc clairement que les relations établies à partir des mesures in situ font état d'un excès de contraintes par rapport à celles résultant du poids des matériaux rocheux en présence. Il peut y avoir plusieurs raisons à ces écarts :

- ⇨ les mesures ont été effectuées ponctuellement, puis les résultats ont été étendus à l'ensemble du massif. La topographie du site étant particulièrement complexe et irrégulière, le relief influence de façon très nette l'état de contraintes au sein du massif rocheux, et ces effets se ressentent jusqu'à une profondeur pouvant atteindre plusieurs dizaines, voire plusieurs centaines, de mètres (paragraphe 4.2.3.1). Il n'est donc pas très réaliste, au niveau des couches superficielles, de vouloir appliquer le même taux de variation des contraintes au sommet et à la base des irrégularités du relief ;
- ⇨ d'autre part, ces relevés de contraintes ne concernent le massif que sur une épaisseur correspondant à la profondeur d'un forage, soit quelques centaines de mètres. Au-delà de

cette profondeur, il n'est pas du tout certain que les relations linéaires du Tableau III-1 permettent de décrire correctement l'état de contraintes réel. On admettra toutefois que, pour notre étude, l'état de contraintes à grande profondeur importe peu.

4.2.4 Détermination des phases d'excavation

Dans le cas d'une analyse prenant en compte la plasticité, le principe de superposition des chargements lié à la linéarité de la loi de comportement n'est pas valable, contrairement au cas élastique. Il est donc important de simuler, lors des calculs, la procédure réelle d'excavation en raison de l'apparition de possibles zones plastifiées : les déformations sont alors dépendantes de l'historique des contraintes.

Pour les modèles élastoplastiques, le relevé de l'avancement des travaux fourni par *CTGPC* (Figure I-17) a servi de point de départ à la création d'un schéma d'excavation simplifié, constitué de 14 étapes successives correspondant aux phases principales de construction du profil 17-17' (Figure III-15).

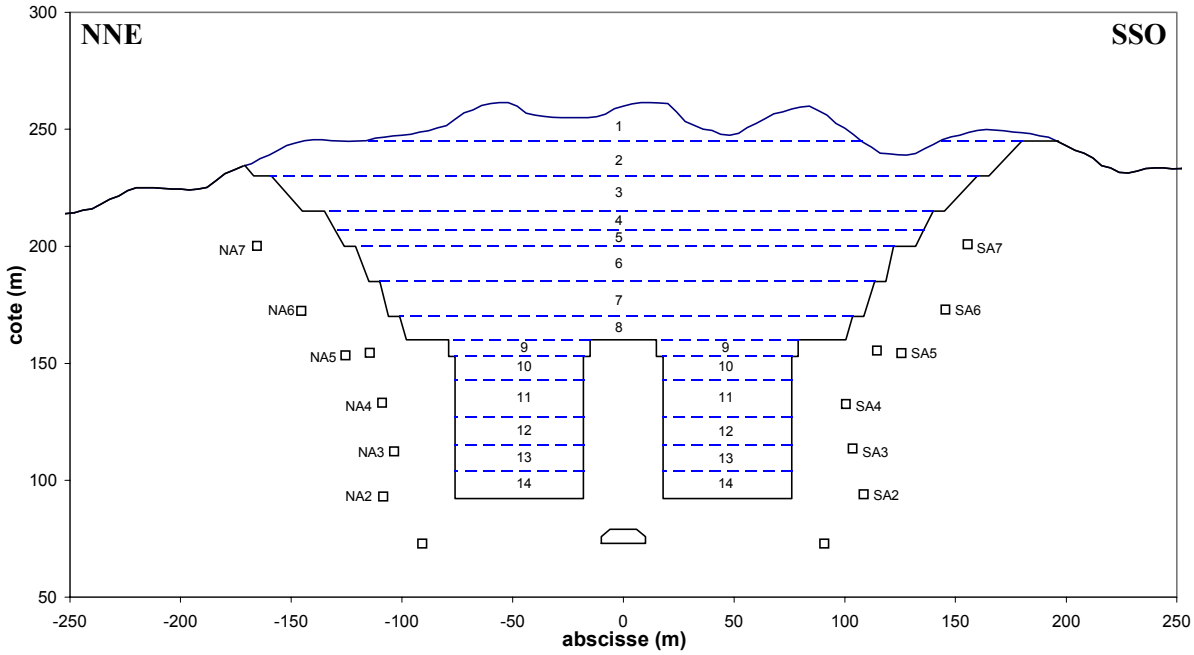


Figure III-15 : Découpage des 14 étapes de construction du profil 17-17' dans les modèles élastoplastiques FLAC.

Entre les cotes extrêmes de +262 et +92,20 mètres, chaque palier correspond donc au retrait d'une couche de roche d'épaisseur comprise entre 10 et 15 mètres. Pour déterminer les phases de construction, on a établi des correspondances avec les dates réelles de l'avancement des travaux, en se basant sur les périodes de repos du massif dues à l'arrêt temporaire des travaux : on s'est ainsi assuré que nos étapes de calcul correspondaient bien à des phases de perturbations minimales (Figure III-16).

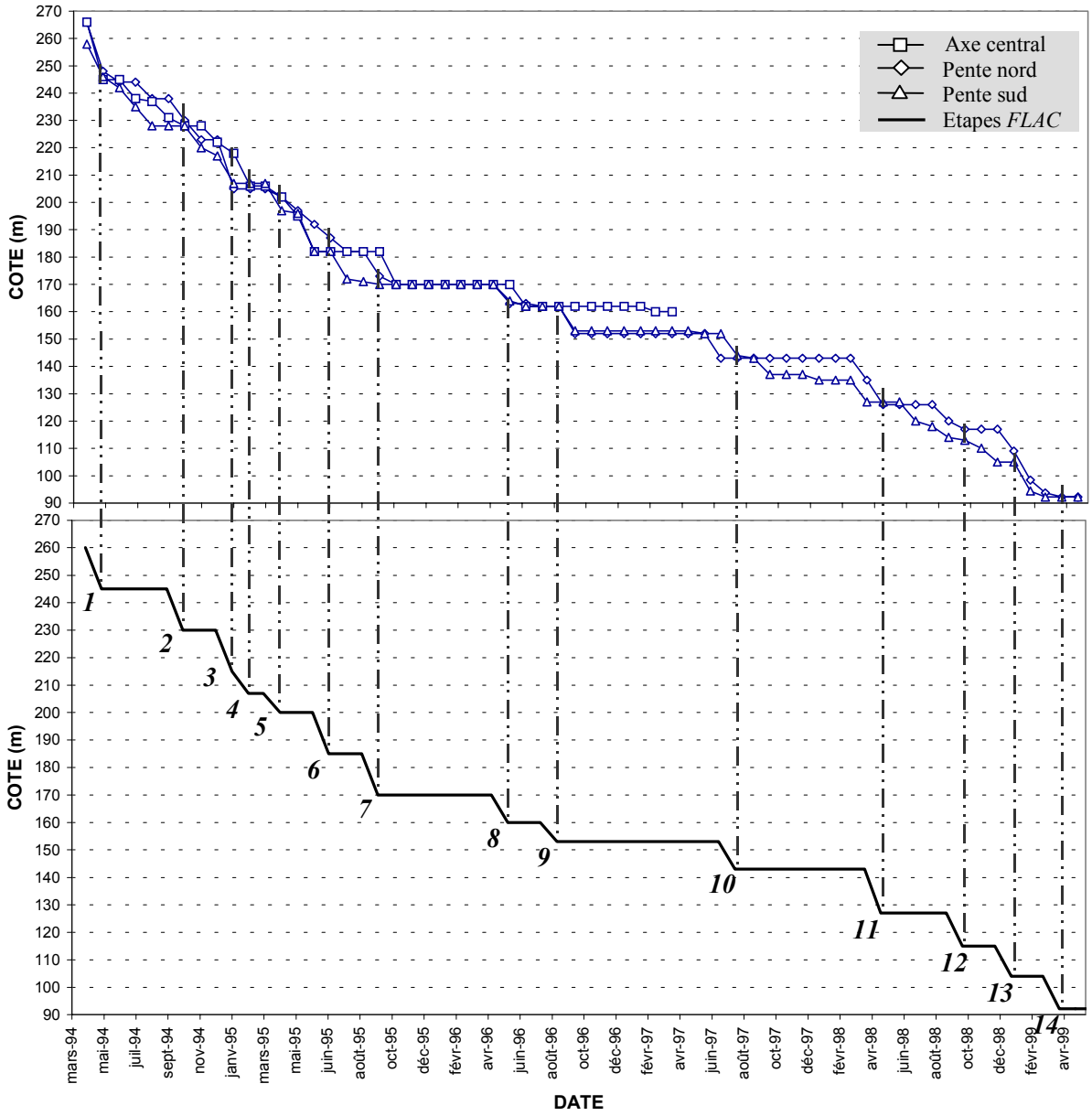


Figure III-16 : Correspondances entre les 14 étapes de calcul des modèles numériques FLAC et l'excavation réelle du profil 17-17'.

Entre deux étapes de calcul, le modèle numérique doit avoir atteint un état d'équilibre (caractérisé par une diminution significative des forces non équilibrées) afin que l'ensemble de la déformation instantanée soit générée. Il est donc nécessaire que *FLAC* exécute un nombre suffisant de cycles de calcul pour que la transmission et la diffusion des efforts puisse avoir lieu à travers tout le modèle. Ce nombre de pas de calcul dépend étroitement de la complexité de la grille d'éléments finis et des chargements appliqués. Une valeur optimale a été évaluée à 7 500 pour nos modèles élastoplastiques.

La modélisation des galeries de drainage (de type A et B) à l'intérieur du massif rocheux a été prise en compte, également (Tableau I-14). Les dates de mise en service de ces cavités et tunnels (dont les correspondances avec les modèles numériques sont explicitées dans le Tableau III-2) ont été adaptées à notre schéma d'excavation, par souci de représentativité des conditions réelles.

Etape de calcul FLAC	Cote atteinte	Date réelle correspondante	Mise en service des bornes topographiques	Mise en service des galeries de drainage et de transport
1	+245 m	05/94	—	NA7 et SA7
2	+230 m	10/94	—	—
3	+215 m	01/95	TP29 (12/94)	NA6 et SA6
4	+207 m	02/95	TP28 (03/95)	—
5	+200 m	04/95	—	—
6	+185 m	07/95	TP10 (06/95)	NA5 et SA5
7	+170 m	10/95	TP11 (01/96) et TP27 (11/95)	—
8	+160 m	06/96	—	NA4 et SA4
9	+153 m	09/96	TP12 (11/96) et TP26 (11/96)	NA3 et SA3, NA2 et SA2, et tunnels de transport
10	+143 m	08/97	TP70 (12/97), TP71 (08/97), TP97 (08/97) et TP98 (08/97)	—
11	+127 m	05/98	—	—
12	+115 m	10/98	—	—
13	+104 m	01/99	—	—
14	+92,2 m	04/99	—	—

Tableau III-2 : Correspondances entre les étapes de calcul FLAC, les dates d'excavation réelles, et les dates de mise en service des bornes topographiques et des galeries de drainage et de transport.

4.2.5 Prise en compte de l'affaiblissement des matériaux

A proximité de l'écluse à bateaux permanente, le retrait quasi incessant de masses rocheuses de plus en plus importantes et l'accumulation de vibrations induites par les méthodes d'excavation entraînent une modification notable de l'état de contraintes à l'intérieur du massif rocheux, ce qui provoque un affaiblissement certain des propriétés mécaniques superficielles de la roche (voir Chapitre I, paragraphe 2.2.4.3).

A chaque étape d'excavation, l'atteinte d'un nouvel état d'équilibre conduit à des efforts dans le massif rocheux qui peuvent être intenses et quasi-instantanés, avec pour conséquence une fragilisation de la masse rocheuse, plus particulièrement à proximité de la surface excavée puisque les gradients de contraintes y sont les plus importants.

Le comportement mécanique de cette région décomprimée est important pour l'analyse de la déformation et de la stabilité. Trois zones d'affaiblissement, de caractéristiques différentes suivant les niveaux d'altération, ont été définies et elles seront prises en compte dans les simulations numériques :

- ⇨ la zone fortement décomprimée : elle comprend les matériaux fortement perturbés par l'excavation et les tirs d'explosifs successifs ;
- ⇨ la zone faiblement décomprimée : elle est constituée des matériaux susceptibles d'entrer en plasticité dans les modèles numériques. La structure et la qualité de la roche changent peu, mais le long de certaines discontinuités quelques déplacements sont à prévoir ;
- ⇨ la zone d'ajustement des contraintes : théoriquement très grande, elle subit l'excavation sans que les matériaux perdent leur qualité. Toutefois, elle doit faire l'objet d'une surveillance particulière car elle établit la continuité entre le massif rocheux et la zone excavée.

Afin de simuler cette dégradation des matériaux, les paramètres géomécaniques correspondants ont été modifiés en conséquence lors des calculs, à chaque étape d'excavation, suivant les critères présentés dans les Tableaux I-9 et I-10 (d'après Chen Deji (1999)).

La Figure III-17 représente les limites géométriques des zones d'affaiblissement autour du profil 17-17' au terme de l'excavation (étape 14 ; cote excavée +92,20 mètres).

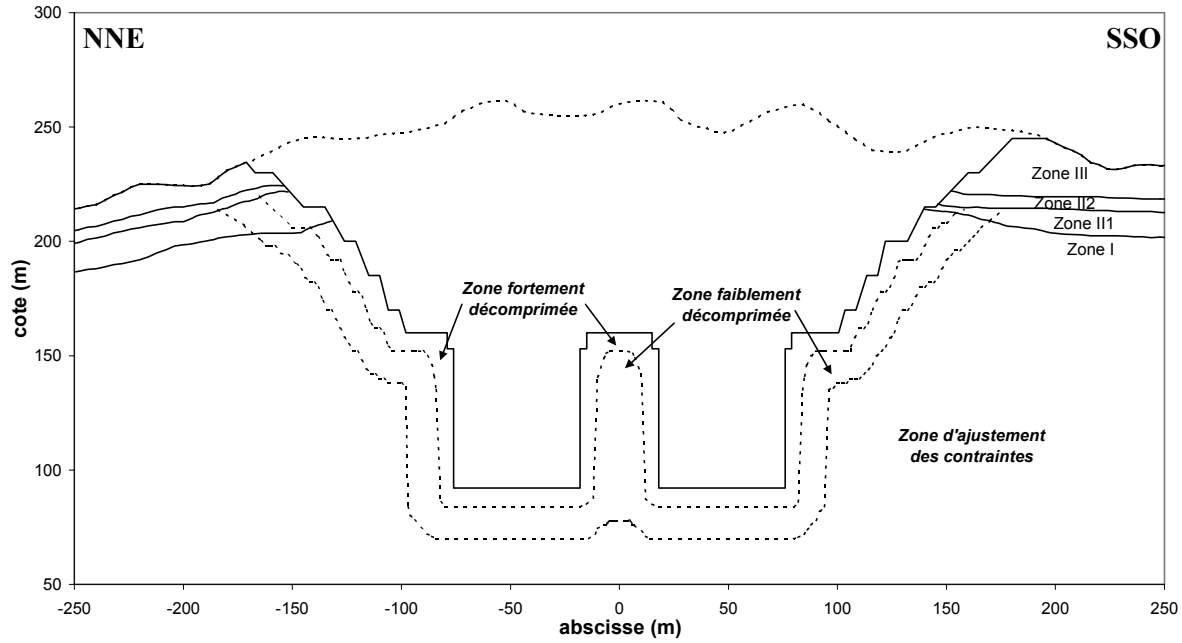


Figure III-17 : Zones d'affaiblissement des matériaux autour du profil 17-17' à l'étape finale.

4.2.6 Paramètres mécaniques utilisés

Les paramètres mécaniques utilisés dans les modèles de Mohr-Coulomb proviennent directement des valeurs déterminées par *CWRC* au niveau du site de construction de l'écluse à bateaux permanente. Ils sont explicités dans le Tableau III-3.

	Zone III*	***Zone II_2****	***Zone II_1****	***Zone II_1b***	***Zone II_1c***	***Zone I****	***Zone Ib***	***Zone Ic***
Masse volumique [kg.m^{-3}]	2 550	2 670	2 680	2 680	2 680	2 700	2 700	2 700
Cohésion [Pa]	$2{,}0\times10^5$	$8{,}0\times10^5$	$1{,}4\times10^6$	$1{,}2\times10^6$	$9{,}0\times10^5$	$2{,}0\times10^6$	$1{,}8\times10^6$	$1{,}0\times10^6$
Angle de frottement [degrés]	38,7	47,7	56,3	52,4	50,2	59,5	56,3	54,5
Résistance à la traction [Pa]	$2{,}5\times10^5$	$7{,}3\times10^5$	$9{,}4\times10^5$	$9{,}3\times10^5$	$7{,}5\times10^5$	$1{,}2\times10^6$	$1{,}2\times10^6$	$7{,}1\times10^5$
Module de Young [Pa]	$3{,}0\times10^8$	$7{,}5\times10^9$	$2{,}5\times10^{10}$	$2{,}0\times10^{10}$	$1{,}2\times10^{10}$	$3{,}5\times10^{10}$	$3{,}0\times10^{10}$	$1{,}5\times10^{10}$
Coefficient de Poisson	0,35	0,25	0,22	0,23	0,25	0,20	0,22	0,24
Module d'incompressibilité [Pa]	$3{,}3\times10^8$	$5{,}0\times10^9$	$1{,}5\times10^{10}$	$1{,}2\times10^{10}$	$8{,}0\times10^9$	$1{,}9\times10^{10}$	$1{,}8\times10^{10}$	$9{,}6\times10^9$
Module de cisaillement [Pa]	$1{,}1\times10^8$	$3{,}0\times10^9$	$1{,}0\times10^{10}$	$8{,}1\times10^9$	$4{,}8\times10^9$	$1{,}5\times10^{10}$	$1{,}2\times10^{10}$	$6{,}0\times10^9$

Tableau III-3 : Valeurs retenues des paramètres mécaniques de la masse rocheuse au niveau du profil 17-17' pour les modèles numériques de Mohr-Coulomb.

Ces paramètres mécaniques tiennent compte de l'appartenance des matériaux aux zones faiblement (indice *b*) et fortement (indice *c*) décomprimées ou à la zone d'ajustement des contraintes (*).

On notera, par ailleurs, que les valeurs de la résistance à la traction, σ_t, sont différentes de celles fournies par *CTGPC* et présentées dans le Tableau I-9 (voir Chapitre I, paragraphe 2.2.4.3). En effet, l'utilisation du critère de rupture de Mohr-Coulomb requiert que les valeurs des paramètres de résistance soient liées par la relation (1-14) (voir annexe 1, paragraphe 4.2.1). En cas d'incompatibilité des paramètres (c, ϕ et σ_t), *FLAC* se charge donc de déterminer la valeur de σ_t correspondant aux données de la cohésion et de l'angle de frottement qui a été reportée dans le Tableau III-3.

4.2.7 Ajout d'une surface piézométrique

Une étape importante est la prise en compte de l'eau dans les modèles numériques. L'eau est présente dans le massif à travers les fractures et les pores de la roche. La prise en compte du facteur hydrogéologique passe notamment par l'utilisation de contraintes effectives qui considèrent la présence d'une pression interstitielle, calculée à partir de niveaux piézométriques prédéfinis.

La surface piézométrique délimitée par cette eau souterraine a donc été introduite dans les simulations, et son tracé a été réactualisé au fur et à mesure de l'avancée de l'excavation. Les mesures fournies par le réseau de piézomètres installés sur les pentes et dans les galeries de drainage ont permis de générer les profils pour ces niveaux piézométriques, correspondant au rabattement réel de la nappe durant les travaux d'excavation.

La Figure III-18 présente le niveau de la nappe phréatique avant et après l'excavation du profil 17-17'.

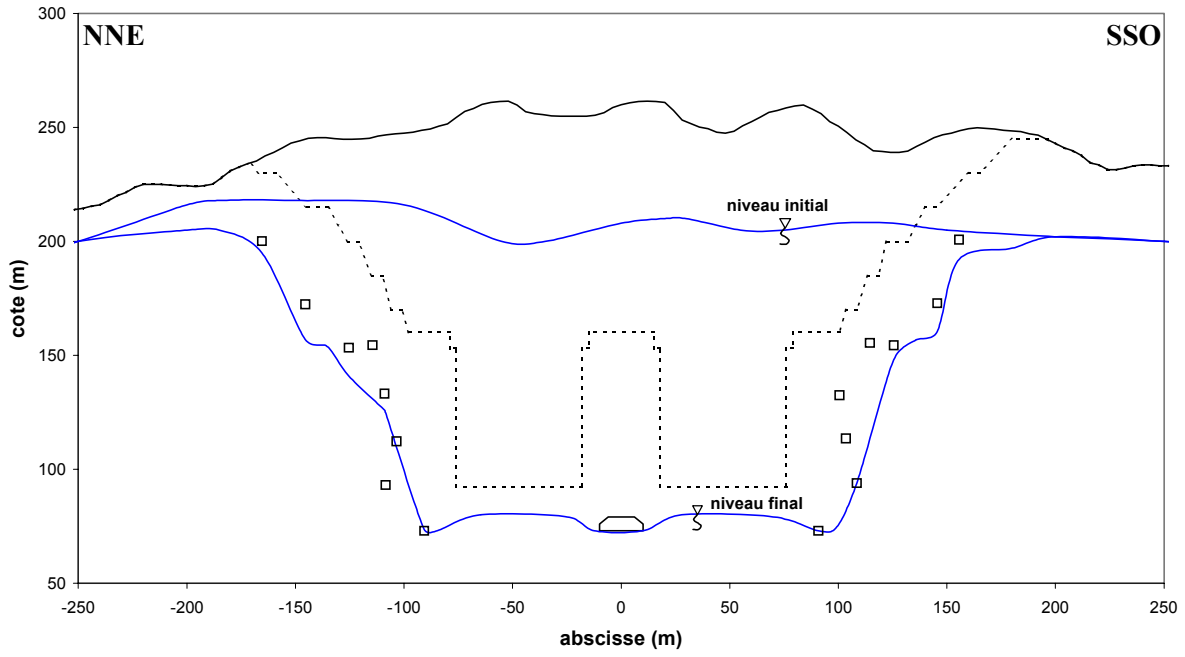


Figure III-18 : Niveaux piézométriques au niveau du profil 17-17', à l'état initial et à l'étape finale.

4.2.8 Présentation des résultats

Les résultats des calculs réalisés avec *FLAC* suivant le modèle rhéologique de Mohr-Coulomb sans faille (modèle MC1) sont répertoriés en annexe E-1. Y sont représentés, pour la région située dans le domaine [−250 m ; +250 m] × [−50 m ; +250 m] :

- ⇨ les tenseurs de contraintes principales ;
- ⇨ les indicateurs de plasticité ;
- ⇨ les courbes d'isovaleurs des contraintes principales maximales, minimales et de cisaillement ;
- ⇨ les courbes d'isovaleurs des déplacements cumulés, horizontaux et verticaux ;
- ⇨ les vecteurs déplacements cumulés ;
- ⇨ les vecteurs déplacements – calculés et mesurés – au niveau des 11 bornes topographiques ;
- ⇨ l'évolution des déplacements (modules, composantes horizontales et verticales) – calculés et mesurés – entre janvier 1995 et novembre 2000, au niveau des 11 bornes topographiques .

Le système de coordonnées utilisé dans le logiciel *FLAC* est le suivant : X est horizontal dans le plan du profil 17-17' et positif vers le SSO ; Y est vertical, positif vers le haut ; Z est parallèle à la direction de l'écluse (ONO / ESE) (Figure III-1).

Pour les comparaisons calculs/mesures au niveau des bornes topographiques, on utilisera toutefois le système de coordonnées adopté par *CTGPC* et défini par :

- ⇨ Y caractérise les déplacements horizontaux, comptés positivement vers l'excavation et négativement vers le massif.
- ⇨ Z caractérise les déplacements verticaux, dirigés positivement vers le bas.

Les données présentées dans ces documents sont relatives à chacune des 11 bornes topographiques situées sur le profil 17-17'. Les graphiques représentent, mois par mois et borne par borne, d'une part le déplacement total mesuré depuis la mise en service de la borne, d'autre part la valeur du déplacement obtenue par le calcul à l'étape correspondant au mois en cours, à laquelle on a soustrait la valeur mesurée durant l'étape précédant la date de mise en service de la borne (Tableau III-2).

Pour l'analyse des contraintes, de la plasticité et des déplacements aux bornes, quatre étapes de calcul ont été privilégiées :

- ⇨ l'étape 5 (cote +200 m, à peu près à mi-hauteur des talus),
- ⇨ l'étape 8 (cote +160 m, au sommet des chambres d'écluse),
- ⇨ l'étape 11 (cote +127 m, à mi-hauteur des chambres d'écluse),
- ⇨ l'étape 14 (cote +92,20 m, en fond de fosse).

4.2.9 Analyse des résultats (annexe E-1 – modèle MC1)

4.2.9.1 Analyse des contraintes

L'évolution des forces non équilibrées (Figure III-19) nous confirme que l'équilibre mécanique a bien été atteint à la fin de chaque phase d'excavation, ce qui justifie notre choix de 7 500 pas de calcul par étape.

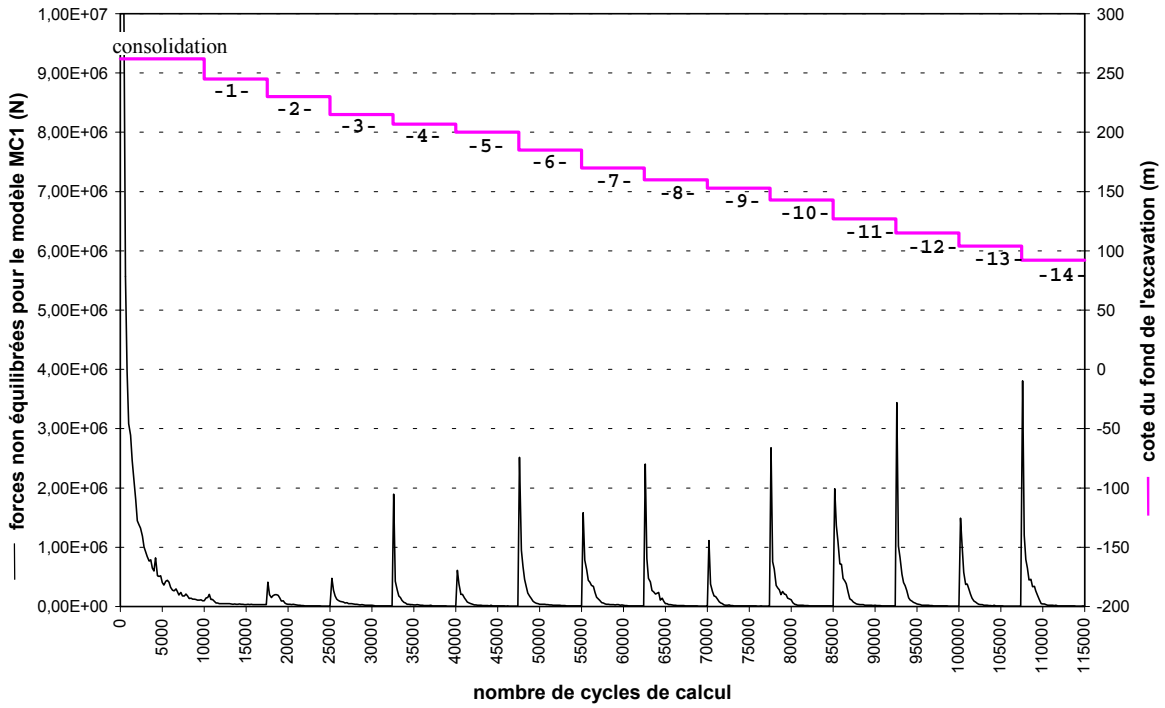


Figure III-19 : Evolution des forces non équilibrées au cours de l'excavation, pour le modèle de Mohr-Coulomb sans faille.

Au fur et à mesure de l'avancée des travaux, on observe une augmentation significative des contraintes principales (compressives) à la base de l'excavation, tandis que le long des pentes et des parois verticales, ainsi que dans le noyau central, le creusement génère des contraintes de traction sur une épaisseur grandissante.

Les singularités du modèle géométrique (angles vifs au pied des murs verticaux, galeries de drainage et tunnels de transport) sont le siège de contraintes de cisaillement importantes, que l'on peut observer sous la forme de bulbes de contraintes qui ne cessent de se développer au cours du calcul.

Ces modifications de l'état de contraintes initial apparaissent dès les premières phases de creusement et concernent une zone limitée autour du profil 17-17', qui s'étend sur 200 à 300 mètres au-delà des parois excavées. Hors de cette région, les contraintes sont peu affectées par l'excavation du profil 17-17' (Figure III-20).

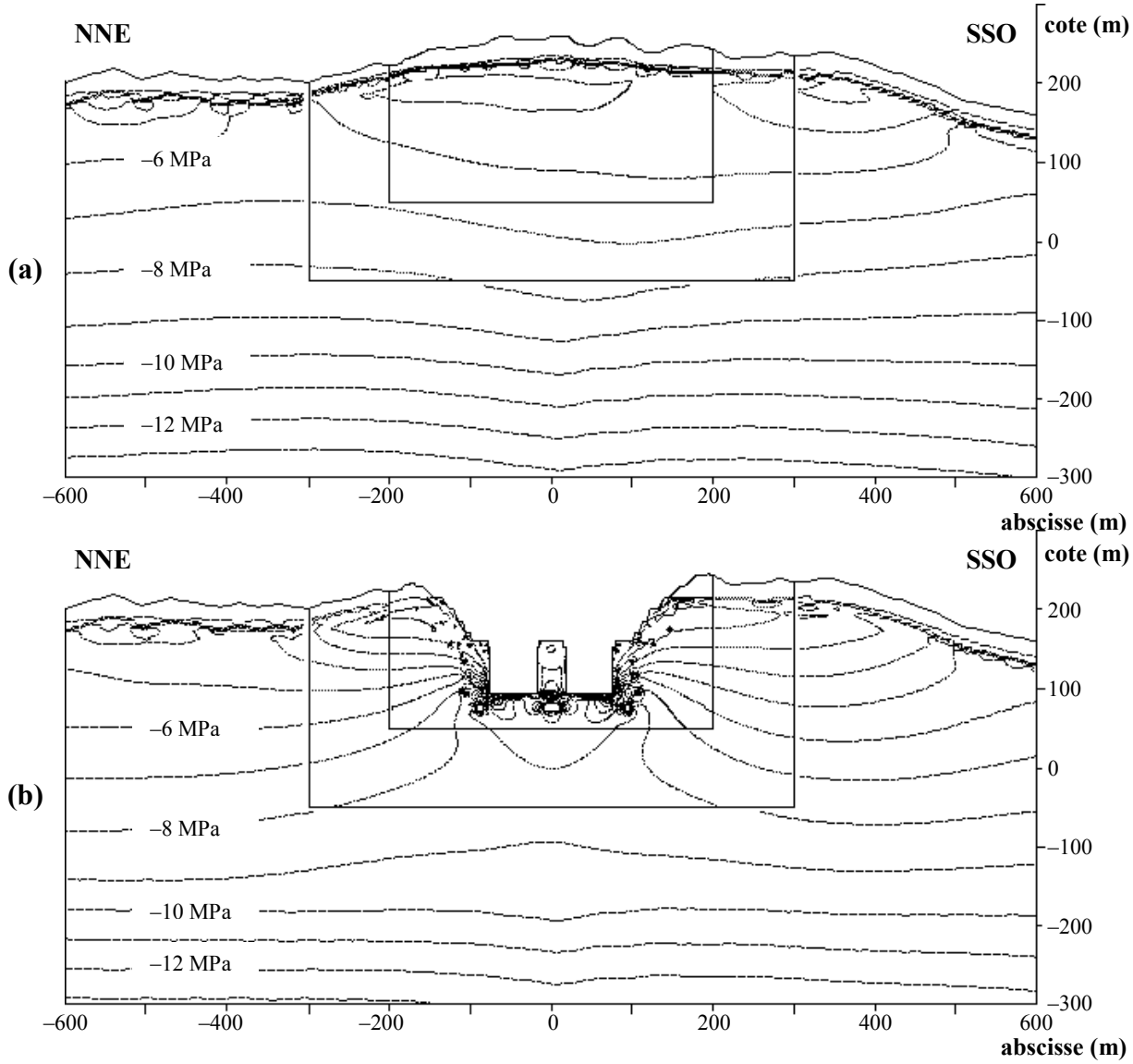


Figure III-20 : Courbes d'isovaleurs des contraintes principales maximales (a) à la fin de la consolidation, et (b) à l'étape d'excavation finale (étape 14), pour le modèle de Mohr-Coulomb sans faille.

4.2.9.2 Analyse de la plasticité

L'atteinte de valeurs de contraintes élevées dans le modèle numérique induit à plusieurs endroits un dépassement du critère de rupture de Mohr-Coulomb et le développement de zones de plasticité autour de l'excavation.

Cette entrée en rupture des matériaux à proximité des parois excavées est due principalement au relâchement important des contraintes pendant le creusement. Elle intervient en majorité dans les régions affaiblies mécaniquement (Tableau I-9 et Figure III-17) ou dans la zone fortement altérée (Zone III), c'est-à-dire sur une épaisseur généralement assez faible.

Toutefois, l'observation d'un grand nombre d'indicateurs *élastique, en rupture dans le passé* peut signifier que les valeurs de contraintes calculées au terme de chaque phase d'excavation sont inférieures aux maxima atteints durant le calcul.

En effet, le dépassement du critère de rupture est le plus souvent temporaire et a lieu durant le réajustement des contraintes, lorsque *FLAC* détermine le nouvel état d'équilibre mécanique correspondant à la phase d'excavation en cours. Dès que les forces non équilibrées ont atteint des valeurs plus faibles, la plupart des zones concernées retournent en élasticité.

La signification exacte des indicateurs de plasticité *élastique, en rupture dans le passé* peut susciter des interrogations. Notamment, dans un modèle numérique où le pas de calcul est indépendant du temps réel, seuls devraient avoir une signification physique les états finals correspondant à une stabilisation des efforts et à un retour des forces non équilibrées à des valeurs faibles.

En réalité, ces indicateurs ne caractérisent pas une rupture authentique des matériaux, mais on peut cependant noter qu'ils présentent une distribution concentrée et localisée, principalement autour de l'excavation. Ils désignent ainsi des zones qui ont pu être potentiellement instables et/ou à la limite de la rupture lors de la redistribution des contraintes dans le modèle numérique. On surveillera leur répartition et leur évolution, tout en gardant à l'esprit que seuls comptent les indicateurs de plasticité actifs (*rupture en cisaillement* / *en traction*).

Ainsi, dans ce modèle de Mohr-Coulomb sans faille, on observe principalement des dépassements du critère de rupture en cisaillement en fond de fosse, à la base des chambres d'écluse, tandis que les sommets des pentes (zone fortement altérée) sont le siège de ruptures en traction (Figure III-21). En revanche, le noyau central est particulièrement peu sollicité, bien qu'on aurait pu s'attendre à y trouver au moins de la rupture en traction en raison de sa localisation spécifique par rapport à l'excavation.

Au cours du calcul, une partie de la déformation générée dans ces zones correspond donc à de la déformation plastique, ce qui signifie que l'on pourra sans doute s'attendre à observer localement des déplacements importants.

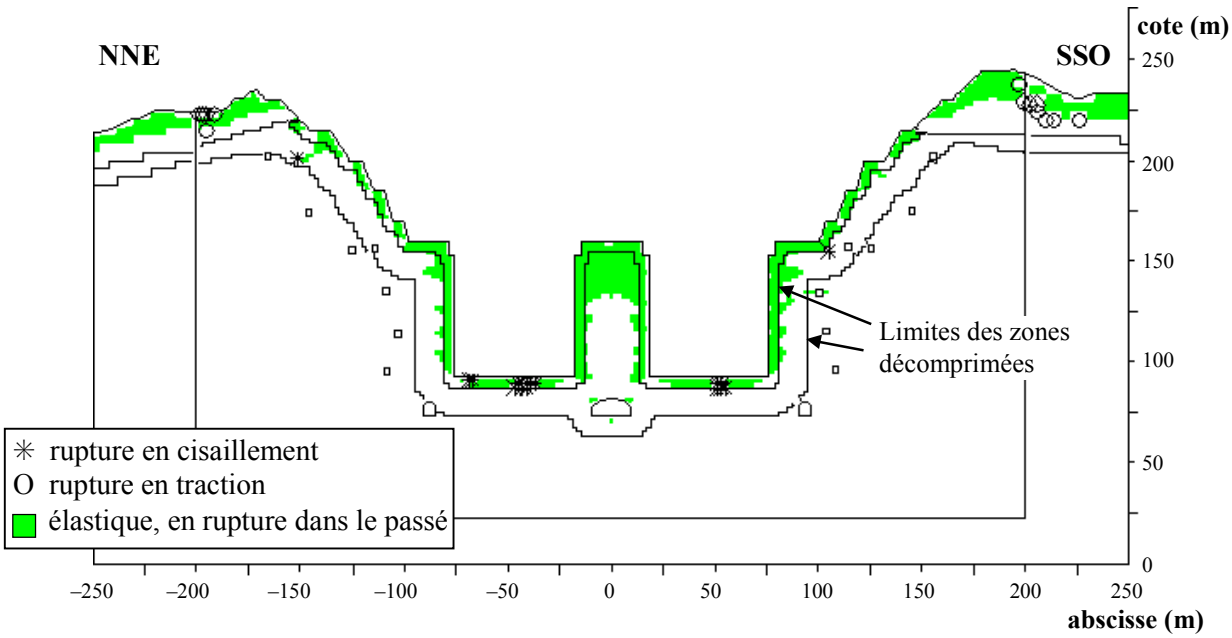


Figure III-21 : Indicateurs de plasticité au terme de l'excavation (étape 14), pour le modèle de Mohr-Coulomb sans faille.

4.2.9.3 Analyse des déplacements cumulés

A grande échelle, le massif rocheux présente un mouvement généralisé vers le sud, en raison d'une topographie asymétrique, plus élevée vers le nord (+189 mètres) que vers le sud (+115 mètres). La poussée générée par ce relief se fait surtout ressentir au début des travaux, les effets de l'excavation prenant ensuite le pas.

A l'échelle du profil 17-17', toutefois, l'excavation est globalement symétrique et l'on peut observer des similitudes entre les réponses générées par les versants nord et sud. Cependant, l'analyse des déplacements cumulés (depuis la fin de la consolidation) révèle, sur le versant sud, d'importants mouvements relatifs à l'interface entre les zones II_2 et III : le gradin supérieur se démarque au début du creusement par des déplacements horizontaux dirigés à l'opposé de l'excavation (SSO). Au cours des phases d'excavation suivantes, on continue d'observer ces déplacements singuliers, mais le mouvement semble s'être stabilisé dans cette région de la zone fortement altérée.

Pendant que les chambres d'écluse sont excavées – entre les étapes de calcul 9 et 14 – les murs verticaux subissent également de fortes poussées, cette fois-ci en direction de la fosse, révélées par d'importants déplacements horizontaux le long des parois. Au niveau des banquettes, cet effet est encore accentué, avec un décalage apparent des courbes d'isovaleurs au niveau de la marche d'escalier (Figure III-22).

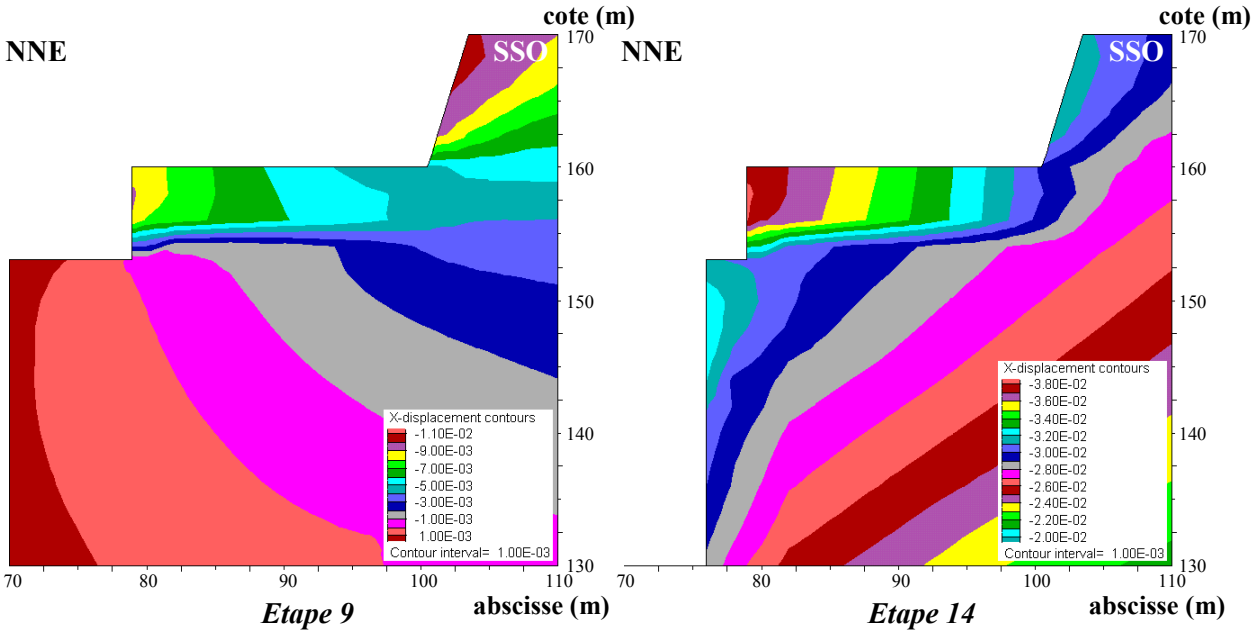


Figure III-22 : Déplacements horizontaux cumulés au niveau du mur vertical sud, pour le modèle de Mohr-Coulomb sans faille.

Sur le noyau central, l'excavation des chambres d'écluse induit un écartement des parois verticales d'environ 10 mm, qui se produit, au niveau des marches d'escalier, pendant l'étape de calcul 9. Durant la poursuite de l'excavation, on n'observe cependant pratiquement plus de déformation à cet endroit, tandis que se reproduit le même scénario, de niveau en niveau, jusqu'à l'atteinte de la cote +92,2 mètres (niveau du fond des chambres d'écluse) (Figure III-23).

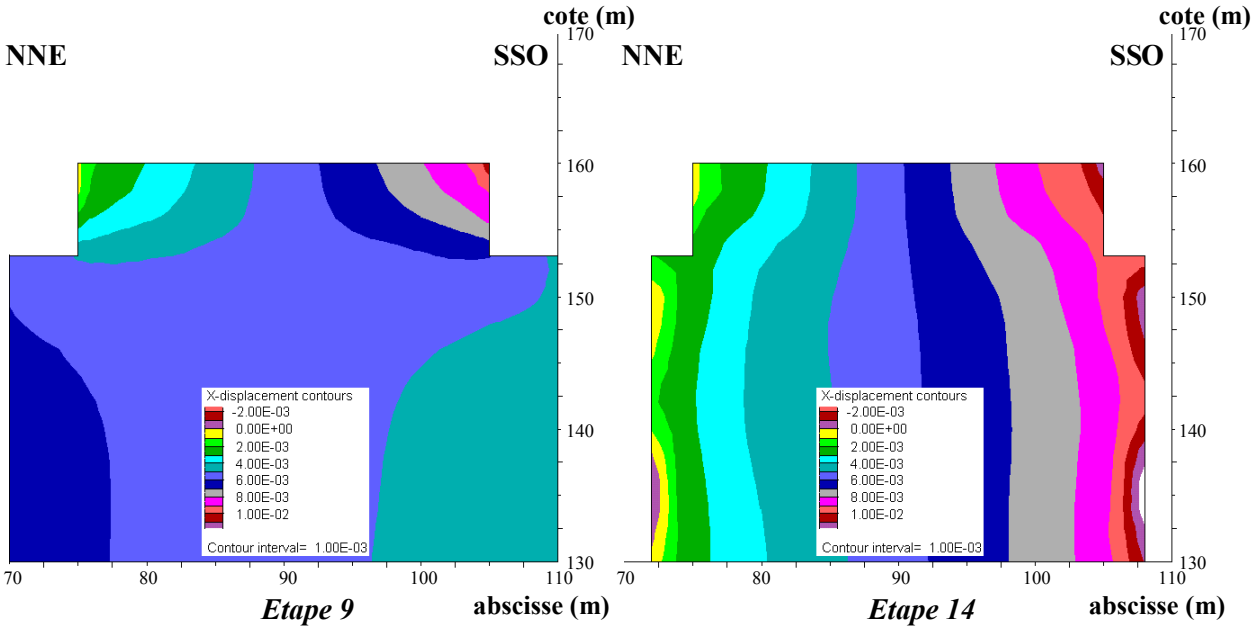


Figure III-23 : Déplacements horizontaux cumulés au niveau du noyau central, pour le modèle de Mohr-Coulomb sans faille.

4.2.9.4 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation

La réponse du massif aux sollicitations induites par l'enlèvement de matériaux rocheux est instantanée pour le modèle de Mohr-Coulomb. Localement, cela signifie des variations importantes et ponctuelles des déplacements, qui intègrent l'ensemble de la déformation élastique et inélastique.

En s'appuyant sur le Tableau III-2 pour mettre à jour les valeurs des déplacements au niveau des bornes topographiques, on admet donc l'éventualité d'un décalage entre les résultats numériques et les mesures réelles. A l'occasion, un recalibrage pourra être mis en œuvre, au niveau de certaines cibles, afin de parfaire la similitude des résultats avec les mesures.

L'analyse des vecteurs déplacements (corrigés pour être nuls à la date de mise en service de chacune des bornes topographiques) au niveau des gradins et des sommets des parois verticales montre clairement que les valeurs calculées se rapprochent – au fur et à mesure de l'avancée des travaux – des mesures d'instrumentation effectuées in situ. Principalement sur le versant nord et dans la partie inférieure du versant sud, l'orientation et le module des déplacements issus des calculs sont proches de la réalité.

Ainsi, sur le versant nord (bornes TP10, TP11, TP12 et TP71), les déplacements verticaux réels sont correctement reproduits par les simulations numériques, sans doute en raison de leur variation et de leur amplitude relativement faibles. Les calculs produisent des déplacements horizontaux qui sont, pour toutes les cibles, bien inférieurs aux mesures, surtout si l'on se réfère aux valeurs mesurées en novembre 2000. Sur ce versant, les bornes TP11 et TP12 donnent des résultats comparables, et semblent pour l'instant les plus représentatives du comportement du massif rocheux réel (Figure III-24).

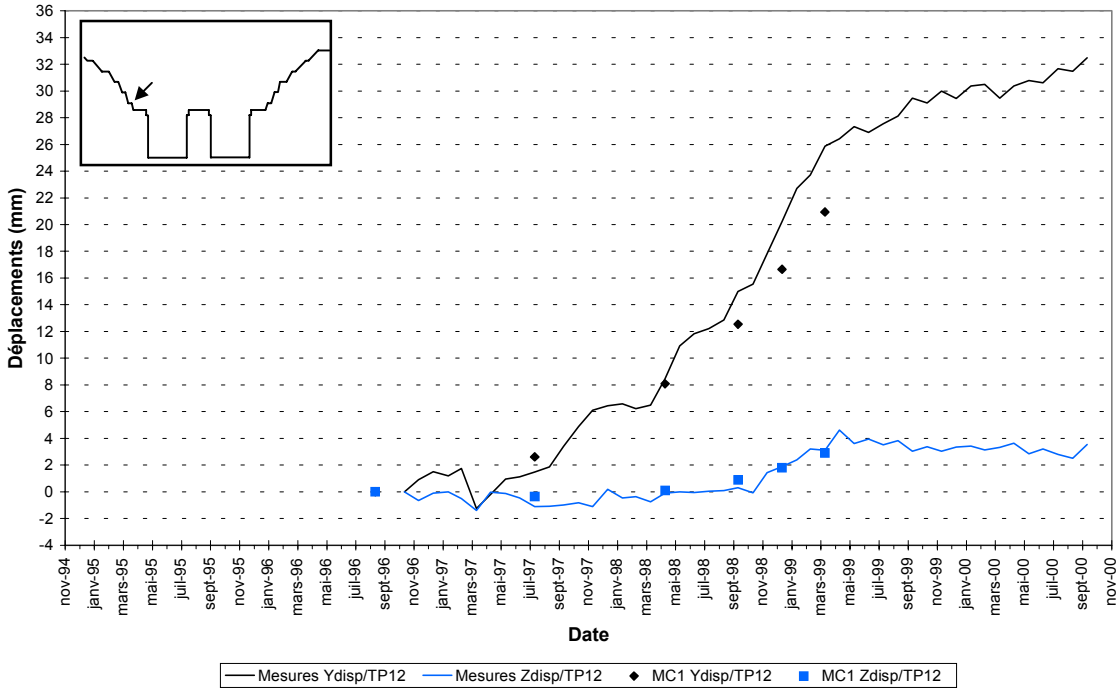


Figure III-24 : Déplacements mesurés et calculés avec le modèle MC1, au niveau de la borne TP12.

Sur le versant sud (bornes TP29, TP28, TP27, TP26 et TP98), seuls les calculs concernant la borne TP26 (Figure III-25) semblent être réellement en adéquation avec les mesures, tandis que les mouvements verticaux calculés ont tendance à s'en écarter dans la partie haute du versant. Dans les gradins supérieurs (bornes TP28 et TP29 (Figure III-26)), les déplacements horizontaux sont ainsi largement sous-évalués tandis que l'effet est inverse sur le parement vertical (borne TP98).

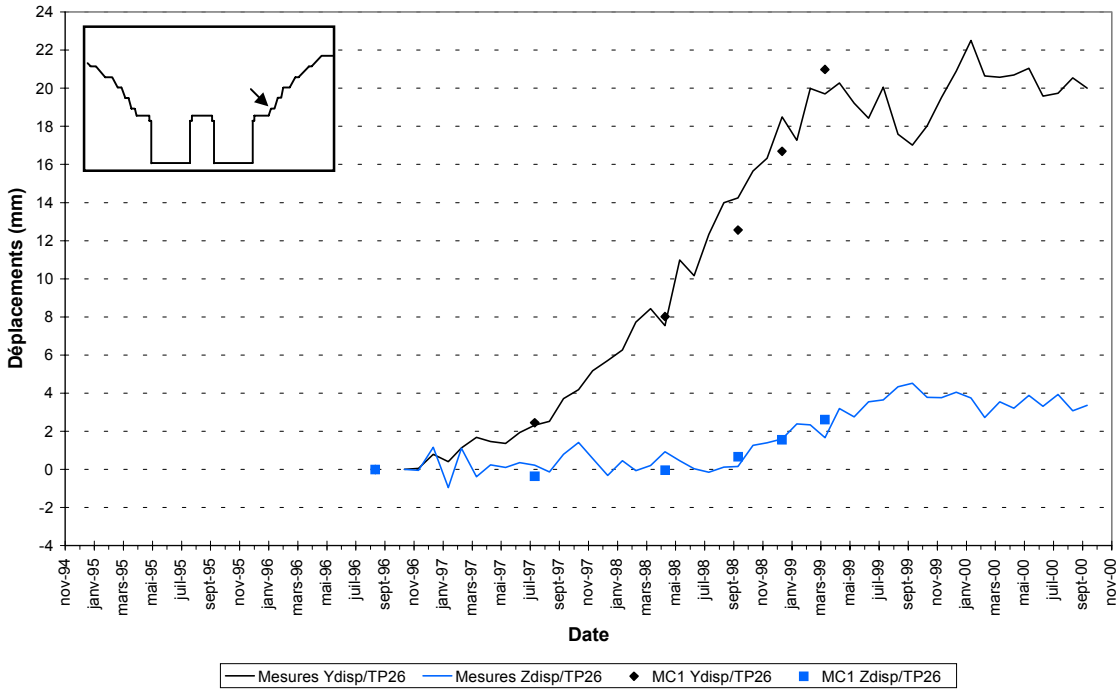


Figure III-25 : Déplacements mesurés et calculés avec le modèle MC1, au niveau de la borne TP26.

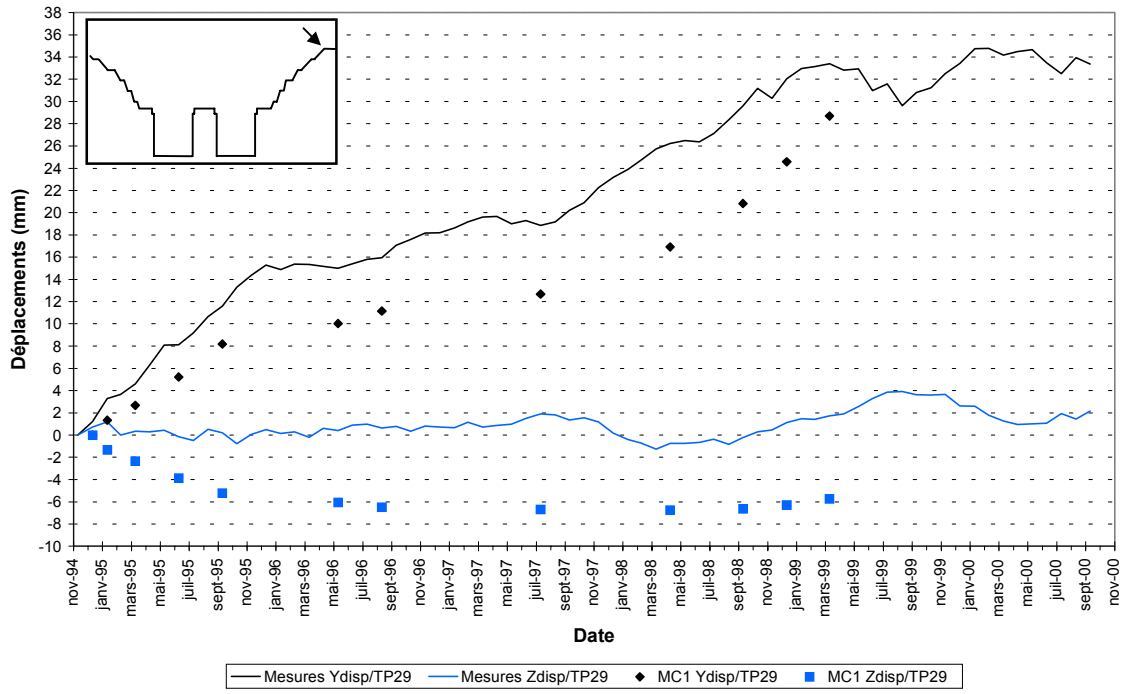


Figure III-26 : Déplacements mesurés et calculés avec le modèle MC1, au niveau de la borne TP29.

On observe donc des différences sensibles de comportement entre les bornes situées au pied, au milieu ou au sommet du talus. Cette disparité, tant dans la valeur de la réponse mécanique que dans l'adéquation avec les mesures d'instrumentation, permet notamment de considérer certaines cibles par paires (TP29 et TP28, d'une part, et TP27 et TP26, d'autre part), dont les comportements sont similaires.

Au niveau du noyau central (bornes TP70 et TP97), les valeurs des déplacements calculés sont beaucoup trop faibles pour pouvoir être comparées aux mesures d'instrumentation. Comme nous l'avons vu (voir Chapitre IV, paragraphe 4.2.9.3), le début de l'excavation des chambres d'écluse induit une réponse instantanée du modèle numérique durant l'étape 9, qui s'accompagne de grands déplacements au sommet du noyau central. Au cours des phases d'excavation suivantes (qui seules ont été prises en compte pour le calcul des déplacements aux bornes), le déplacement total n'excède pas 1 mm, tandis que les mesures font état de déplacements compris entre 29 et 35 mm, dont les amplitudes sont comparables à celles des autres cibles (Tableau III-4).

Borne	Déplacement selon			Module du vecteur déplacement (mm)		Inclinaison apparente * (°)	Orientation par rapport au profil 17-17' ** (°)
	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	Apparent	Réel		
TP29	10,5	33,4	2,2	33,4	35,1	4	17
TP28	11,7	36,5	–12,9	38,7	40,4	–20	17
TP27	5,1	19,7	4,1	20,2	20,8	12	14
TP26	3,7	20,0	3,4	20,3	20,6	10	10
TP98	3,2	18,2	–0,2	18,2	18,5	–1	10
TP97	12,9	–24,8	–23,5	34,2	36,5	–137	21
TP70	15,8	26,3	–13,0	29,4	33,3	–30	28
TP71	0,7	34,0	2,8	34,1	34,1	5	1
TP12	–1,6	32,5	3,5	32,7	32,7	6	–3
TP11	–0,4	31,5	0,5	31,5	31,5	1	–1
TP10	–1,3	42,0	–1,4	42,0	42,1	–2	–2

**** angles positifs vers le bas, négatifs vers le haut*** ***** angles positifs vers l'est (aval), négatifs vers l'ouest (amont)***

Tableau III-4 : Modules, orientations et inclinaisons apparentes des vecteurs déplacements mesurés en novembre 2000.

En réalité, le noyau central se distingue par des déplacements importants dans la direction de l'axe de l'écluse (axe Ox), ce qui se traduit par des vecteurs déplacements faisant un angle plus élevé avec le profil 17-17' (respectivement 21° et 28° pour les bornes TP97 et TP70). Celui-ci est en effet situé à proximité d'une marche d'escalier, au niveau du noyau central, qui induit une variation importante du niveau de la banquette, de l'ordre de 20 mètres (paragraphe 3.2.3). On assiste donc à des effets 3D, qui ne peuvent indéniablement pas être reproduits par les calculs.

Les déplacements issus des calculs sont, quant à eux, la réponse du massif rocheux à l'excavation simultanée des deux chambres d'écluse. En raison de cette symétrie (non représentative de la réalité), le noyau central ne peut se déformer ni vers la droite (SSO), ni vers la gauche (NNE). Par conséquent, le déplacement horizontal est presque nul. L'excavation induit néanmoins un léger déchargement de la masse rocheuse vers le haut, ce qui est cohérent avec le problème mécanique.

Par ailleurs, les observations de terrain ont démontré que la structure géologique du noyau central est très complexe, avec un grand nombre de failles et de familles de discontinuités qui ne sont pas prises en compte dans ce premier modèle. De plus, il est probable que, dans ce contexte géologique complexe, les mouvements des bornes topographiques soient aussi influencés par les discontinuités locales.

Au niveau de la borne TP97, on observe un mouvement ascendant qui n'est pas « logique » a priori. L'influence des discontinuités F4 et surtout F229 (à proximité immédiate de la borne) pourrait être, au moins partiellement, responsable de ce comportement. Le mouvement de la borne résulte de trois phénomènes : le jeu naturel des failles et la réponse mécanique du massif à l'excavation, qui induisent des mouvements (intuitivement) opposés et peut-être surtout, un jeu des fractures en réponse aux effets arrières de l'explosif utilisé pour l'extraction des matériaux. Au cours de la période d'excavation, le second phénomène est prépondérant, ce qui expliquerait le mouvement ascendant des matériaux selon une direction voisine de celle de la faille F229. A partir de mai 1999, toutefois, les déplacements au niveau de la borne TP97 s'atténuent considérablement en raison de l'arrêt de l'excavation et de la mise en place de renforcements mécaniques afin de stabiliser le noyau central (Figure III-27).

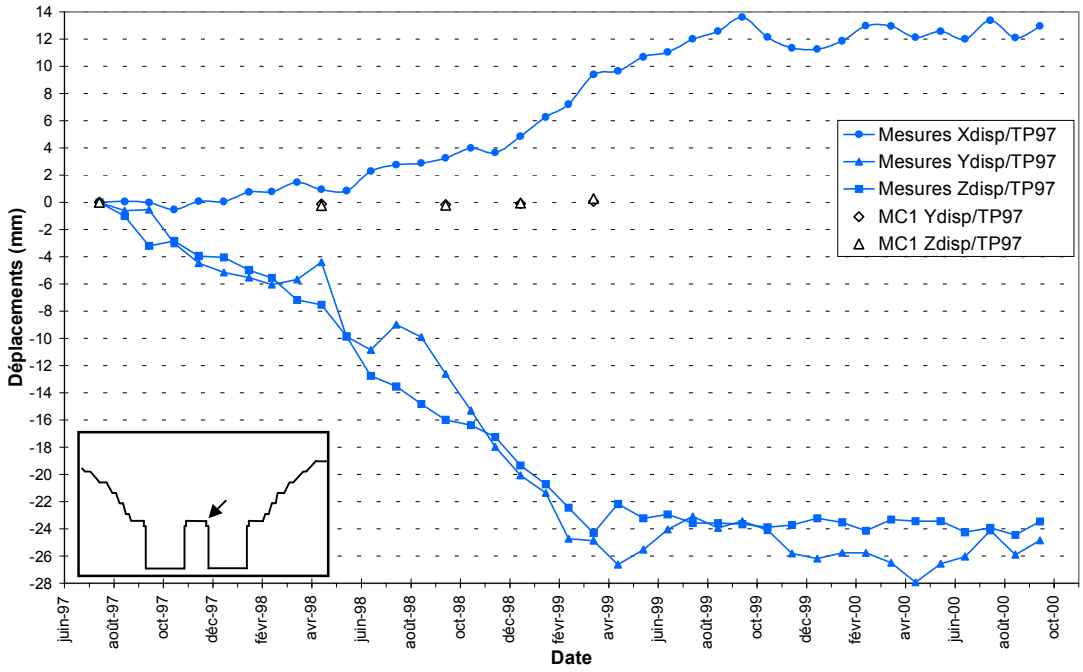


Figure III-27 : Déplacements mesurés et calculés avec le modèle MC1, au niveau de la borne TP97.

Il semble, a priori, qu'il soit très difficile – voire impossible – de reproduire numériquement le comportement du massif rocheux au niveau de cette borne topographique, même avec des modèles prenant en compte la présence des failles traversant le profil 17-17' (voir Chapitre IV, paragraphe 5.2). Toutefois, nous nous efforcerons, au fur et à mesure de nos avancées dans l'optimisation des modèles numériques, d'expliquer – voire de justifier – ce comportement (peut-être lié à l'influence supplémentaire d'effets 3D) et de trouver des méthodes alternatives de « prédiction ».

4.2.9.5 Conclusions

Bien que très incomplet, ce premier modèle numérique dénote une réponse mécanique suffisamment proche de la réalité pour pouvoir servir de base à l'élaboration de simulations plus complexes et plus détaillées.

Toutefois, on se rend déjà compte que certains comportements pourraient bien ne pas être reproduits, même avec des modèles plus élaborés. Notamment, la déformation du noyau central, qui caractérise en partie celle des chambres d'écluse, soulève des interrogations quant à l'influence réelle des effets 3D, et l'influence des effets arrières de l'explosif sur le massif et plus spécialement le noyau central.

L'insertion de failles dans la grille géométrique constitue une amélioration importante qui nécessite de remanier radicalement le maillage du modèle MC1. Toutefois, le modèle de Mohr-Coulomb avec failles devrait modifier localement la réponse mécanique du massif rocheux et agir de manière plus ponctuelle sur le comportement de certaines cibles.

5 Les modèles « massif rocheux fracturé »

5.1 Introduction

Les premiers calculs réalisés avec *FLAC* traitaient le massif rocheux comme un milieu continu et homogène par régions. Toutefois, au niveau du profil 17-17' le massif granitique se présente comme un milieu particulièrement discontinu, intégrant de la fracturation à petite et grande échelle. La deuxième étape importante dans la modélisation du profil 17-17' passe donc par la prise en compte de ces discontinuités au sein du massif rocheux. Celles-ci peuvent se manifester sous deux formes :

- ⇨ comme des accidents géologiques (failles) majeurs, dont le tracé précis et les caractéristiques géomécaniques peuvent être déterminés à partir de mesures in situ et de tests en laboratoire. On les représente dans *FLAC* sous la forme d'interfaces (voir annexe 1, paragraphe 4.4) ;
- ⇨ comme des familles de discontinuités pour lesquelles les informations disponibles sont principalement de type statistique. Il n'est pas concevable de générer individuellement chaque fracture, toutefois leur effet affecte globalement le comportement mécanique de la masse rocheuse et peut être pris en compte dans un modèle rhéologique (voir annexe 1, paragraphe 4.3).

5.2 Prise en compte des principales failles majeures

5.2.1 Construction d'une nouvelle grille FLAC

Les études géologiques entreprises sur le site des Trois Gorges ont permis de dénombrer, au niveau du profil 17-17', certaines failles majeures susceptibles de générer de légers déplacements, voire de développer un glissement au niveau des pentes et des murs verticaux.

La Figure III-28 représente le profil 17-17' tel qu'il a été modélisé avec *FLAC*, et répertorie l'ensemble des failles qui ont été relevées et qui pourraient avoir des effets (localisés) sur le comportement du massif rocheux dans cette région.

La prise en compte de ces discontinuités dans les modèles numériques passe obligatoirement par la construction d'une nouvelle grille plus complexe, permettant l'intégration d'objets géométriques adaptés, appelés « éléments joints » ou « interfaces ».

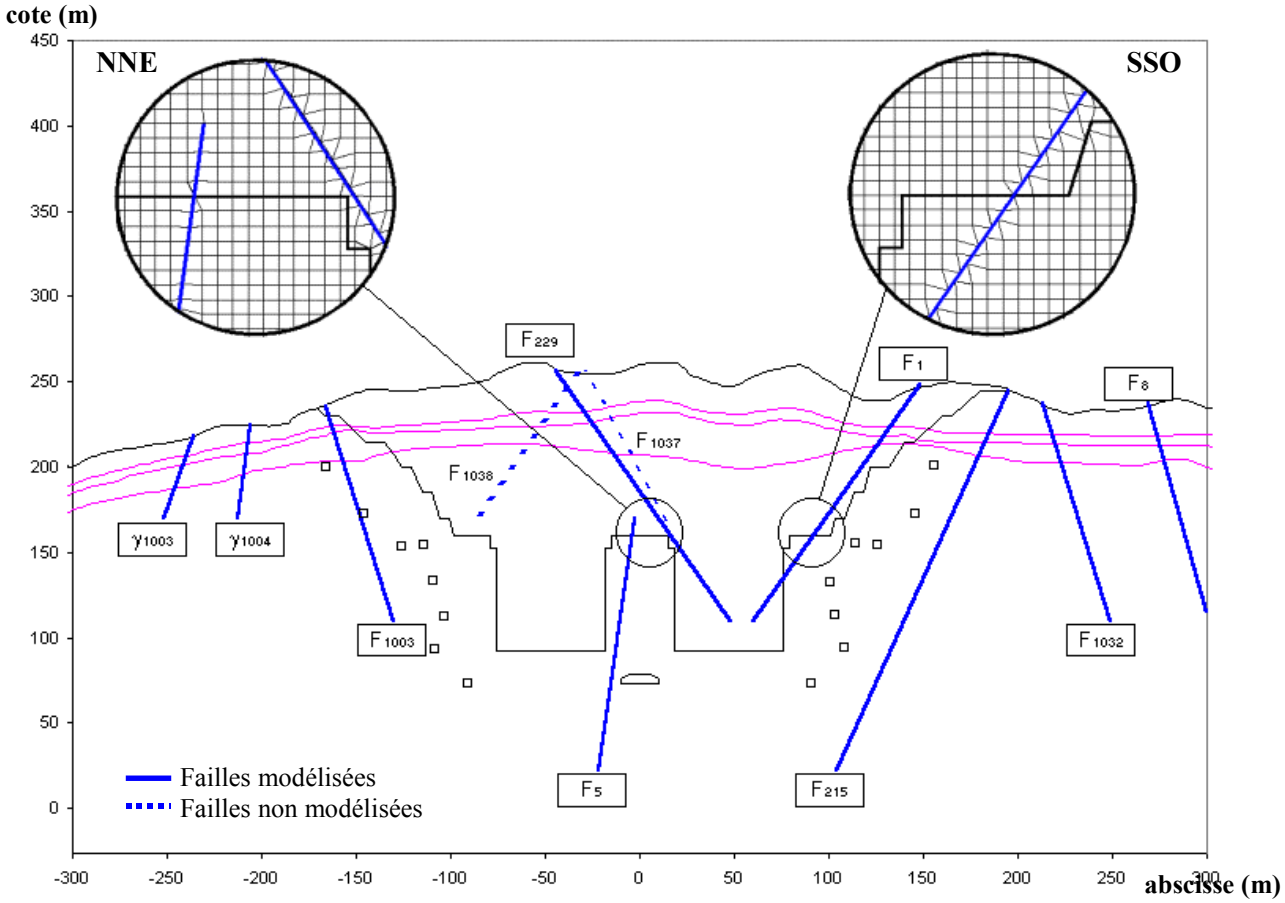


Figure III-28 : Modélisation du profil 17-17' prenant en compte la présence des failles majeures.

Il est à noter que les failles considérées dans ce modèle (et dans les modèles suivants) sont pour la plupart différentes de celles qui ont été traitées lors de l'analyse de stabilité (voir Chapitre III), à l'exception des failles F1, F5 et F229. Plusieurs raisons expliquent cette différence dans le choix des discontinuités :

- ⇨ l'analyse de stabilité, réalisée avec le logiciel *DEGRÉS*, a porté uniquement sur l'excavation achevée du profil 17-17' et dans un domaine relativement proche autour des parois excavées. C'est la raison pour laquelle les failles situées à grande distance de l'excavation (comme γ1003, γ1004, F1032 et F8) n'ont pas été prises en considération ;
- ⇨ l'intégration d'éléments joints dans un modèle *FLAC* nécessite de disposer d'un maillage relativement fin autour de la discontinuité. A moins de pouvoir diminuer à volonté la dimension des éléments finis de massif, nous sommes donc contraints de ne prendre en compte que les discontinuités d'extension suffisamment grande pour pouvoir être modélisées à l'intérieur du maillage défini. Ainsi, les failles de faible extension (comme T16, T19, etc.), qui ont été traitées avec *DEGRÉS*, n'ont pu été intégrées aux modèles *FLAC* ;
- ⇨ la complexité du maillage nous impose également de respecter certaines restrictions géométriques au niveau des éléments insérés (failles, galeries de drainage, tracé de l'excavation). Ainsi, les failles F1037 et F1038 ont été jugées trop proches (relativement à la finesse du maillage) de la faille F229 et risquaient de générer de grandes distorsions géométriques. Par ailleurs, elles sont suffisamment éloignées du tracé de l'excavation pour ne pas avoir une influence considérable sur le comportement mécanique des talus de l'écluse à bateaux. Nous avons donc choisi de ne pas les inclure dans la modélisation du profil 17-17' ;

⇨ enfin, dans le cas particulier de la faille F229, la coupe transversale du profil 17-17' (Figure I-15) nous présente un tracé non-linéaire qui délimite un petit bloc rocheux (mesurant environ 80 m^2) au niveau du noyau central. Toutefois, dans les modèles numériques nous avons choisi de modifier ce tracé et de faire passer la faille au-delà du noyau central. Cette modification nous permet ainsi de limiter le nombre d'éléments exagérément distordus dans le maillage. Par ailleurs, l'étude réalisée avec *DEGRÉS* nous a appris que la faille F229 ne participait à aucun mécanisme de rupture de grande envergure. Par conséquent, cette petite modification ne devrait pas porter préjudice à la fiabilité des calculs, même à proximité de la borne TP97, ce que nous avons pu confirmer par l'étude des résultats obtenus sur un modèle taille réduite.

5.2.2 Effets de la transition 2D/3D

Les failles sont des matériaux géologiques qui peuvent être plus ou moins schématisés par des plans. Pour une analyse bidimensionnelle absolument rigoureuse, seules des failles dont la direction de pendage est parallèle au plan d'étude devraient être localisées et modélisées. Toutefois, il est rare de se trouver dans cette situation et l'on se doit alors de prendre en considération des failles interceptant le plan d'étude avec un angle différent (mais non-nul) car leur influence sur le comportement du massif peut tout de même se révéler très importante. Ces discontinuités doivent être représentées selon leur angle de pendage apparent.

Malheureusement, le comportement tridimensionnel d'une faille peut être très différent de son comportement bidimensionnel modélisé au niveau de la section étudiée. Notamment, la localisation des discontinuités peut varier suivant le plan de coupe considéré, ce qui affecte directement les volumes délimités par plusieurs failles ou par une faille et les parois de l'excavation.

Il est indispensable d'avoir à l'esprit ces différences lorsqu'on envisage de modéliser une structure réelle par un modèle bidimensionnel. En particulier, les calculs risquent de conduire à des déplacements plus importants le long des discontinuités, car celles-ci auront été modélisées suivant une configuration géométrique plus défavorable.

5.2.3 Paramètres mécaniques des failles

Les informations disponibles étant parfois incomplètes, ou non conformes aux besoins du logiciel, il a été nécessaire d'estimer certains paramètres mécaniques, à partir d'études antérieures ou par extrapolation de données existantes.

En ce qui concerne les rigidités normales et tangentielles, k_n et k_s, des matériaux de remplissage des failles, par exemple, peu de données ont été publiées concernant le site. Les analyses et les calculs de modélisation ont toutefois été faits, en utilisant des valeurs définies par Yu Feng (1996) : k_n compris entre 2,5 et 7,5 GPa/m, et k_s compris entre 1 et 3 GPa/m.

Le Tableau III-5 regroupe les paramètres mécaniques utilisés pour décrire le comportement des discontinuités prises en compte dans les modèles *FLAC*.

Désignation de la faille	*Cohésion [kPa]*	*Angle de frottement [degrés]*	*Rigidité normale [Pa/m]*	*Rigidité tangentielle [Pa/m]*
F1003	100	33	$2{,}5\times10^{9}$	$1{,}0\times10^{9}$
F5	100	30	$2{,}5\times10^{9}$	$1{,}0\times10^{9}$
F229	175	34	$7{,}5\times10^{9}$	$3{,}0\times10^{9}$
F1	100	33	$2{,}5\times10^{9}$	$1{,}0\times10^{9}$
F215	75	18	$2{,}5\times10^{9}$	$1{,}0\times10^{9}$
γ1003	100	33	$2{,}5\times10^{9}$	$1{,}0\times10^{9}$
γ1004	100	33	$2{,}5\times10^{9}$	$1{,}0\times10^{9}$
F1032	100	31	$2{,}5\times10^{9}$	$1{,}0\times10^{9}$
F8	175	34	$7{,}5\times10^{9}$	$3{,}0\times10^{9}$

Tableau III-5 : Paramètres mécaniques des failles majeures utilisées dans les simulations FLAC, au niveau du profil 17-17'.

5.2.4 Analyse des résultats (annexe E-2 – modèle MC2)

5.2.4.1 Analyse des contraintes

D'un point de vue général, les failles au niveau du profil 17-17' sont relativement peu sollicitées et leur présence n'affecte que faiblement le comportement global du massif rocheux. Toutefois, on peut constater localement des différences sensibles avec le modèle « massif continu ».

Au sein de la masse rocheuse, les valeurs des contraintes changent peu par rapport au modèle MC1. Le long des interfaces constituées par les failles, en revanche, des variations parfois importantes apparaissent, tandis que les extrémités des discontinuités sont le siège de bulbes de contraintes (contraintes principales et contraintes de cisaillement).

L'insertion des failles dans le modèle géométrique et leur interaction avec la grille de base induisent des singularités qui sont très probablement responsables de ces modifications de l'état de contraintes. La méconnaissance du comportement mécanique exact de ces terminaisons pourrait représenter un handicap du point de vue de l'étude. Toutefois, la plupart des discontinuités conservent un comportement élastique durant tout le processus d'excavation.

En ce qui concerne la plasticité dans le massif rocheux, on observe principalement une diminution très significative du nombre d'indicateurs de rupture en traction au sommet du versant sud, bien que les failles F215 et F1032 présentent une ouverture des joints presque nulle dans cette région. La traction décelée dans le modèle MC1 ne s'est donc pas répercutée sur les discontinuités.

5.2.4.2 Analyse du comportement de la faille F1

Au cours de l'excavation de la chambre sud, la mise à nu de la faille F1 – entre les étapes 10 et 11 – est accompagnée d'un glissement du bloc A, isolé par cette discontinuité. Toutefois, les déplacements sont très localisés au niveau du parement vertical et diminuent rapidement à mesure que l'on remonte le long de la faille.

La Figure III-29 retrace le comportement de la faille F1 au niveau du mur vertical sud, entre les étapes 10 et 14 :

- ⇨ dans un premier temps, le déchargement provoqué par l'excavation des niveaux supérieurs induit un mouvement ascendant le long de F1 (étapes 1 à 10) ;
- ⇨ puis, la libération du bloc A lors de l'étape 11 est accompagnée d'une forte poussée au niveau du mur vertical, qui se traduit par des déplacements importants en direction du fond de la chambre excavée (environ 37 mm) ;
- ⇨ au terme de l'excavation (étape 14) l'amorce de glissement détectée en pied de talus est toutefois stabilisée et les déplacements depuis l'étape 11 sont très faibles (environ 0,4 mm).

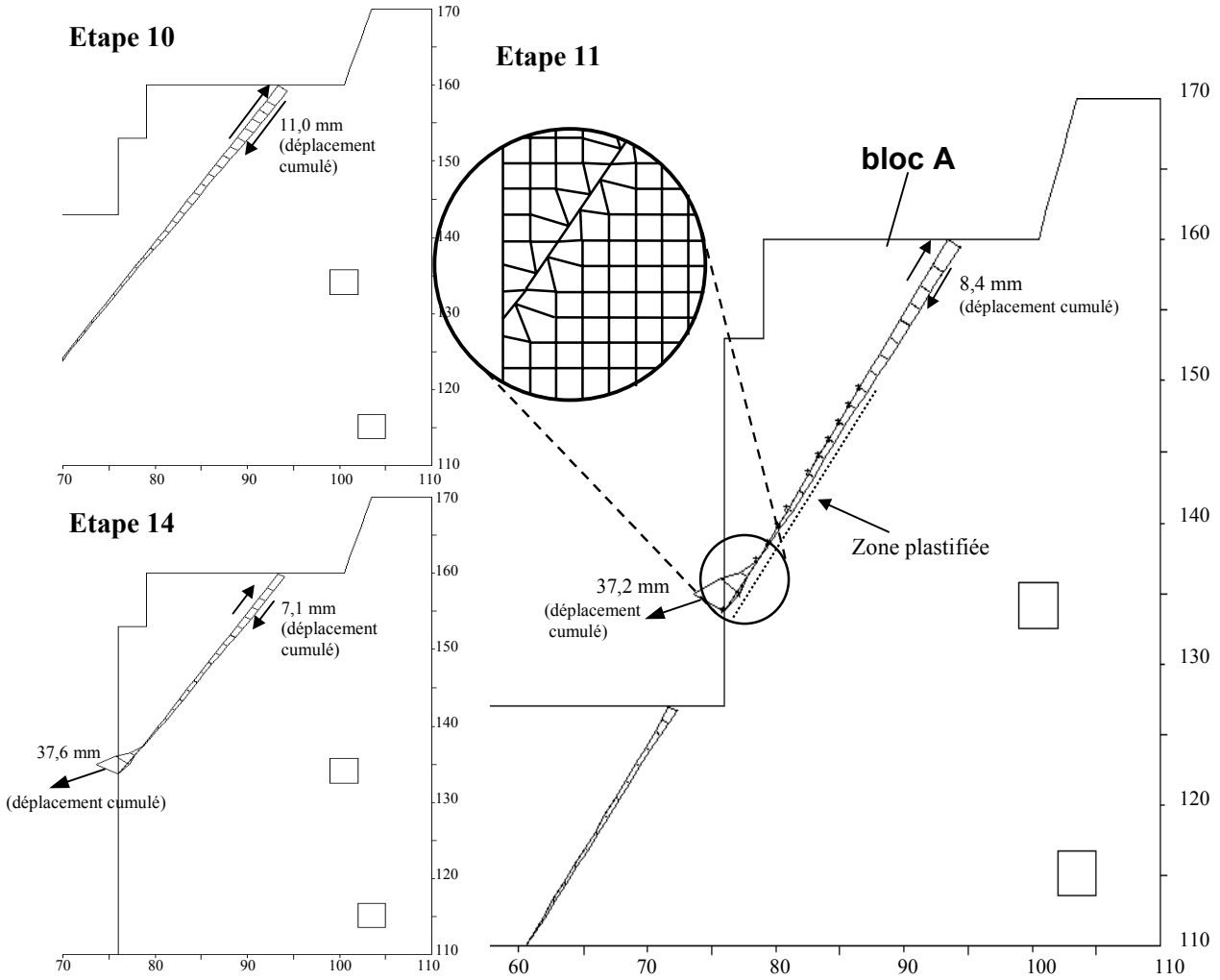


Figure III-29 : Evolution du glissement le long de la faille F1 pour le modèle MC2 (étapes 10, 11 et 14).

Tenant compte du fait que les calculs traitent un cas plus pessimiste que la réalité (dans les modèles numériques F1 est orientée selon la situation la plus défavorable, avec un pendage apparent maximal), on peut observer deux comportements indépendants et simultanés :

- ⇨ globalement, on constate une évolution des déplacements relatifs le long de F1 entre les étapes 10 et 14. Le mouvement ascendant qui s'était développé au cours des 10 premières étapes d'excavation commence à s'inverser et on peut mesurer, entre les étapes 10 et 14, un glissement général du bloc A vers le fond de la chambre sud, caractérisé par des déplacements de l'ordre de 4 mm au niveau de la banquette. Cela traduit une rupture réelle des matériaux le long de F1, et un risque potentiel qui est authentifié par une zone de plasticité très étendue le long de la faille. Durant l'étape 11, le seuil de plasticité déterminé par les paramètres mécaniques associés à F1 est dépassé sur plus de la moitié inférieure de la discontinuité, puis l'interface revient dans un état élastique durant les phases d'excavation suivantes ;
- ⇨ les grands déplacements qui se manifestent à la base de F1, au niveau du mur vertical sud, sont quant à eux très localisés et ne concernent que deux ou trois mailles. Par conséquent, on peut considérer que ces déformations sont dues à un artefact du logiciel : la forme particulièrement allongée des mailles terminant le bloc A crée une singularité géométrique qui est responsable de cette augmentation locale (et abusive) des déformations.

Déjà révélé lors de l'étude de stabilité réalisée avec *DEGRÉS*, le comportement de la faille F1 est confirmé par l'analyse des mesures effectuées le long de l'inclinomètre IN16GP02. Celles-ci font état de mouvements horizontaux au niveau du passage de F1, de l'ordre de 7,5 mm dans la direction SN et de 3 mm dans la direction de l'axe de l'écluse. Cette déformation du tube de l'inclinomètre est le résultat de la présence de plusieurs discontinuités dans la région du parement vertical sud, notamment T19, T16 et F1 (Figures III-30 et III-31).

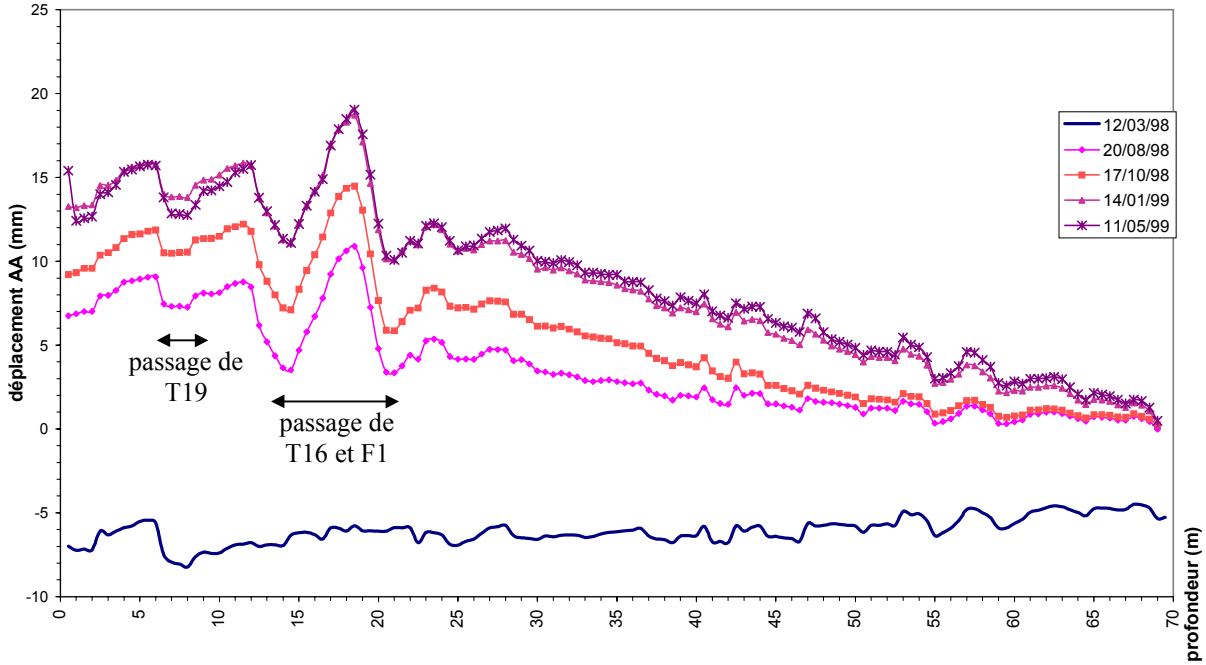


Figure III-30 : Déplacements horizontaux mesurés dans la direction AA, le long du tube de l'inclinomètre IN16GP02.

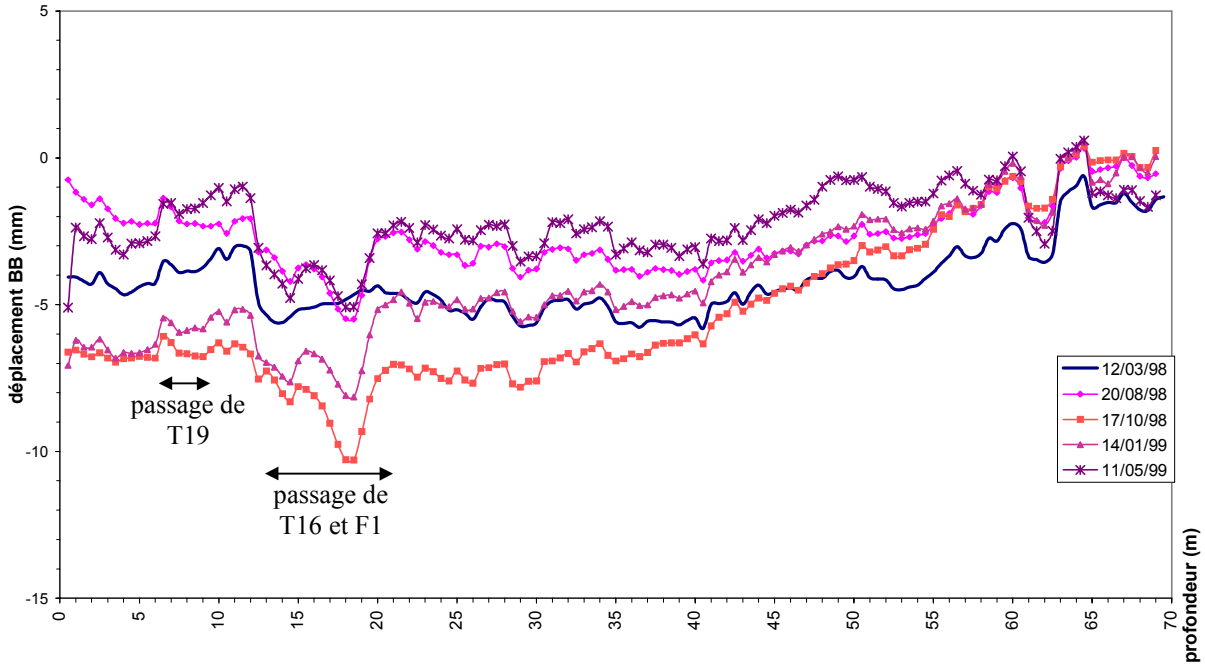


Figure III-31 : Déplacements horizontaux mesurés dans la direction BB, le long du tube de l'inclinomètre IN16GP02.

5.2.4.3 Analyse du comportement de la faille F5 :

Entre les étapes 11 et 14, on enregistre une ouverture de la faille F5 d'environ 2,7 mm, accompagnée d'un glissement, de l'ordre de 4 mm, dirigé vers le fond de la chambre nord. Au niveau de la borne TP70, ce comportement s'illustre notamment par un déplacement de 3,1 mm, orienté de 22° vers le fond de la chambre nord. Pendant la même période, les bornes TP70 et TP97 s'éloignent de 3 mm environ.

5.2.4.4 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation

Au niveau des bornes topographiques, les déplacements (re-étalonnés) calculés subissent également l'influence localisée des failles :

- ⇨ Sur le versant nord, ces effets sont toutefois minimes et les résultats sont sensiblement identiques entre les modèles avec et sans failles. Le modèle MC2 génère (par rapport au modèle MC1) des vecteurs déplacements orientés similairement et dont les modules sont entre 3 et 6% plus grands à l'étape 14.
- ⇨ Sur le versant sud en revanche, les déplacements verticaux sont plus affectés par la présence des failles F1 et F215. En effet, la tendance générale consiste ici en un basculement des vecteurs déplacements d'environ 8 à 12° vers le sud, qui s'accompagne d'un mouvement vertical accentué vers le haut pour l'ensemble des cinq bornes topographiques (de 2 à 6 mm de plus, suivant la cote) (Figure III-32).

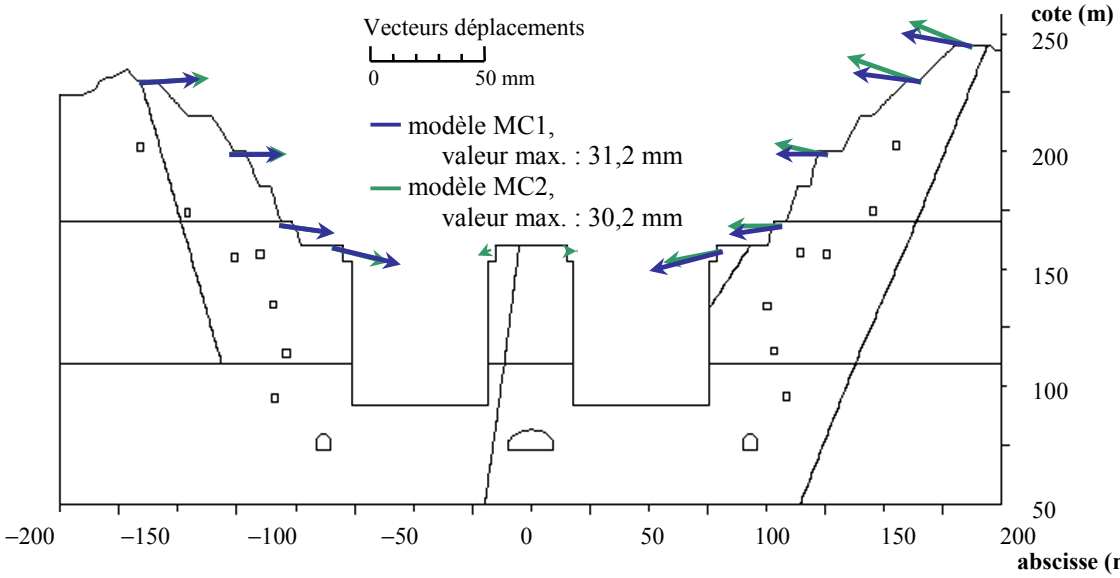


Figure III-32 : Vecteurs déplacements calculés avec les modèles de Mohr-Coulomb (avec ou sans failles), au niveau du versant sud à l'étape 14.

Ainsi, la borne TP26 qui affichait une très bonne corrélation entre les mesures et les calculs pour le modèle sans faille s'en éloigne désormais, avec des déplacements « légèrement trop orientés vers le haut ». Inversement, les calculs au niveau de la borne TP28 se caractérisent par des déplacements horizontaux et verticaux plus proches des valeurs mesurées (Figure III-33), tandis que la borne TP98 réagit identiquement en présence ou non de F1, dont elle est pourtant très proche. Mais comme pour les bornes situées sur le noyau central, on dispose de peu de mesures concernant cette borne.

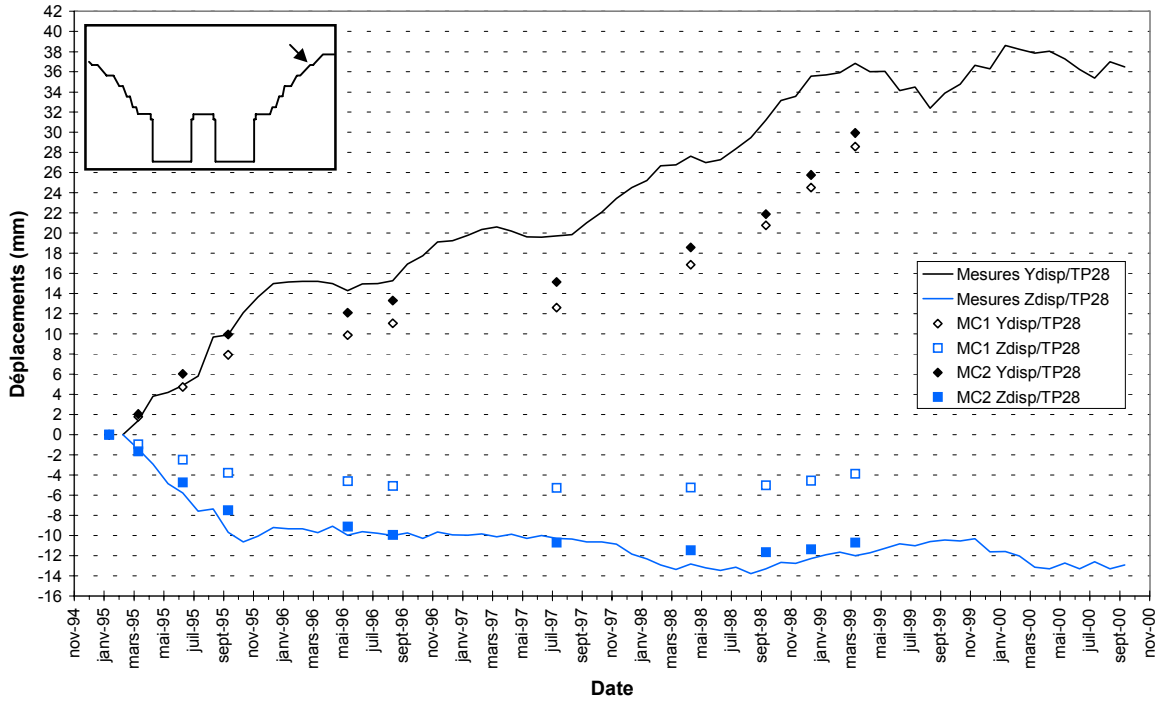


Figure III-33 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles de Mohr-Coulomb (avec ou sans failles), au niveau de la borne TP28.

⇨ Au niveau du noyau central, les déplacements calculés sont plus importants en présence de failles (surtout TP70 qui subit l'influence de F5), mais ces résultats ne sont pas encore suffisants pour qu'on puissent réellement établir de comparaison détaillée avec les mesures.

5.2.4.5 Conclusions

Il est indubitable que les parois excavées subissent l'influence de la présence des discontinuités. Les différences avec le modèle MC1 se manifestent principalement par de légers glissements le long des failles, avec toutefois des amplitudes de déplacements assez faibles dans l'ensemble et des effets très locaux. Cette faiblesse des déplacements le long des failles est liée aux valeurs relativement élevées des paramètres de rigidité, k_n et k_s, qui ont été attribuées aux discontinuités.

En outre, on se rend compte qu'il est difficile de tirer des conclusions précises sur l'effet (bénéfique ou non) des modifications apportées aux modèles numériques, en raison des comportements très différents de chacune des 11 bornes topographiques.

Sur le noyau central, enfin, la déformation que l'on enregistre au niveau de la masse rocheuse est toujours sans commune mesure avec les valeurs issues des mesures d'instrumentation.

5.3 Prise en compte des familles de discontinuités (Hoek-Brown)

5.3.1 Introduction

Contrairement aux failles majeures, les familles de discontinuités ne peuvent pas être modélisées explicitement dans *FLAC*, en raison de la nature statistique des données recueillies et du nombre très important d'éléments qu'il faudrait considérer.

L'utilisation d'un modèle rhéologique basé sur le critère de rupture développé par Hoek et Brown permet de tenir compte du degré de fracturation de la roche. Partant du modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb, *FLAC* dispose d'un programme permettant d'établir des paramètres mécaniques cohérents pour le massif rocheux fracturé à partir de ceux de la roche intacte, des caractéristiques de la fracturation du massif et des conditions de contraintes régnant au sein du massif rocheux.

5.3.2 Paramètres mécaniques de Hoek-Brown

Afin de tenir compte de l'affaiblissement des matériaux dû à la présence des discontinuités, les paramètres de déformabilité du massif rocheux ont été modifiés (à l'exception de la zone fortement altérée pour laquelle nous avons conservé les paramètres de la roche « intacte »), d'après l'équation empirique suivante (voir annexe 1, paragraphe 4.3.3.2) :

$$E_m = E_i \times \left(\frac{RMR}{100} \right)^2 \quad \text{et} \quad \nu_m = 1{,}2 \times \nu_i \qquad \textbf{(III-6)}$$

où les indices $_m$ et $_i$ définissent, respectivement, les paramètres du massif rocheux fracturé et ceux de la roche intacte.

Les paramètres mécaniques utilisés dans les modèles de Hoek-Brown sont explicités dans le Tableau III-6.

	Zone III*	***Zone II_2****	***Zone II_1****	***Zone II_1b***	***Zone II_1c***	***Zone I****	***Zone Ib***	***Zone Ic***
Paramètres de la roche intacte								
Masse volumique [kg.m-3]	2 550	2 670	2 680	2 680	2 680	2 700	2 700	2 700
Résistance à la compression [Pa]	$3{,}5\times10^7$	$4{,}5\times10^7$	$8{,}5\times10^7$	$8{,}0\times10^7$	$7{,}5\times10^7$	$1{,}0\times10^8$	$9{,}5\times10^7$	$9{,}0\times10^7$
Indices de Hoek-Brown de la roche fracturée								
RMR_{89}	—	57	71	60	50	82	70	60
GSI	—	52	66	55	45	77	65	55
m_i	—	33	33	33	33	33	33	33
***m* eq. (1-23)**	—	5,94	9,80	6,62	4,63	14,51	9,45	6,62
***s* ($\times10^{-3}$) eq. (1-24)**	—	4,83	22,87	6,74	2,22	77,65	20,47	6,74
***m_r* eq. (1-33)**	—	1,07	2,91	1,33	0,65	6,38	2,71	1,33
***s_r* ($\times10^{-3}$) eq. (1-34)**	—	0,34	3,46	0,55	0,10	21,64	2,93	0,55
Paramètres élastiques équivalents de Mohr-Coulomb pour la roche fracturée								
Module de Young [Pa]	$3{,}0\times10^8$	$2{,}4\times10^9$	$1{,}3\times10^{10}$	$7{,}2\times10^9$	$3{,}0\times10^9$	$2{,}4\times10^9$	$1{,}5\times10^{10}$	$5{,}4\times10^9$
Coefficient de Poisson	0,35	0,30	0,26	0,28	0,30	0,24	0,26	0,29
Module d'incompressibilité [Pa]	$3{,}3\times10^8$	$2{,}0\times10^9$	$8{,}8\times10^9$	$5{,}5\times10^9$	$2{,}5\times10^9$	$1{,}5\times10^{10}$	$1{,}0\times10^{10}$	$4{,}3\times10^9$
Module de cisaillement [Pa]	$1{,}1\times10^8$	$9{,}4\times10^8$	$5{,}0\times10^9$	$2{,}8\times10^9$	$1{,}2\times10^9$	$9{,}5\times10^9$	$5{,}8\times10^9$	$2{,}1\times10^9$

*(b) zone faiblement décomprimée (c) zone fortement décomprimée * zone d'ajustement des contraintes*

Tableau III-6 : Valeurs retenues des paramètres mécaniques de la masse rocheuse au niveau du profil 17-17' pour les modèles numériques de Hoek-Brown.

5.3.3 Mise à jour des variables de Hoek-Brown, dans le modèle de Mohr-Coulomb

A partir des valeurs de la résistance à la compression de la roche intacte, σ_{ci}, et des indices de Hoek-Brown *m* et *s* (ou m_r et s_r dans une situation post-rupture) de la roche fracturée, *FLAC* calcule des paramètres de frottement équivalents au modèle de Mohr-Coulomb. Tous les 100 cycles de calcul, l'état de contraintes mesuré en chaque nœud du maillage contribue ainsi à déterminer la valeur de la cohésion, *c*, de l'angle de frottement, ϕ, et de la résistance à la traction, σ_t, à partir des relations (1-22), (1-29) et (1-30) (voir annexe 1, paragraphe 4.3.3.1).

5.3.4 Analyse des résultats (annexe E-3 – modèle HB2)

5.3.4.1 Analyse des contraintes et de la plasticité

La répartition des contraintes dans la masse rocheuse est sensiblement identique entre les modèles de Mohr-Coulomb et de Hoek-Brown. Les contraintes ont des valeurs très proches, qui augmentent dans les régions où se situent des singularités géométriques. En particulier, on observe un accroissement plus important des contraintes à la base de la faille 215, beaucoup plus marqué que pour le modèle MC2.

Comme pour les modèles de Mohr-Coulomb (Figure III-21), la localisation des indicateurs de plasticité actifs (*rupture en cisaillement* / *en traction*) concerne principalement le fond des chambres d'écluse, tandis que les régions les plus altérées et/ou décomprimées sont le siège d'indicateurs *élastique, en rupture dans le passé* (Figure III-34).

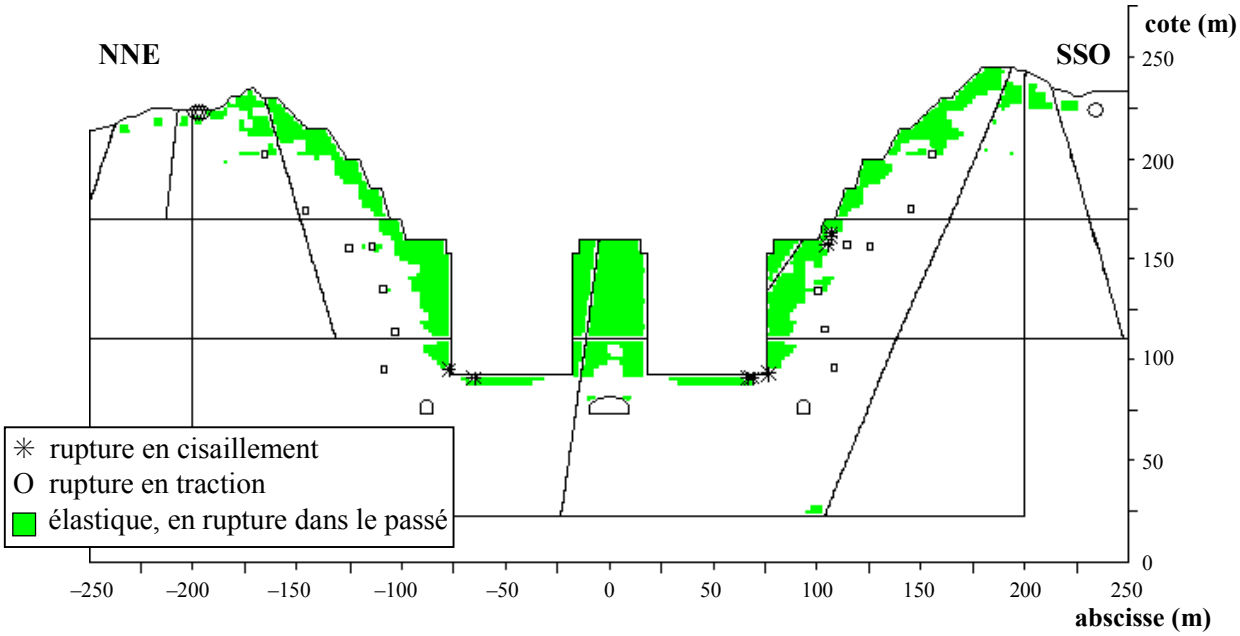


Figure III-34 : Indicateurs de plasticité au terme de l'excavation (étape 14), pour le modèle HB2.

5.3.4.2 Analyse des déplacements cumulés

Le modèle de Hoek-Brown génère des déplacements dont les valeurs dépassent de loin celles des modèles de Mohr-Coulomb – ce qui était prévisible puisque les nouveaux paramètres d'élasticité (principalement le module de Young) induisent des déformations plus grandes – tandis que de forts gradients de déplacements sont localisés le long des pentes inclinées ainsi que sur les murs verticaux et le noyau central.

Le long des failles, on assiste également à des déplacements plus importants, bien que les discontinuités soient caractérisées par un comportement de type Mohr-Coulomb. Ainsi, la valeur maximale du glissement le long de F215, observée pour le modèle HB2, est de 17 mm, alors qu'elle valait 12 mm pour le modèle MC2.

Plus localement, le comportement de la faille F1 au niveau du mur vertical sud s'est également accentué, avec une augmentation très forte des déplacements cumulés, de l'ordre de 138 mm à la base de la discontinuité (Figure III-35), soit près de 100 mm de plus que pour le modèle MC2. Comme précédemment, ces déformations sont toutefois limitées à la région jouxtant l'intersection de la faille avec le mur vertical, et s'atténuent à mesure que l'on remonte le long de F1.

Au cours de l'étape 11, la zone plastifiée déjà observée pour le modèle MC2 est également présente et concerne la faille F1 sur plus de la moitié de sa longueur.

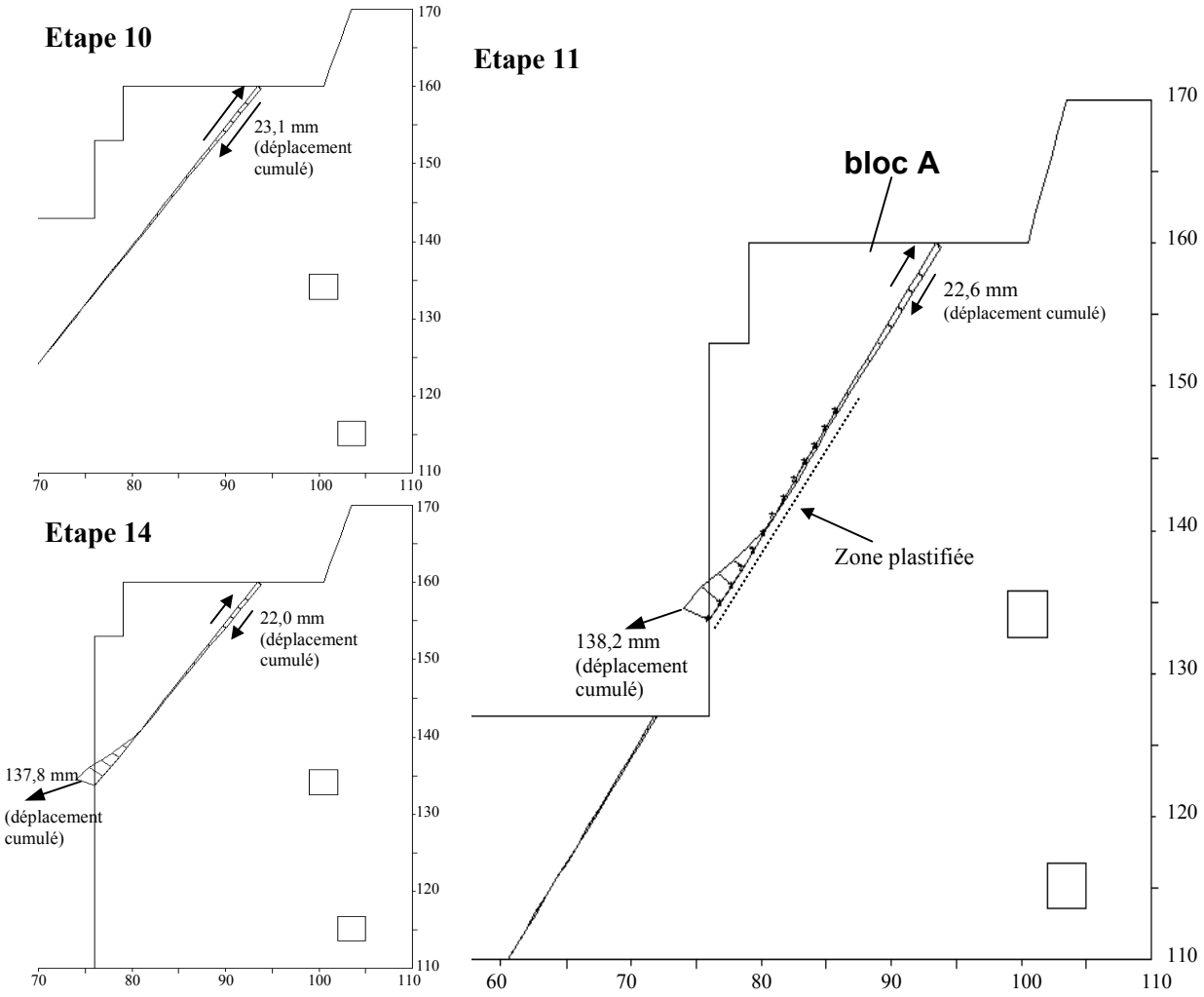


Figure III-35 : Evolution du glissement le long de la faille F1 pour le modèle HB2 (étapes 10, 11 et 14).

Cependant, on constate également que le glissement relatif le long de F1, entre les étapes 10 et 14, est moins important que pour le modèle de Mohr-Coulomb avec failles : tandis qu'on enregistrait une évolution d'environ 4 mm du glissement au niveau de la banquette (cf. paragraphe 5.2.4), elle est désormais de l'ordre de 1 mm.

5.3.4.3 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation

Au niveau des bornes topographiques, les calculs dénotent une augmentation significative des déplacements horizontaux par rapport aux modèles de Mohr-Coulomb. Verticalement, les différences sont plus faibles (Figures III-36 et III-37).

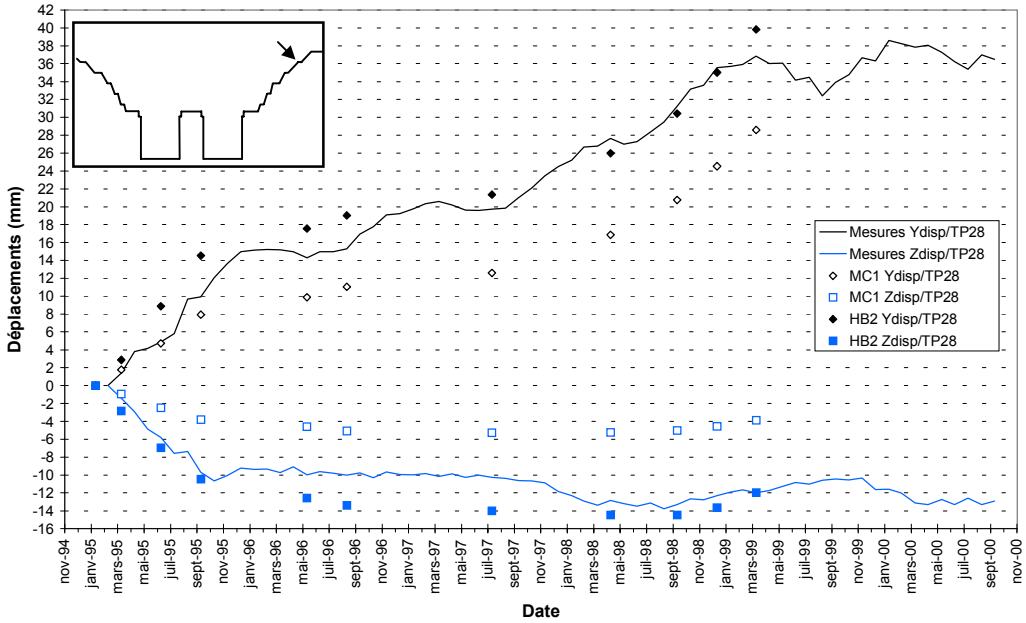


Figure III-36 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles de Mohr-Coulomb et de Hoek-Brown avec failles, au niveau de la borne TP28.

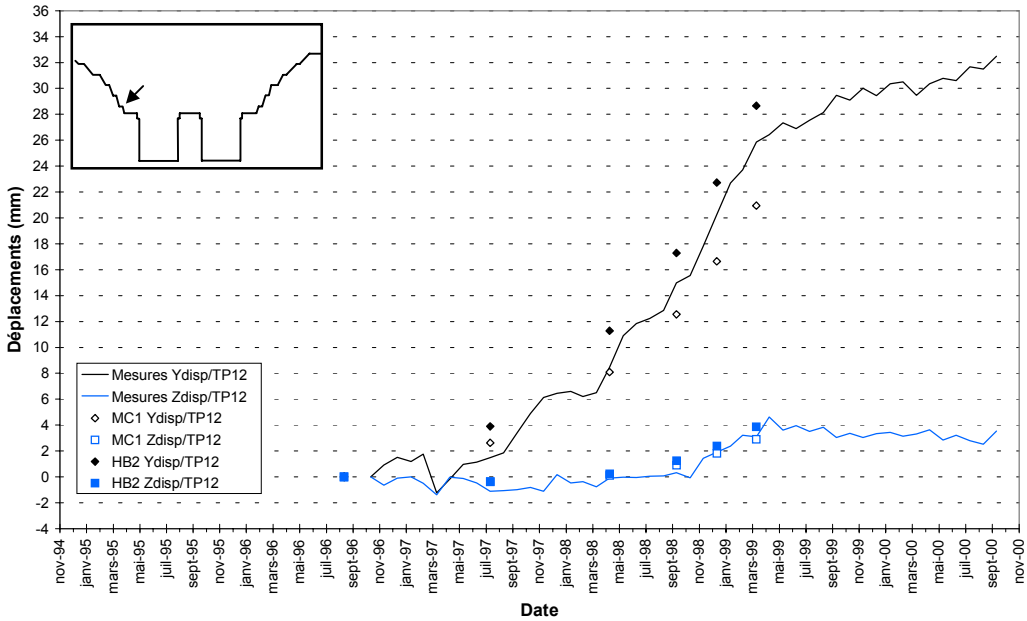


Figure III-37 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles de Mohr-Coulomb et de Hoek-Brown avec failles, au niveau de la borne TP12.

Particulièrement sur le versant sud, les simulations donnent des valeurs de déplacements légèrement plus importantes que celles mesurées par *CTGPC* au terme de l'excavation. Dans l'optique de l'utilisation de modèles visqueux, cette condition est satisfaisante puisque les déformations totales (élastiques + plastiques + visqueuses) devraient théoriquement converger, par valeurs inférieures, vers les résultats du modèle élastoplastique équivalent. Par conséquent, les déplacements enregistrés à la fin des travaux d'excavation (dans un modèle visqueux) ne représenteront qu'une partie des déplacements totaux, et il est nécessaire que les

modèles élastoplastiques anticipent ces déformations à venir. D'autre part, la simulation des renforcements mécaniques mis en place pendant les travaux devrait favoriser la diminution des déformations au niveau des parois rocheuses. Il est donc correct d'avoir, à ce stade de l'étude, des modèles numériques qui génèrent plus de déplacements que le massif réel.

Sur le versant nord, on constate une fois encore une bonne adéquation entre les déplacements calculés et les mesures. Globalement, les modules de déplacements sont d'environ 31% supérieurs à ceux calculés avec le modèle MC2, tandis que l'inclinaison des vecteurs déplacements varie de moins de 3°.

Sur le versant sud, la proximité des failles F1 et F215 a des effets manifestes sur le comportement des parois excavées. Le modèle de Hoek-Brown génère des déplacements 30% plus importants que ceux obtenus avec le modèle de Mohr-Coulomb, tandis que l'inclinaison des vecteurs déplacements augmente de 3 à 5%, à l'exception de la borne TP98 qui dénote un glissement vers le fond de la chambre sud.

Au niveau du noyau central, en revanche, les calculs ne parviennent toujours pas à s'aligner avec les mesures. Ce phénomène peut s'expliquer par le découpage un peu trop simplifié de l'excavation. En effet, le schéma d'excavation réel (Figure III-16) traduit une dissymétrie dans le creusement des chambres d'écluse nord et sud, tandis que le scénario mis en place pour les calculs élastoplastiques considère une évolution parallèle du creusement des deux chambres d'écluse. Les différences de niveaux enregistrées sur le site favorisent ainsi l'augmentation des déplacements d'un côté ou de l'autre (de manière alternée, vers le nord ou vers le sud), tandis que la symétrie apparente des modèles numériques tendrait plutôt à limiter le développement des déformations, notamment irréversibles.

Un nouveau découpage des phases d'excavation, plus précis, pourrait donc constituer une solution pour améliorer la représentativité des murs verticaux dans nos modèles numériques. En effet, les résultats attestent de la création de déformation irréversible à proximité de l'excavation (franchissement du critère de rupture) : les valeurs de déformation découlant de ces calculs sont donc sensibles aux procédés d'application des chargements, principalement au niveau des parois excavées.

5.4 Scénario d'excavation détaillé

5.4.1 Introduction

Pour les modèles non visqueux (Mohr-Coulomb sans faille, Mohr-Coulomb avec failles et Hoek-Brown avec failles), l'excavation a été découpée en 14 étapes à partir des considérations suivantes :

- ⇨ l'analyse du schéma d'excavation réel fait apparaître que les travaux au niveau du profil 17-17' ont consisté en une alternance de phases importantes d'excavation et de périodes de repos. L'assimilation de ces travaux à des retraits ponctuels de volumes de matériaux rocheux (Figure III-16) semble donc a priori justifiée ;
- ⇨ étant donnée la rapidité d'avancement des travaux entre mars 1994 et octobre 1995 (une centaine de mètres ont été excavés), seule une partie des déformations a eu le temps de se produire durant cette période et aucun état d'équilibre entre les étapes successives n'a pu

réellement s'instaurer. Il ne semblait donc pas nécessaire de définir un plus grand nombre d'étapes de calcul pour des modèles élastoplastiques.

L'utilisation de modèles visqueux impose de modifier cette première approche et d'établir un scénario d'excavation plus complexe, basé précisément sur la réalité des travaux au niveau du profil 17-17'. Afin de préparer l'analyse de ces modèles, nous avons jugé intéressant de définir un nouveau schéma d'excavation et de l'appliquer à notre modèle élastoplastique le plus élaboré (Hoek-Brown avec failles). Cette étude intermédiaire nous permettra d'étudier ultérieurement et de façon indépendante les effets du phasage (de l'excavation) et du changement de modèle rhéologique sur les résultats de calcul.

Donc, entre mars 1994 et mai 1999, un schéma détaillé en 62 étapes a été défini. Les cotes de chaque niveau d'excavation sont issues des données de la Figure I-17 pour les versants nord et sud et pour la partie centrale du profil 17-17' (au niveau du noyau central). L'évolution des niveaux d'excavation a été traitée de manière indépendante sur chaque versant du profil 17-17', ainsi que dans chaque chambre d'écluse à partir de septembre 1996.

5.4.2 Présentation des résultats

L'annexe E-4 rassemble les résultats des calculs réalisés avec *FLAC* suivant le modèle optimisé de Hoek-Brown (modèle HB3). Pour l'analyse des contraintes, de la plasticité et des déplacements aux bornes, les quatre étapes de calcul suivantes ont été privilégiées :

- ⇨ l'étape 12 (mars 1995, cote +200 m, à peu près à mi-hauteur des hautes pentes),
- ⇨ l'étape 30 (septembre 1996, cote +160 m, au sommet des chambres d'écluse),
- ⇨ l'étape 51 (juin 1998, cote +127 m, à mi-hauteur des chambres d'écluse),
- ⇨ l'étape 62 (mai 1999, cote +92,20 m, en fond de fosse).

5.4.3 Analyse des résultats (annexe E-4 – modèle HB3)

5.4.3.1 Analyse des contraintes et de la plasticité

La modification du processus d'excavation n'a pas d'effets marquants sur la répartition ou l'amplitude des contraintes principales maximales et minimales, ou même de cisaillement, à la fin de l'excavation. Il est en effet difficile de constater une altération du champ de contraintes, puisque la résultante des chargements, au terme des calculs, est identique pour les modèles HB2 et HB3.

Les indicateurs de plasticité changent peu également, et leur répartition autour de l'excavation est très similaire à celle du modèle HB2, sauf localement au sommet du versant sud. Pourtant, avec des phases d'excavation plus nombreuses, d'où des incréments de décharge plus faibles, on aurait été en droit de s'attendre à des zones de plasticité plus restreintes.

D'une manière générale, les forces non équilibrées restent toutefois bien en deçà des valeurs enregistrées pour les modèles précédents, et traduisent une répartition plus homogène des sollicitations sur la durée de construction du profil 17-17' (Figure III-38).

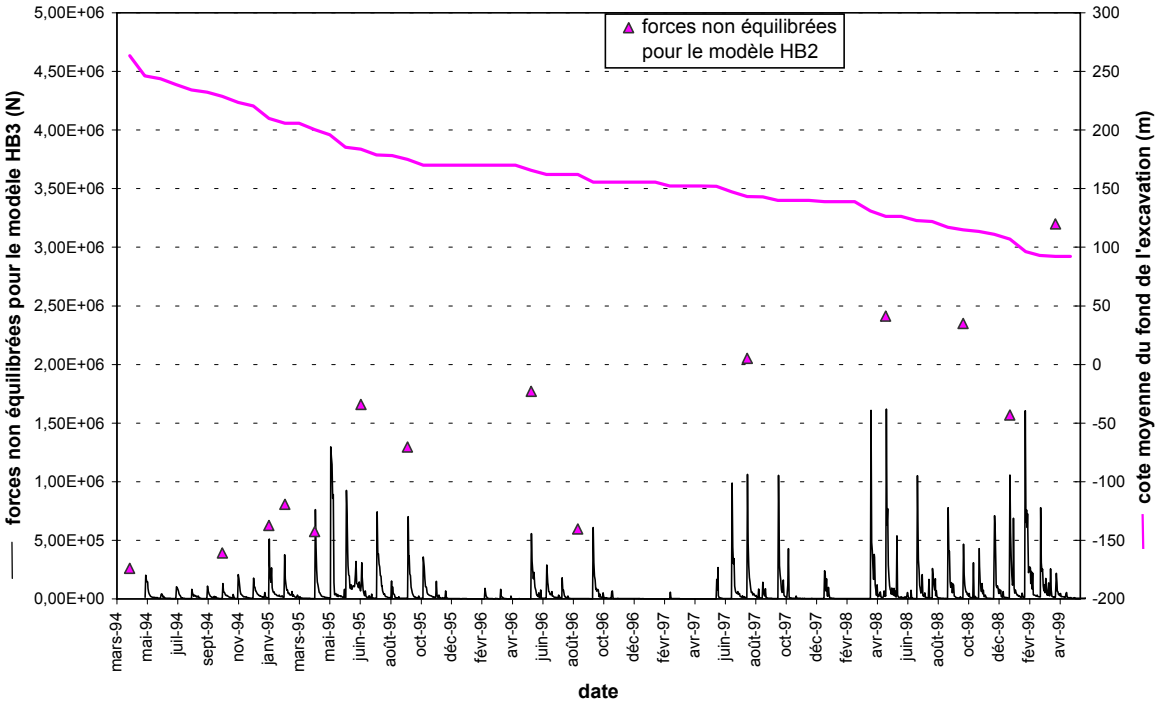


Figure III-38 : Evolution des forces non équilibrées au cours de l'excavation, pour les modèles HB2 et HB3.

5.4.3.2 Analyse des déplacements cumulés

Le comportement particulier et anormal de la faille F1, que l'on avait pu constater pour les modèles MC2 et HB2, a désormais disparu. Cela confirme donc que les déplacements exagérément importants qui avaient été détectés localement, au niveau du parement vertical, étaient une conséquence de la symétrie – non réaliste – du creusement des chambres d'écluse.

5.4.3.3 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation

La discrétisation plus fine des phases d'excavation nous permet de mieux évaluer la concordance des résultats de calcul avec les mesures. Globalement, on se rend compte que la tendance générale n'est pas modifiée : les bornes topographiques qui dénotaient une bonne adéquation calculs / mesures restent les mêmes que pour les modèles précédents.

Sur le versant sud, la borne TP28 donne des résultats particulièrement proches de mesures, les courbes calculs / mesures se chevauchant durant la majeure partie du processus d'excavation (Figure III-39). Globalement, le découpage de l'excavation affecte peu les valeurs finales des déplacements, les variations des modules étant inférieures à 2% et les écarts d'inclinaisons ne dépassant pas 3° (entre les modèles HB2 et HB3). Toutefois, on constate que les simulations produisent des déplacements plus importants, par rapport aux mesures, au fur et à mesure que l'on descend le long du versant : les bornes TP27 et TP26 enregistrent des déplacements 35% supérieurs à ceux mesurés en novembre 2000.

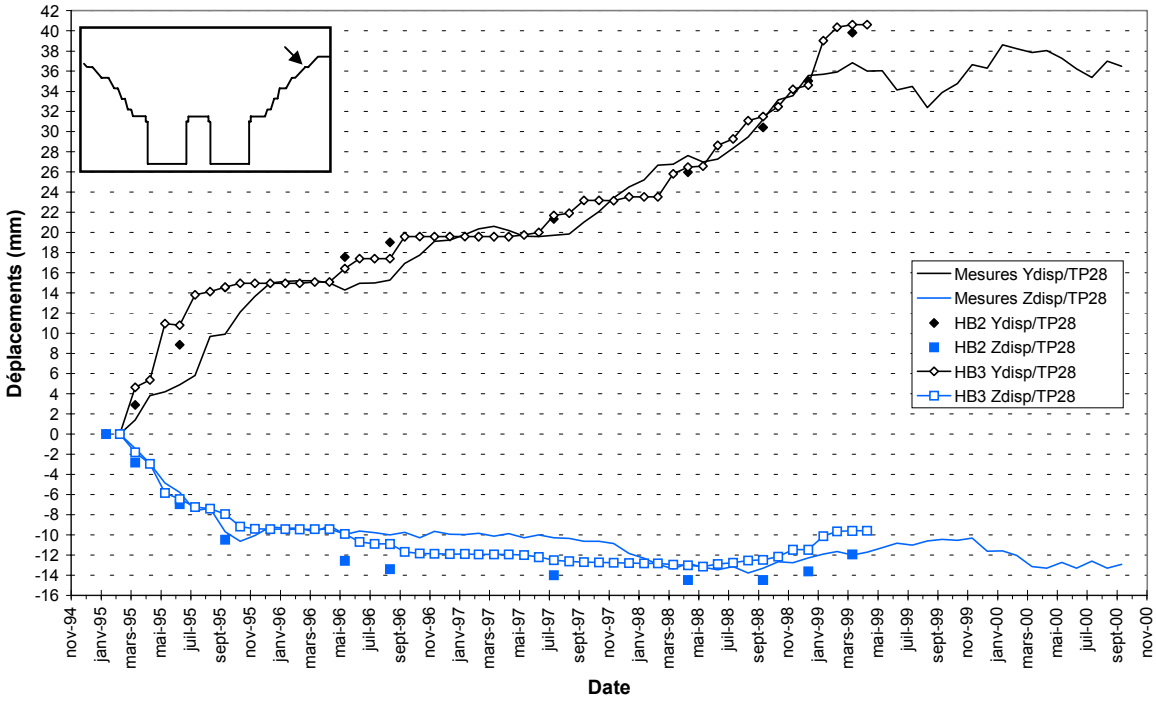


Figure III-39 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles de Hoek-Brown, au niveau de la borne TP28.

Au cours de l'étape correspondant au mois de février 1999, on observe une brusque augmentation des déplacements, principalement horizontaux, qui n'apparaît pas au niveau des mesures. Depuis le début de l'excavation des chambres d'écluse (octobre 1996), l'étape de février 1999 correspond en effet au plus grand volume de roches enlevées, l'excavation ayant progressé de 10,6 mètres dans la chambre sud. Ce déchargement particulièrement important a provoqué une réaction instantanée du massif (en termes de déplacements), plus marquée en bas des pentes.

Sur le versant nord, l'augmentation du nombre de phases d'excavation induit des modifications des vecteurs déplacements à l'étape finale : les modules augmentent de 3 à 8% (16% pour la borne TP71), tandis que les inclinaisons varient de 0 à 5° (7° pour la borne TP71). Entre janvier et février 1999, l'excavation dans la chambre nord a progressé de presque 19 mètres, ce qui se traduit par une augmentation très importante des déplacements, qui apparaît à la fois dans les simulations et dans les mesures (avec parfois un mois de décalage).

Près des murs verticaux, on enregistre des déplacements plus marqués par rapport aux modèles précédents, principalement au niveau du noyau central dont la déformation est favorisée par le creusement alterné des chambres d'écluse. La Figure III-40 illustre bien cette tendance des modèles numériques à suivre l'évolution des variations de niveau entre les chambres nord et sud. Les mesures in situ démontrent également (parfois) des modifications ponctuelles de la déformation du noyau central au gré des travaux d'excavation, notamment avant novembre 1998.

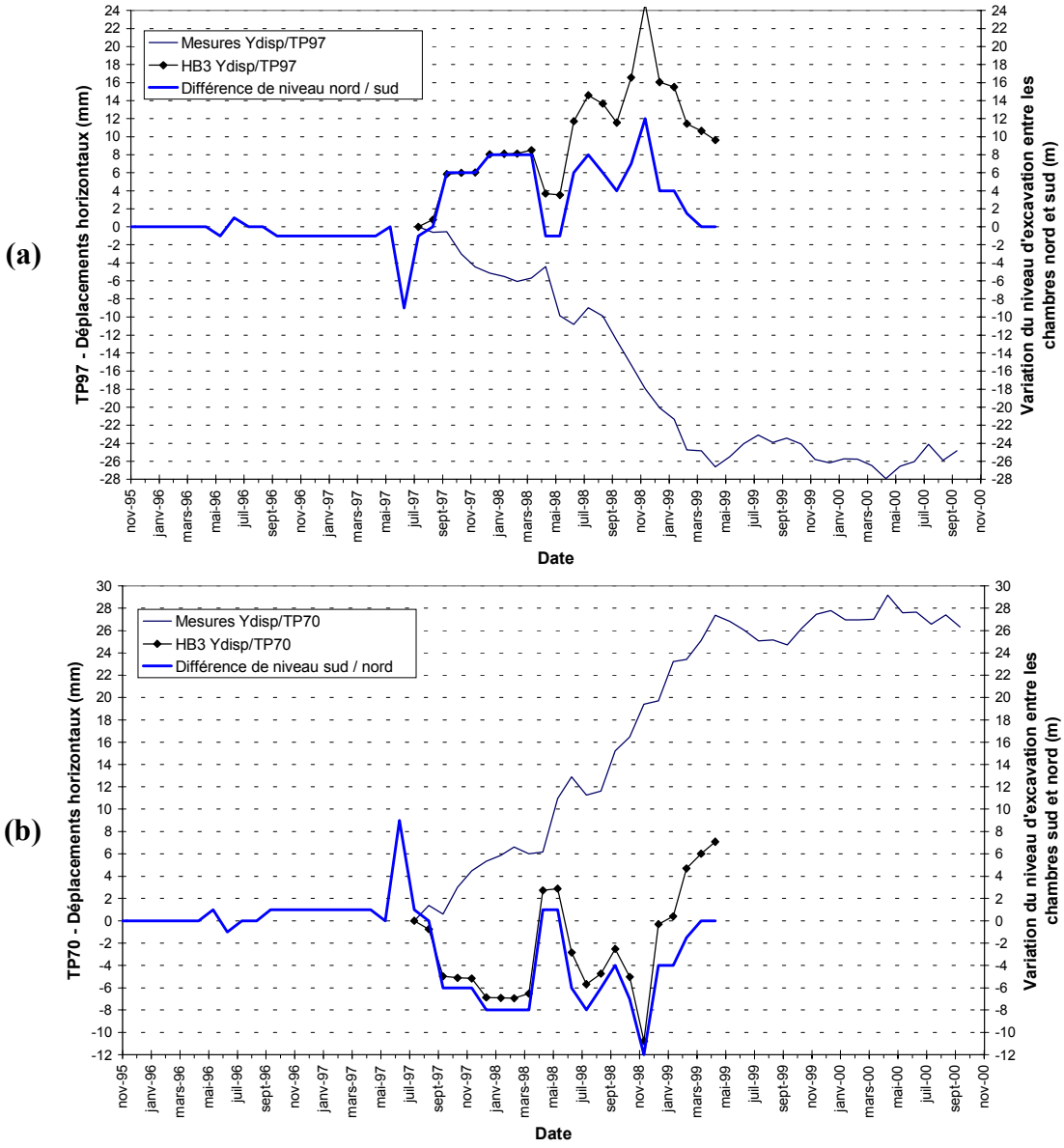


Figure III-40 : Comparaison entre les déplacements mesurés, ceux calculés avec le modèle HB3 et la différence de niveau entre les chambres nord et sud, au niveau des bornes (a) TP97, et (b) TP70.

5.4.3.4 Conclusions

Il apparaît que le nouveau découpage du processus d'excavation constitue une importante amélioration des modèles numériques par rapport aux calculs précédents, en ce sens qu'il introduit une meilleure prise en compte de l'histoire des sollicitations, donc des déformations irréversibles.

On notera également des différences, localement, entre les valeurs des déplacements finals calculées avec les modèles HB2 et HB3. Deux comportements peuvent justifier ces écarts :

⇨ le rôle de la déformation plastique n'est pas le même pour les deux modèles numériques, puisque l'importance des déchargements diffère. D'ailleurs, on a pu observer que le nombre d'indicateurs de plasticité variait un peu d'un modèle à l'autre, toutefois il ne nous est pas possible de connaître la valeur exacte de cette déformation plastique ;

⇨ la mise à jour des déplacements, en accord avec les dates d'installation des bornes topographiques, n'est pas réalisée identiquement pour les modèles HB2 et HB3 puisque les phases d'excavation ne correspondent pas exactement. Un décalage, dès le début de la prise en compte des calculs, peut avoir lieu au niveau de certaines cibles, et se répercuter sur la fin des calculs.

Les résultats numériques obtenus jusqu'à présent ont montré que le modèle élastoplastique HB3 pouvait être considéré comme un modèle approprié pour la simulation du comportement mécanique de la masse rocheuse en réponse à l'excavation de l'écluse à bateaux : d'une part, il prend en considération les caractéristiques géologiques, mécaniques et hydrauliques réalistes de la masse rocheuse ; et d'autre part, il fournit des résultats de déplacements proches des mesures d'instrumentation.

Toutefois, pour chaque étape d'excavation, les calculs donnent la réponse totale de la masse rocheuse, tandis que les appareils d'instrumentation enregistrent seulement la partie élastique de cette réponse, puis progressivement avec le temps la contribution de la viscosité.

Désormais, la prise en compte du caractère visqueux des matériaux rocheux constitue la prochaine phase d'optimisation des modèles numériques. Basé sur la réponse élastique du modèle HB3, et sur la réponse plastique d'un modèle de Mohr-Coulomb, le comportement de ce nouveau modèle devrait théoriquement converger (plus ou moins) vers celui du modèle HB3 et présenter une évolution post-excavation des déplacements.

6 Les modèles prenant en compte de la viscosité

6.1 Introduction

Au même titre que certains sols, les roches peuvent présenter des évolutions des déformations à long terme sous l'effet d'une sollicitation constante. Dans le cas d'ouvrages souterrains excavés en milieu rocheux, il est courant de constater une évolution de la convergence des parois et/ou des sollicitations dans les revêtements, et ceci de nombreuses années après la fin des excavations. Ce phénomène est communément rattaché à la notion de viscosité, c'est-à-dire une évolution texturale et structurale de la phase solide en fonction du temps ou de la vitesse de sollicitation.

La prise en compte de la dépendance des matériaux rocheux vis-à-vis du temps est une étape importante de la modélisation du profil 17-17' et nécessite de reconsidérer complètement les modèles utilisés jusqu'à présent. La simulation de ce phénomène peut être intégrée aux calculs numériques en utilisant un modèle rhéologique adapté, de type viscoélastique ou viscoélastoplastique.

6.2 Le modèle viscoélastoplastique de Burger

Le modèle viscoélastoplastique de Burger combine à la fois le modèle viscoélastique de Burger et le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb (voir annexe 1, paragraphe 4.5). Il permet ainsi de simuler l'évolution des déformations – à la fois élastiques et permanentes – et des efforts au cours du temps.

Il peut être schématisé par la mise en série de trois éléments rhéologiques : une cellule de Maxwell, une cellule de Kelvin et un élément plastique de Mohr-Coulomb (voir annexe 1, Figure 1-14). Les paramètres mécaniques qui définissent son comportement (outre la masse volumique, ρ) sont alors de trois types :

1. des paramètres d'élasticité :
   - le module d'incompressibilité élastique, K
   - le module de cisaillement élastique de Maxwell, G^M
   - le module de cisaillement de Kelvin, G^K
2. des paramètres de plasticité :
   - la cohésion, c
   - l'angle de frottement interne, ϕ
   - la résistance à la traction, σ_t
3. des paramètres de viscosité:
   - la viscosité de Kelvin, η^K
   - la viscosité dynamique de Maxwell, η^M

6.3 Adaptation et ajustement des paramètres mécaniques

Le modèle rhéologique de Burger utilisé pour caractériser les matériaux de la colline de Tanziling s'appuie sur les données géomécaniques de la roche fracturée. Les paramètres élastiques requis, qui définissent la déformation totale du massif, sont du type de ceux définis pour les modèles de Hoek-Brown, tandis que la plasticité est décrite par le critère de rupture de Mohr-Coulomb et les paramètres utilisés dans les paragraphes 4.2 et 5.2.

A partir d'observations et de mesures in situ, la part de la déformation instantanée, pour les matériaux rocheux présents au niveau de l'écluse à bateaux, a été estimée à environ 70% de la déformation totale, les 30% restants correspondant à une réponse différée du massif rocheux. Les paramètres de viscosité caractérisant le modèle de Burger devront donc décrire le comportement cinétique de cette déformation visqueuse (voir annexe 1, Figure 1-14).

Au niveau de l'écluse à bateaux temporaire excavée à proximité, dans le même massif granitique, la déformation visqueuse du massif rocheux a été étudiée et quantifiée par Chen Deji (1999, Figure III-41).

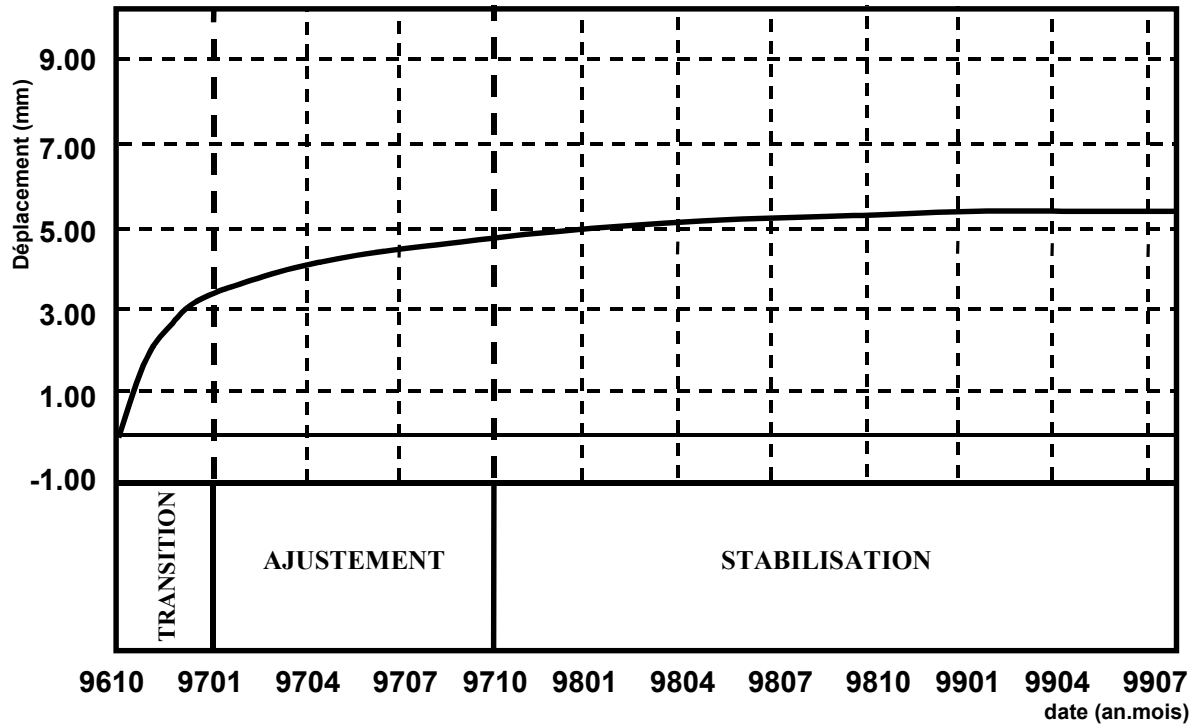


Figure III-41 : Comportement visqueux du massif rocheux au niveau de l'écluse à bateaux temporaire (borne TP14GP04), d'après Chen Deji (1999).

Cette analyse a permis de délimiter trois périodes consécutives, chacune de ces périodes décrivant un aspect de la réponse mécanique visqueuse du massif :

- ⇨ la première phase (transition) commence à la fin de l'excavation et dure environ trois mois. Durant cette courte période, les déplacements sont importants (65% du déplacement différé total) ;
- ⇨ la deuxième phase (ajustement) est trois fois plus longue que la période de transition. Fin

octobre 1997, les déplacements représentent 90% du déplacement différé total ;

⇨ la troisième phase (stabilisation) commence environ 1 an après la fin de l'excavation, et s'étend théoriquement à l'infini. Seulement un dixième de la déformation différée peut avoir lieu durant cette période qui se caractérise, au bout de 2 ans, par une tendance asymptotique.

On peut estimer, d'après ces résultats, que le comportement mécanique des matériaux géologiques formant la colline de Tanziling se caractérise par deux phases de fluage, à constantes de temps différentes, et par une rapide évolution en phase transitoire.

Par ailleurs, on constate également que la stabilisation intervient environ entre deux et trois ans après la fin de l'excavation. Malheureusement, la cellule de Maxwell intégrée au modèle rhéologique de Burger est constituée d'un élément visqueux qui agit de manière permanente et ne peut présenter de stabilisation de la déformation (voir annexe 1, Figure 1-15). Ce type de comportement ne correspond donc pas à celui que décrit la Figure III-41 (c'est-à-dire des déformations tendant à terme vers des valeurs fixes).

Il a donc été nécessaire de désactiver l'élément visqueux de la cellule de Maxwell (en attribuant une valeur infinie à la viscosité dynamique, η^M), afin d'empêcher que le massif ne se déforme continûment. En ce qui concerne la cellule de Kelvin, les paramètres de viscosité retenus assurent que 90% de la déformation différée totale auront lieu au bout de 3 ans.

Dans ces circonstances, les modules de déformation de Kelvin et de Maxwell sont supposés agir en série à la fin de la simulation (comportement à long terme), comme indiqué sur la Figure III-42.

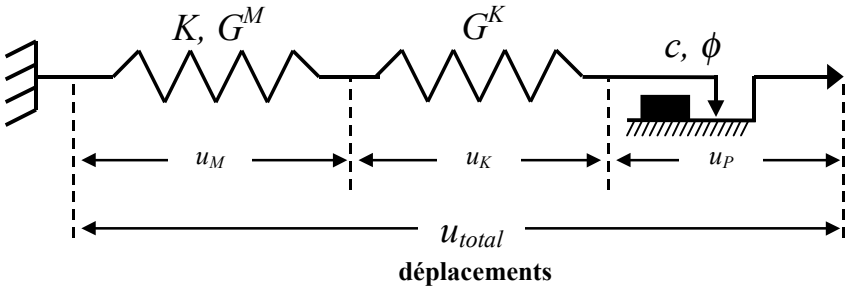


Figure III-42 : Comportement théorique à long terme du modèle viscoélastoplastique de Burger.

Le comportement du modèle de Burger est alors semblable à celui d'un modèle de Mohr-Coulomb dont le module de cisaillement, G^{eq}, serait égal à la moyenne harmonique des modules de Kelvin et de Maxwell :

$$\frac{1}{G^{eq}} = \frac{1}{G^K} + \frac{1}{G^M} \qquad \textbf{(III-7)}$$

Comme explicité dans l'annexe 1 (paragraphe 4.5.3), les comportements déviatorique et volumétrique du modèle de Burger sont très différents, puisque seul le premier développe de

la déformation visqueuse. Il est donc important de définir correctement la contribution de chacun de ces éléments.

Cette répartition des déformations a fait l'objet d'une analyse paramétrique, sur des modèles taille réelle, afin de déterminer la valeur pour laquelle la répartition temporelle de la réponse mécanique des matériaux modélisés correspondait au mieux avec la réponse du massif réel. Au vu des résultats de cette étude, la contribution de la cellule de Kelvin à la partie élastique de la déformation déviatorique a été fixée à 40%. En d'autres termes, le module de cisaillement correspondant au modèle élastique équivalent – obtenu en neutralisant l'élément visqueux de Kelvin – a été fixé égal à 40% (respectivement 60%) du module de cisaillement de Kelvin (respectivement de Maxwell) :

$$G^{eq} = 0,4 \times G^{K} = 0,6 \times G^{M} \qquad \textbf{(III-8)}$$

Les valeurs des paramètres de viscosité des différentes zones d'altération ont été déterminées à l'aide de la loi de déplacement de Burger (voir annexe 1, paragraphe 4.5.2.2) et des modules de déformation de Kelvin, G^K. Le Tableau III-7 regroupe l'ensemble des paramètres caractérisant les matériaux utilisés dans les modèles visqueux.

	Zone III*	***Zone II$_2$****	***Zone II$_1$****	***Zone II$_1$b***	***Zone II$_1$c***	***Zone I****	***Zone Ib***	***Zone Ic***
Masse volumique [kg.m^{-3}]	2 550	2 670	2 680	2 680	2 680	2 700	2 700	2 700
Paramètres de plasticité								
Cohésion [Pa]	$2,0\times10^5$	$8,0\times10^5$	$1,4\times10^6$	$1,2\times10^6$	$9,0\times10^5$	$2,0\times10^6$	$1,8\times10^6$	$1,0\times10^6$
Angle de frottement [degrés]	38,7	47,7	56,3	52,4	50,2	59,5	56,3	54,5
Résistance à la traction [Pa]	$2,5\times10^5$	$7,3\times10^5$	$9,4\times10^5$	$9,3\times10^5$	$7,5\times10^5$	$1,2\times10^6$	$1,2\times10^6$	$7,1\times10^5$
Paramètres d'élasticité								
Module d'incompressibilité élastique [Pa]	$3,3\times10^8$	$2,0\times10^9$	$8,9\times10^9$	$5,4\times10^9$	$2,5\times10^9$	$1,5\times10^{10}$	$1,0\times10^{10}$	$4,2\times10^9$
Module de cisaillement élastique de Maxwell [Pa]	$1,1\times10^8$	$1,6\times10^9$	$8,3\times10^9$	$4,7\times10^9$	$1,9\times10^9$	$1,6\times10^{10}$	$9,7\times10^9$	$3,5\times10^9$
Module de cisaillement de Kelvin [Pa]	—	$2,3\times10^9$	$1,2\times10^{10}$	$7,1\times10^9$	$2,9\times10^9$	$2,4\times10^{10}$	$1,5\times10^{10}$	$5,2\times10^9$
Paramètres de viscosité								
Viscosité de Kelvin [Pa.s]	—	$1,9\times10^{17}$	$1,0\times10^{18}$	$5,8\times10^{17}$	$2,4\times10^{17}$	$2,0\times10^{18}$	$1,2\times10^{18}$	$4,3\times10^{17}$
Viscosité dynamique de Maxwell [Pa.s]	—	—	—	—	—	—	—	—

*(b) zone faiblement décomprimée (c) zone fortement décomprimée * zone d'ajustement des contraintes*

Tableau III-7 : Valeurs retenues des paramètres mécaniques de la masse rocheuse au niveau du profil 17-17' pour les modèles numériques de Burger.

6.4 Gestion du temps réel

Les valeurs des paramètres mécaniques définies ci-dessus contrôlent la valeur du pas de temps visqueux, dont la valeur théorique maximale a été évaluée, d'après la relation (1-52), à $\Delta t_{max}^{cr} \cong 8\times10^{7}$ secondes (environ 30 mois).

Afin de gérer efficacement la succession des 62 phases d'excavation, un pas de temps de 1×10^{3} secondes (environ 16 minutes) a été choisi afin de permettre qu'un nombre suffisant de pas de calcul soit effectué entre chaque phase d'excavation. Cela facilite notamment la répartition des efforts et des déformations à l'intérieur du massif rocheux et permet d'éviter l'apparition d'effets d'inertie ou d'augmentation intempestive des forces non équilibrées, ainsi que leur réduction à un niveau acceptable à la fin de chaque phase d'excavation.

Ce pas de temps nécessite donc l'exécution de 2 630 cycles de calcul pour simuler l'avancée de 1 mois de travaux, soit 163 060 cycles pour la durée totale du processus d'excavation.

6.5 Présentation des résultats

L'annexe E-5 rassemble les résultats des calculs réalisés avec *FLAC* suivant un modèle rhéologique de Burger sans renforcements (modèle BU3).

En complément des étapes de calcul 12, 30, 51 et 62, l'étape 80 (novembre 2000) a été privilégiée pour l'analyse des déplacements aux bornes car elle correspond aux dernières données actualisées disponibles.

Par ailleurs, afin de tenir compte des déplacements visqueux post-excavation, les comparaisons calculs / mesures au niveau des 11 bornes topographiques ont été prolongées sur la période allant de janvier 1995 à janvier 2002.

6.6 Analyse des résultats (annexe E-5 – modèle BU3)

6.6.1 Analyse des contraintes et de la plasticité

L'utilisation d'un modèle rhéologique prenant en compte le caractère visqueux des matériaux a des effets manifestes sur la répartition de la plasticité autour de l'excavation. En effet, bien que le modèle de Burger permette une meilleure distribution des efforts sur toute la durée de la sollicitation, on observe qu'un grand nombre d'indicateurs actifs de *rupture en cisaillement* sont présents dans le modèle BU3, dans des régions où les modèles de Mohr-Coulomb conservaient un comportement élastique. Dans le modèle HB3, toutefois, ces zones plastifiées étaient déjà *élastiques, en rupture dans le passé*, ce qui laisse supposer que le découpage de l'excavation induit une augmentation des efforts dans ces régions.

Au sommet des versants, derrière la limite d'excavation et sur certains gradins, on observe par

ailleurs une concentration importante d'indicateurs de *rupture en traction*.

En juin 1997 et en février 1999, les forces non équilibrées atteignent des valeurs particulièrement importantes par rapport à celles enregistrées pour les modèles élastoplastiques, même si la répartition des sollicitations apparaît moins ponctuelle sur toute la durée de l'excavation (Figure III-43).

Ces deux dates correspondent à d'importants retraits de matériaux rocheux lors de l'excavation des chambres d'écluse : de mai à juin 1997, l'épaisseur excavée a été de 11 mètres dans la chambre nord, tandis qu'entre janvier et février 1999, le niveau dans chacune des chambres d'écluse a été diminué de plus de 10 mètres.

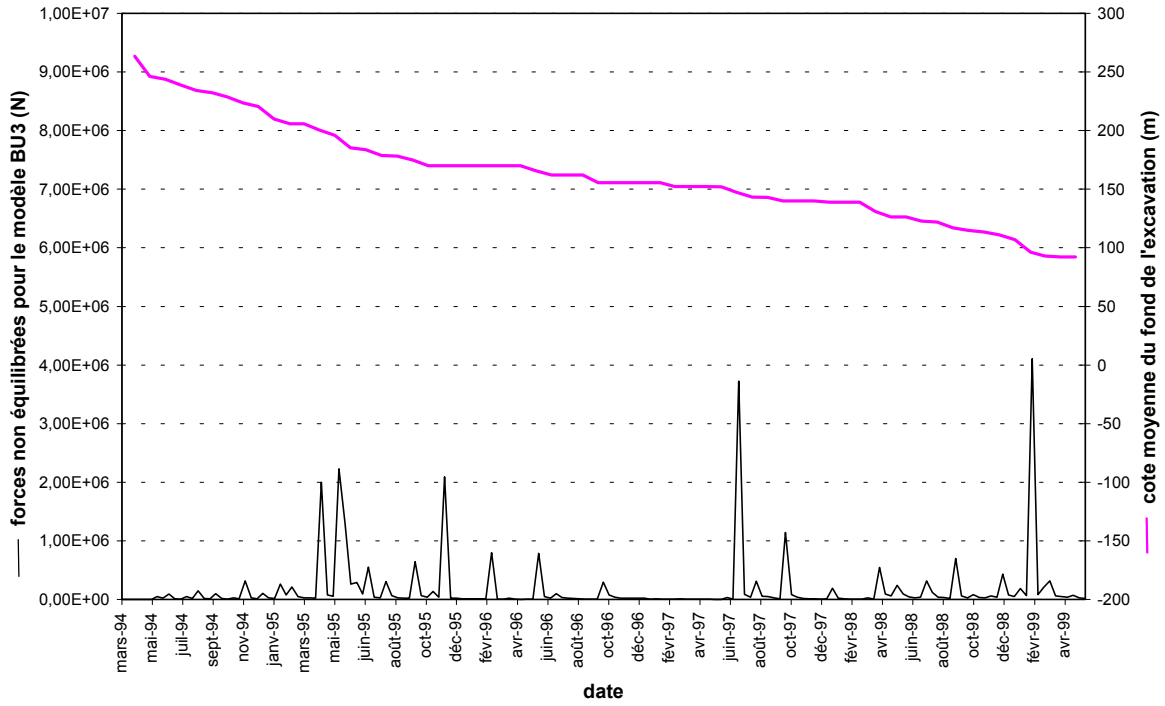


Figure III-43 : Evolution des forces non équilibrées au cours de l'excavation, pour le modèle de Burger sans renforcements.

6.6.2 Comparaison des résultats de calcul avec les mesures d'instrumentation

Les vecteurs déplacements calculés avec le modèle BU3 sont proches de ceux qui ont été déterminés avec les modèles élastoplastiques de Hoek-Brown, tant au niveau de leur module que de leur inclinaison. Par ailleurs, on peut désormais constater une évolution post-excavation de ces déplacements.

Sur le versant sud, on observe des comportements variables selon la position : au niveau des bornes supérieures (TP29 et TP28), les déplacements visqueux semblent converger vers les valeurs atteintes par le modèle HB3 (Figure III-44), tandis que dans la partie inférieure du versant (TP27, TP26 et TP98), les déplacements générés par le modèle visqueux dépassent largement ceux calculés avec le modèle HB3 (Figure III-45).

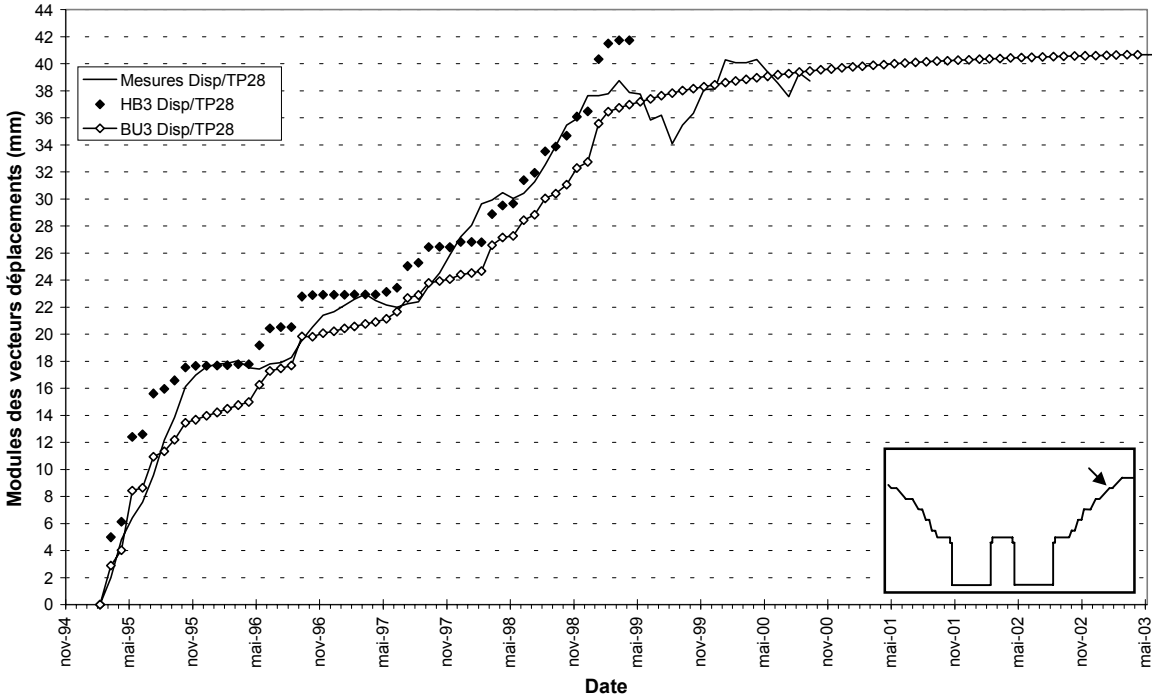


Figure III-44 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles HB3 et BU3, au niveau de la borne TP28.

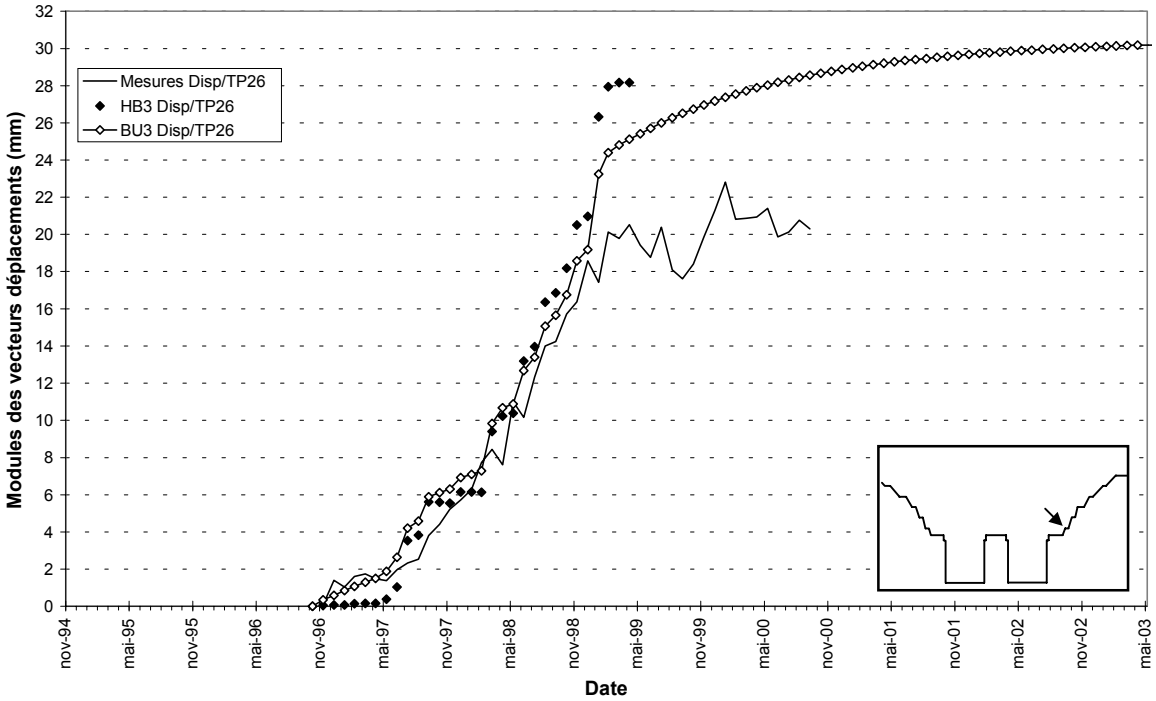


Figure III-45 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles HB3 et BU3, au niveau de la borne TP26.

On peut attribuer à deux facteurs le comportement illustré sur la Figure III-45 :

- ⇨ dans la partie inférieure du versant, les bornes topographiques ont été mises en service plus tardivement (entre 1 et 3 ans après les bornes supérieures). Durant la période où l'excavation a progressé sans que les mesures soient prises en compte, le modèle HB3 a généré la totalité de la déformation correspondant au déchargement du massif rocheux, tandis que le modèle BU3 a accumulé une certaine quantité de déformation différée qui n'a pas eu lieu. On conçoit donc que les déplacements n'ont pas été initialisés identiquement et qu'un décalage peut en résulter, dès le début des mesures ;
- ⇨ contrairement au modèle HB3, pour lequel la déformation plastique obéit à un critère de Hoek-Brown, le modèle BU3 suit un critère de Mohr-Coulomb. La valeur de la déformation plastique – donc celle de la déformation totale, a fortiori – n'est donc pas la même pour ces deux simulations. Toutefois, on admet que la proportion de la déformation plastique n'est pas très élevée dans ces modèles.

Ainsi, lorsqu'on examine les déplacements cumulés, on se rend compte que la convergence du modèle BU3 vers le modèle HB3 est bien plus manifeste (Figure III-46).

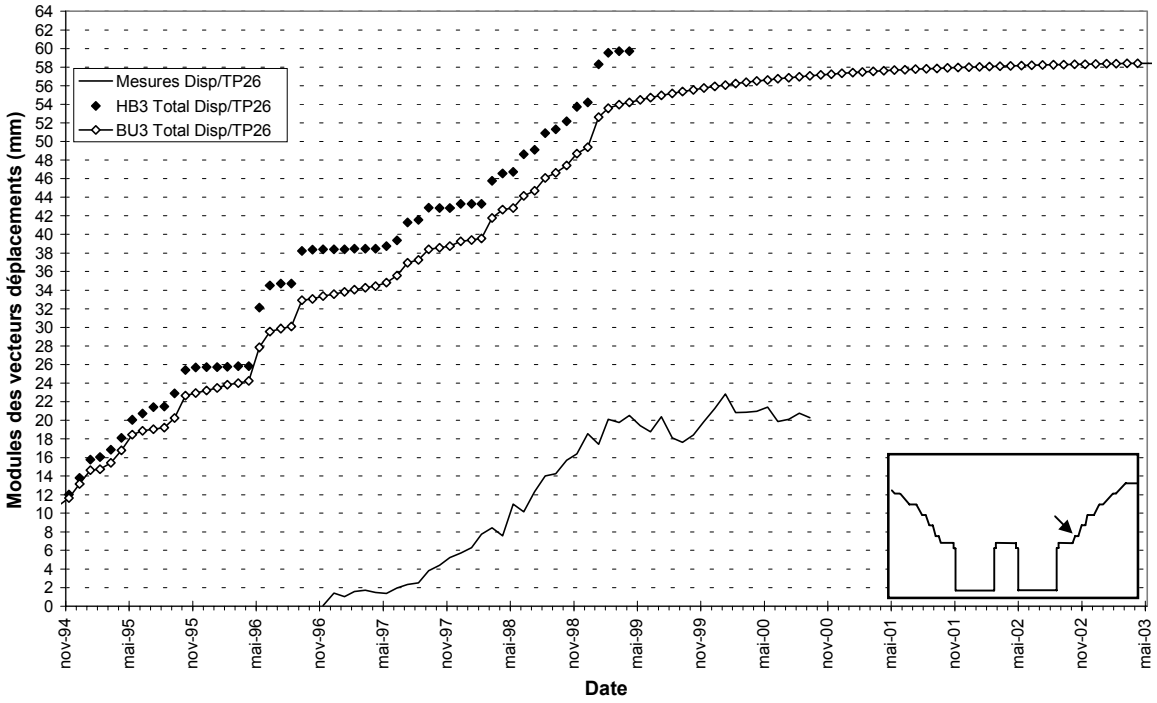


Figure III-46 : Déplacements mesurés et déplacements totaux calculés avec les modèles HB3 et BU3, au niveau de la borne TP26.

Près des murs verticaux de la chambre nord (bornes TP70 et TP71), on constate que les déplacements calculés sont tout à fait comparables aux mesures, ce qui n'était pas le cas avec les modèles précédents (surtout TP70, Figure III-47).

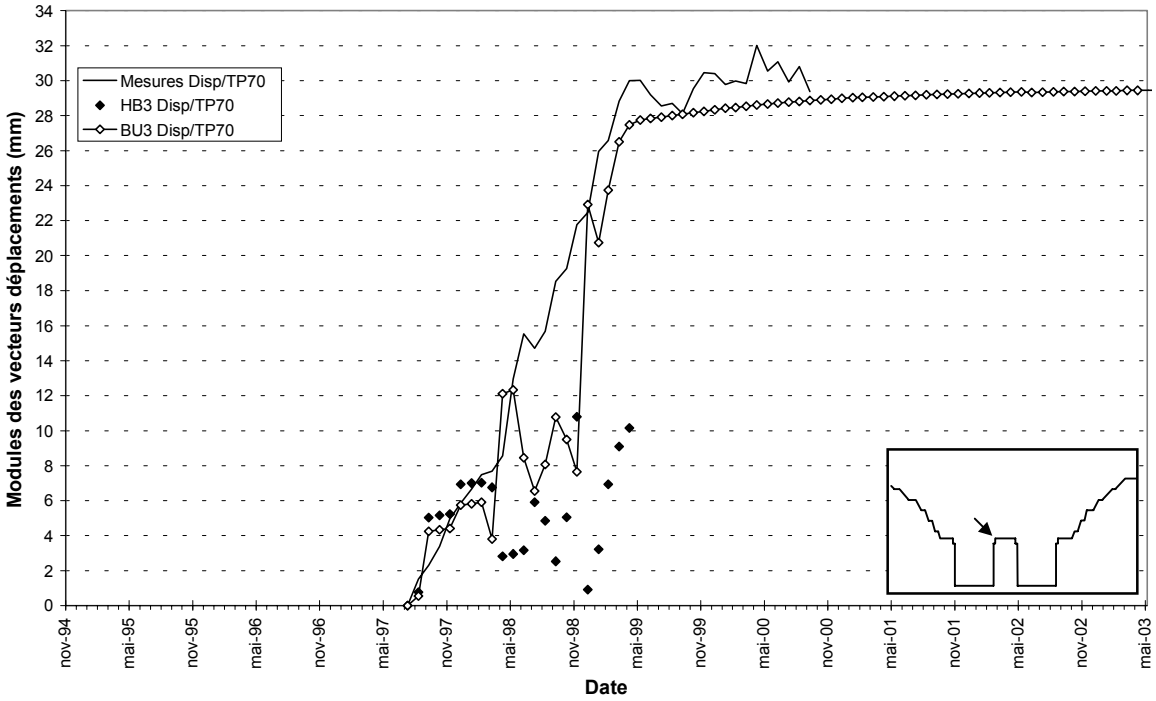


Figure III-47 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles HB3 et BU3, au niveau de la borne TP70.

Sur le versant nord, les calculs sont particulièrement proches des mesures, tandis que l'effet de décalage (des déplacements) observé au niveau du versant sud est toujours aussi présent sur certaines bornes (Figure III-48).

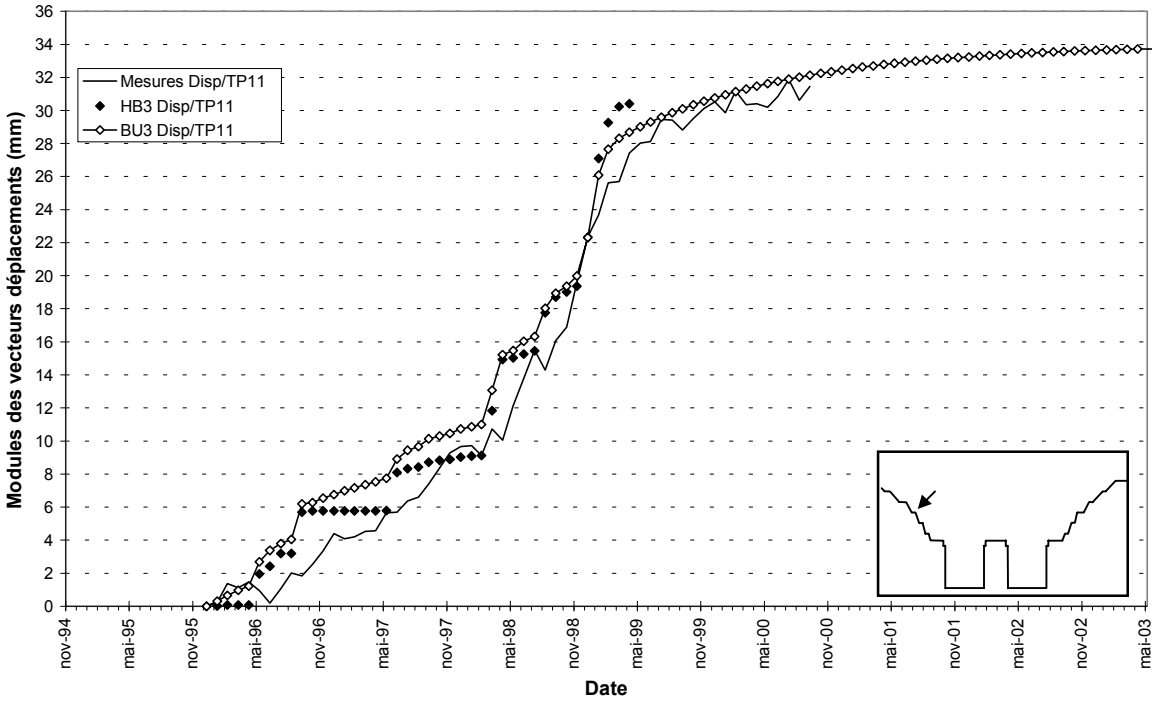


Figure III-48 : Déplacements mesurés et calculés avec les modèles HB3 et BU3, au niveau de la borne TP11.

6.6.3 Conclusions

Il semble donc que le modèle visqueux donne une représentation fidèle du comportement du massif rocheux réel, principalement en ce qui concerne les hautes pentes. Au niveau des murs verticaux et du noyau central, on parvient à obtenir des résultats satisfaisants eu égard à la complexité et à la variabilité des sollicitations appliquées dans cette région du profil 17-17'.

Au niveau des bornes topographiques, l'analyse en fonction du temps de l'évolution des déplacements calculés est une parfaite illustration des effets de la viscosité sur la masse rocheuse. Durant les périodes où l'excavation est stoppée, et surtout après la fin de l'excavation, on constate que les déplacements continuent d'augmenter progressivement avant de se stabiliser au bout de 3 à 4 ans. Ces observations sont, de plus, en accord avec la valeur de la viscosité dynamique qui a été calculée afin que 90% de la déformation visqueuse ait eu lieu au bout de 3 ans.

La prise en compte des renforcements mécaniques installés sur les pentes et le long des parois verticales constitue la dernière étape d'optimisation de nos modèles numériques. Cette modification nous permettra, d'une part d'étudier et de quantifier l'effet des renforcements sur le comportement superficiel du massif rocheux, et d'autre part d'étudier le comportement à plus long terme du modèle numérique.

7 Les modèles avec renforcements mécaniques

7.1 Introduction

Au niveau des pentes et des murs verticaux du profil 17-17', deux types de renforcements mécaniques ont été mis en place : des ancrages systématiques (boulons) et des câbles précontraints. Ces éléments permettent à grande échelle de maintenir la stabilité globale du massif rocheux autour de l'excavation et plus localement de sécuriser des blocs potentiellement instables et d'empêcher la ruine ou la dégradation de la surface excavée. Au terme des travaux d'excavation, une carapace en béton a été coulée dans les chambres d'écluse et localement elle servira de structure d'accueil aux chambranles des futures portes délimitant les chambres 2 et 3.

Le logiciel *FLAC* permet l'implantation d'éléments structuraux dans les modèles, dénommés « éléments câbles ». Ce sont des objets unidimensionnels qui possèdent un seul degré de liberté, c'est-à-dire qu'ils répondent uniquement aux efforts exercés dans la direction de leur axe principal (particulièrement en traction) tandis que leur résistance au cisaillement est très faible. Liés au terrain par l'intermédiaire d'une loi d'interface régissant le transfert d'efforts depuis le terrain vers la barre par l'intermédiaire d'un coulis de scellement (voir annexe 1, paragraphe 4.6), les renforcements sont mis en place dans le terrain au fur et à mesure de la phase d'excavation

La carapace en béton, quant à elle, a été ajoutée sous forme d'un matériau élastique durant l'étape de calcul correspondant au mois de février 2000, soit 10 mois après la fin de l'excavation des chambres d'écluse.

7.2 Positionnement des renforcements mécaniques issus de la conception de l'ouvrage

La localisation des câbles et des ancrages sur le profil 17-17' obéit à des schémas de construction. Les renforcements systématiques sont installés sur les parois inclinées et sur les murs verticaux, sans contrainte préalable, tandis que des câbles précontraints interviennent localement afin de stabiliser certaines zones sensibles du massif rocheux excavé. Leur effet de maintien s'ajoute à celui constitué par le réseau d'ancrages.

Les documents fournis par *CTGPC* (annexe B) donnent des indications précises sur les dimensions et la répartition des différents tirants passifs utilisés sur l'ensemble des talus (pente nord et pente sud) et des parois verticales (pente nord, pente sud et noyau central).

Lors de nos calculs, seuls ont été modélisés les renforcements mécaniques dont la longueur est supérieure à 2 mètres, l'influence des éléments les plus petits ayant été jugée négligeable vis à vis des résultats. L'ensemble des données, relatives aux renforcements mécaniques, qui ont été utilisées lors des calculs est compilée dans le Tableau III-8.

	Cotes (m)	Longueur de l'ancrage (cm)	Lignes d'ancrages	Espacement vertical (cm)	Espacement horizontal (cm)	Inclinaison (°)	Paramètres mécaniques
Hautes pentes	200 – 215	800	2	400	400	7	n° 2
		600	2	400	400	7	
	185 – 200	800	3	300 / 600	300	7	n° 3
		500	2	600	300	7	
	170 – 185	800	3	300 / 600	300	7	n° 3
		500	2	600	300	7	
	160 – 170	800	2	600	300	7	n° 3
		500	2	600	300	7	
Murs verticaux	133 – 153	1 400	12	160	160	5	n° 4
	115 – 133	1 200	11	160	160	5	n° 4
	104 – 115	1 000	7	140	140	5	n° 5
	92,2 – 104	800	9	130	130	5	n° 6
Noyau central	133 – 153	1 400	10	200	200	5	n° 7
	115 – 133	1 200	9	200	200	5	n° 7
	104 – 115	1 000	6	180	180	5	n° 8
	92,2 – 104	800	8	150	150	5	n° 9

Tableau III-8 : Dimensionnement des ancrages systématiques au niveau du profil 17-17' (pour les valeurs des paramètres mécaniques, voir le Tableau III-10).

En ce qui concerne les câbles précontraints implantés dans les parois verticales et le noyau central, le Tableau III-9 décrit les caractéristiques géométriques correspondant au schéma de positionnement établi à partir de mesures visuelles directes effectuées sur le site du profil 17-17'.

Localisation	Longueur du câble (cm)	Force axiale (kN)	Coordonnées du câble (m) Début	Fin	Espacement suivant Oz (cm)
Pente sud	3 200	3 000	(+134 ; +204)	(+154 ; +202)	400
	2 000	3 000	(+111 ; +178)	(+143 ; +174)	400
Mur vertical sud	2 300	3 000	(+79 ; +158)	(+111 ; +156)	400
	2 500	3 000	(+76 ; +134)	(+99 ; +134)	400
	3 200	3 000	(+76 ; +118)	(+101 ; +114)	400
Pente nord	3 400	3 000	(–130 ; +207)	(–164 ; +202)	400
	3 500	3 000	(–108 ; +178)	(–143 ; +172)	400
Mur vertical nord	3 200	3 000	(–79 ; +158)	(–113 ; +155)	400
	3 400	3 000	(–76 ; +146)	(–108 ; +146)	400
	2 600	3 000	(–76 ; +134)	(–107 ; +135)	400
	3 200	3 000	(–76 ; +118)	(–102 ; +113)	400
Noyau central	3 600	3 000	(–18 ; +150)	(+18 ; +150)	400
	2 200	3 000	(–18 ; +146)	(+4 ; +146)	400
	3 600	3 000	(–18 ; +142)	(+18 ; +142)	400
	2 200	3 000	(–18 ; +134)	(+4 ; +134)	400
	3 600	3 000	(–18 ; +130)	(+18 ; +130)	400
	2 200	3 000	(–18 ; +126)	(+4 ; +126)	400
	2 200	3 000	(–18 ; +118)	(+4 ; +118)	400

Tableau III-9 : Positionnement des câbles précontraints sur le profil 17-17'.

Au niveau du profil 17-17', la carapace en béton recouvre les parois verticales des chambres d'écluse sur une épaisseur de 12 mètres tandis que le fond des chambres d'écluse est recouvert sur une épaisseur d'environ 5,5 mètres (Figure I-21). Une fois l'ouvrage achevé, les chambres mesureront alors 34 mètres de large pour une hauteur de 62 mètres.

7.3 Effet de la transition 2D/3D

Il est manifeste que le caractère bidimensionnel de *FLAC* pose une fois encore problème lorsqu'il s'agit de simuler l'effet des renforcements mécaniques disposés tout au long de l'écluse. L'agencement des câbles et des ancrages obéit toutefois à une symétrie le long de l'axe principal de l'écluse, même si celle-ci n'est pas parfaite (des renforcements additionnels peuvent être rajoutés localement si la tenue du massif le nécessite).

Ainsi, même si l'influence d'un câble unique est en réalité tridimensionnelle (symétrie cylindrique), leur arrangement en un réseau suffisamment étroit permet de modifier cette symétrie à notre avantage pour modéliser l'excavation au niveau du profil 17-17'.

Les paramètres mécaniques affectés aux éléments de renforcement (acier et béton) dans les modèles numériques doivent alors impérativement prendre en considération leur espacement moyen le long de l'axe de l'écluse, afin que l'effort volumique généré par la simulation corresponde à la réalité.

En particulier, les paramètres suivants sont dépendants de l'espacement des câbles et des ancrages le long de l'axe de l'écluse et ils sont donc exprimés par mètre linéaire dans la direction Oz (axe de l'écluse) : le périmètre de l'interface câble – coulis et massif ; le module d'élasticité, E, de l'acier ; les résistances à la traction, σ_t, et à la compression, σ_c, du câble ; la rigidité tangentielle, k_t, et la cohésion, c, du coulis de scellement.

En ce qui concerne la carapace de béton (installée 10 mois après la fin de l'excavation), l'épaisseur des matériaux utilisés au niveau du profil 17-17' est très supérieure à celle nécessaire à l'intérieur des chambres (environ 4 à 5 fois plus). L'influence de la carapace y est donc beaucoup plus importante que sur les profils voisins où le noyau central et les parements verticaux sont plus larges durant l'excavation. L'effet de cette variation géométrique le long de l'axe de l'écluse devra être suivi de près car cela pourrait donner lieu à des déformations non validées par les mesures d'instrumentation situées hors du profil.

7.4 Paramètres mécaniques des renforcements

Le Tableau III-10 résume l'ensemble des paramètres mécaniques relatifs aux renforcements (déterminés pour une épaisseur de matériau de 1 mètre, le long de l'axe Oz) utilisés dans les modèles numériques. Les renforcements sont répartis suivant les schémas de principe explicités en annexe B.

		Unité	*Valeurs des paramètres mécaniques*								
			n°1	***n°2***	***n°3***	***n°4***	***n°5***	***n°6***	***n°7***	***n°8***	***n°9***
Câble en acier	Section	[cm²]	16,62	4,91	4,91	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04
	Module d'élasticité	[GPa]	64	10	13	62	70	76	50	55	66
	Résistance à la traction	[kN]	1 250	42	56	450	520	550	360	400	480
	Résistance à la compression	[MPa]	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	Périmètre exposé	[cm]	47,4	23,9	23,9	31,4	31,4	31,4	31,4	31,4	31,4
	Tension initiale	[kN]	750	—	—	—	—	—	—	—	—
Béton	Rigidité tangentielle	[10^9 N/m]	1,2	1,3	1,7	3,1	3,5	3,8	2,5	2,7	3,3
	Cohésion	[kPa]	360	200	260	630	720	780	500	560	670
	Angle de frottement	[degrés]	35	35	35	35	35	35	35	35	35

Tableau III-10 : Paramètres mécaniques des câbles (n°1) et des ancrages (n°2 à 9, voir Tableau III-8), pour une épaisseur de matériau de 1 mètre le long de l'axe Oz, au niveau du profil 17-17'.

Dans le Tableau III-11 sont résumés les paramètres élastiques utilisés pour la modélisation de la carapace en béton.

Masse volumique, ρ	2 700 kg.m^{-3}
Module d'incompressibilité, K	16,7 GPa
Module de cisaillement, G	7,7 GPa

Tableau III-11 : Paramètres mécaniques du béton constituant la carapace du noyau central.

7.5 Analyse des résultats (annexes E-6, E-7 et E-8 – modèle BU4)

7.5.1 Analyse des contraintes et de la plasticité

L'effet des renforcements mécaniques est très localisé au niveau des parois de l'excavation, ce qui implique que les champs de contraintes à l'intérieur du massif sont sensiblement identiques à ceux du modèle BU3. Les indicateurs de plasticité ne sont pas non plus très affectés par l'utilisation des éléments de renforcement dans les modèles numériques.

7.5.2 Analyse générale des déformations dues aux renforcements mécaniques

L'influence des renforcements mécaniques sur la déformation du massif granitique est faible comparée aux déformations résultant directement de l'excavation. En effet, leur rôle étant principalement de limiter la chute de blocs jugés instables, leur zone d'action est donc très limitée. Toutefois, des différences sont notables et attestent du bien fondé de leur utilisation au niveau des parois du profil 17-17'.

Les Figures ci-dessous (III-49, III-50 et III-51) présentent les déformations résultant directement de l'utilisation de câbles et d'ancrages dans les modèles de Burger. Y sont donc représentées les différences de déplacements entre le modèle de Burger avec renforcements et le modèle de Burger sans renforcements, au niveau des 11 bornes topographiques.

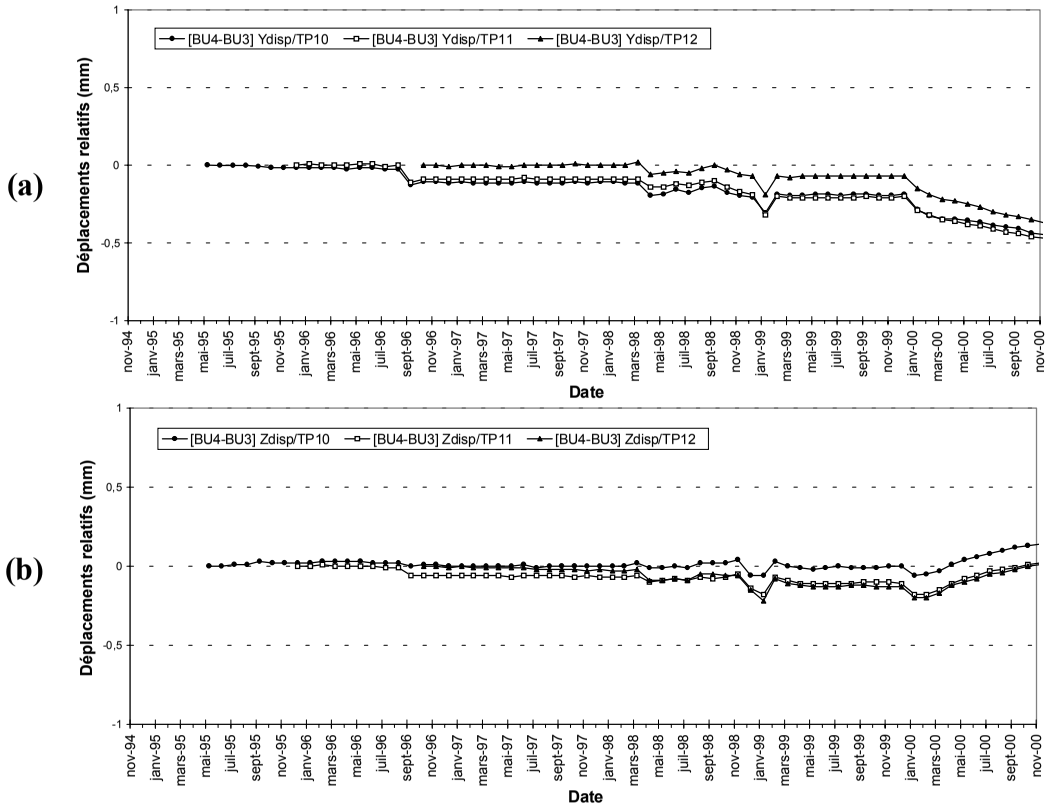


Figure III-49 : Déplacements, (a) horizontaux et (b) verticaux, liés à la présence des renforcements mécaniques sur le versant nord, pour les modèles de Burger.

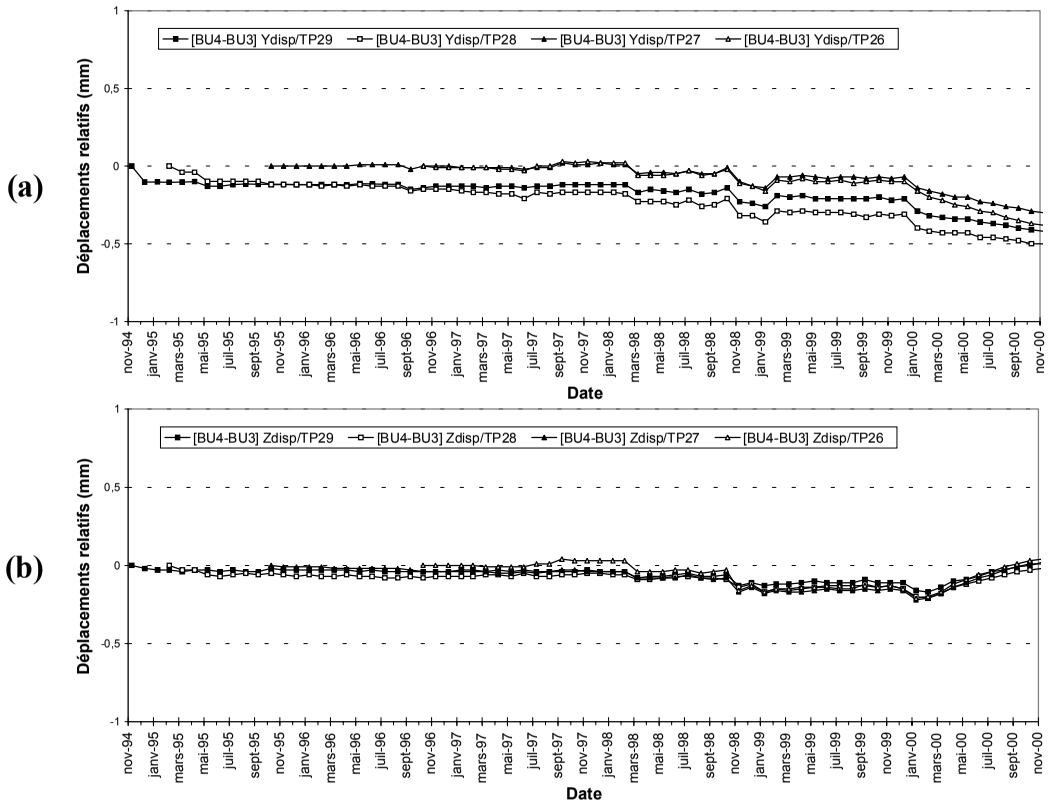


Figure III-50 : Déplacements, (a) horizontaux et (b) verticaux, liés à la présence des renforcements mécaniques sur le versant sud, pour les modèles de Burger.

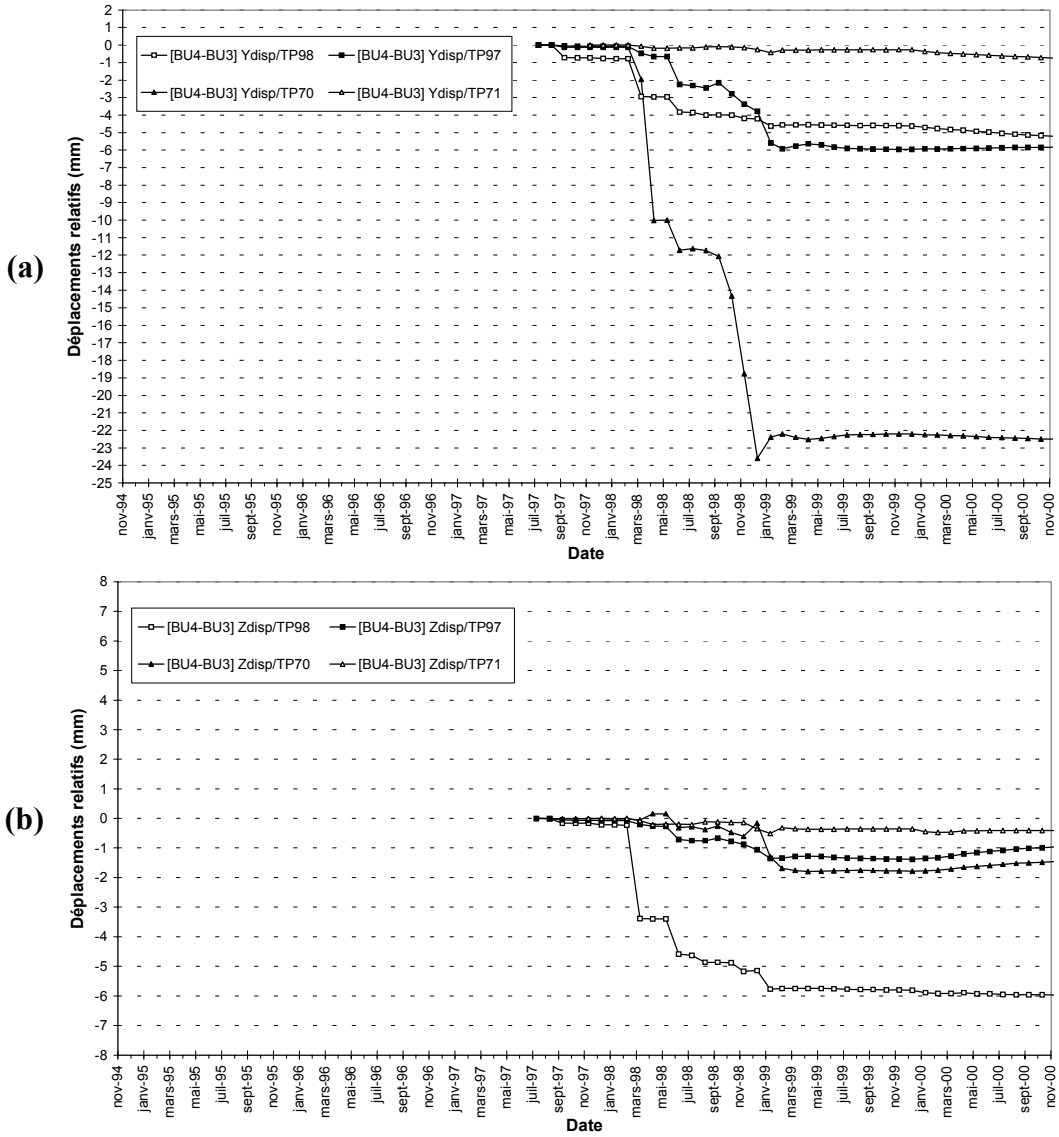


Figure III-51 : Déplacements, (a) horizontaux et (b) verticaux, liés à la présence des renforcements mécaniques sur les parements verticaux et le noyau central, pour les modèles de Burger.

A part sur les murs verticaux, les versants nord et sud réagissent presque identiquement avec ou sans renforcements, tout au long du creusement du profil 17-17'. En effet, les variations de déplacements sont très inférieures à 1 mm au niveau des pentes, ce qui signifie que les renforcements mécaniques y ont un effet quasi-nul sur le comportement du massif rocheux.

A partir de l'étape correspondant à l'installation de la carapace en béton (février 2000), on observe toutefois de très légers changements, avec des déplacements accentués vers le bas et vers l'excavation.

La mise en place, dans le modèle numérique, de cette carapace de béton agit ainsi comme une poutre qui butte la base des murs verticaux et forme un arc-boutant général du massif. Les effets mesurés de ce comportement sont un léger basculement des parois inclinées vers l'excavation.

Sur les parements verticaux et le noyau central, les déformations dues aux renforcements mécaniques interviennent dès septembre 1997, et s'accentuent à partir d'avril 1998. Les effets sont importants (sauf pour TP71, moins de 1,5 mm d'écart en module), comparativement aux déplacements générés par l'excavation, atteignant un maximum de 22 mm (en module) pour la borne TP70, et entre 5 et 9 mm pour les autres bornes (TP97 et TP98).

D'après la Figure III-51, les câbles et ancrages induisent – entre avril 1998 et janvier 2000 – des déformations dirigées vers l'intérieur du massif et vers le haut, tandis qu'à partir de février 2000, la mise en place de la carapace en béton accentue très légèrement les déformations vers le bas des chambres.

On peut ainsi penser que la présence du béton permet de remettre en compression le noyau central, qui est relativement compressible du fait de la présence de la faille F5. Ceci signifie qu'une partie du fluage n'est pas liée au comportement viscoélastique du massif extérieur mais au comportement élastique du noyau faillé

On constate également que les renforcements mécaniques agissent plus efficacement au niveau des bornes tournées vers le nord (bornes TP70 et TP98). En raison de la topographie à grande échelle du profil 17-17', nous savons déjà que l'ensemble du massif est animé d'un mouvement privilégié vers le sud. Comme les câbles réagissent mieux en traction qu'en compression, ce déplacement général vers le sud crée donc une tension supplémentaire au niveau des parois verticales orientées vers le nord, bien plus importante que pour les parois orientées vers le sud (bornes TP71 et TP97). C'est la raison pour laquelle la réaction des câbles est plus importante au niveau de la borne TP70 (respectivement TP98) qu'au niveau de la borne TP97 (respectivement TP71).

7.5.3 Analyse particulière de l'influence des renforcements mécaniques sur le comportement du parement vertical sud et de la faille F1

A proximité de la faille F1 (mur vertical sud), la présence des éléments de renforcement induit une diminution significative des déplacements le long de la discontinuité, de l'ordre de 5,6 mm au niveau de la banquette (cote +160 mètres) entre décembre 1997 (juste avant la mise à nue de F1 au niveau du parement vertical sud) et novembre 2000 (Figure III-52).

On constate également l'absence des grandes déformations, localisées au pied de la faille, qui ont été observées sur les modèles précédents. Ainsi, la présence des renforcements mécaniques permet d'éviter l'instabilité temporaire générée par l'entrée en rupture de la discontinuité.

L'ouverture des joints est, quant à elle, sensiblement diminuée (d'environ 4 mm au sommet de F1 et de 19 mm au pied de la faille, voir annexe E-7), dès le début du creusement des chambres, en raison de la pose des câbles et des ancrages au fur et à mesure de l'excavation.

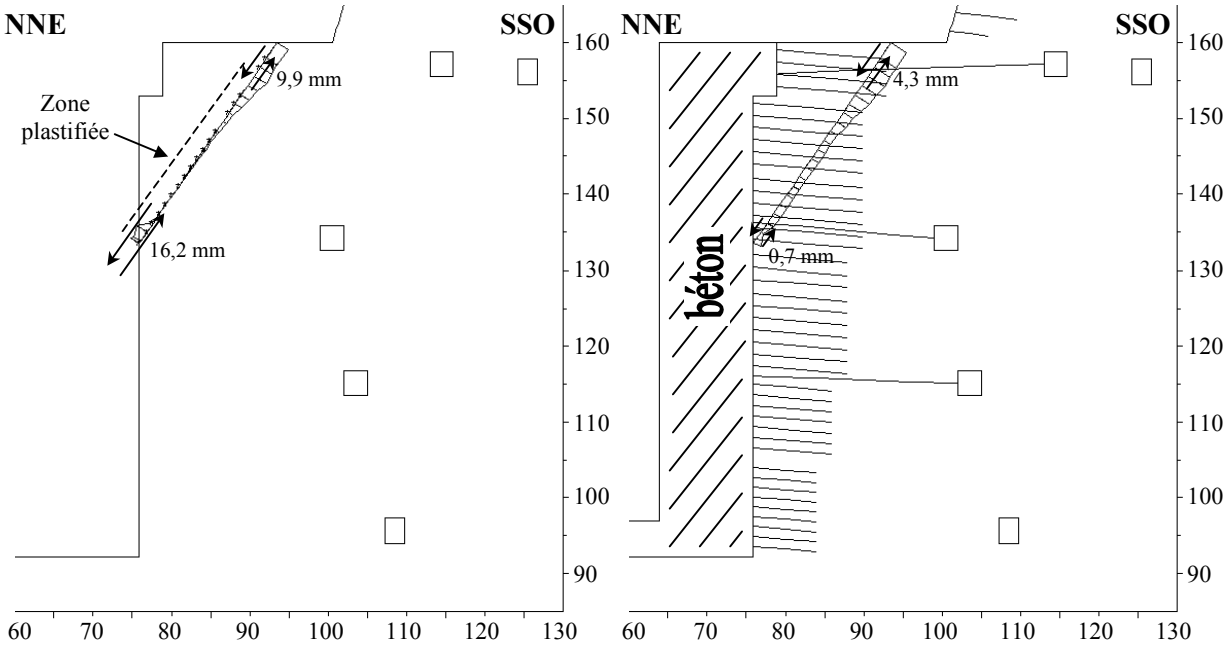


Figure III-52 : Déplacement tangentiel relatif et rupture le long de la faille F1, entre décembre 1997 et novembre 2000, pour les modèles de Burger.

7.5.4 Analyse particulière de l'influence des renforcements mécaniques sur le comportement du noyau central et de la faille F5

La présence des éléments de renforcement permet de réduire considérablement l'ouverture de la discontinuité, de l'ordre de 24,4 mm au sommet du noyau central (Figure III-53).

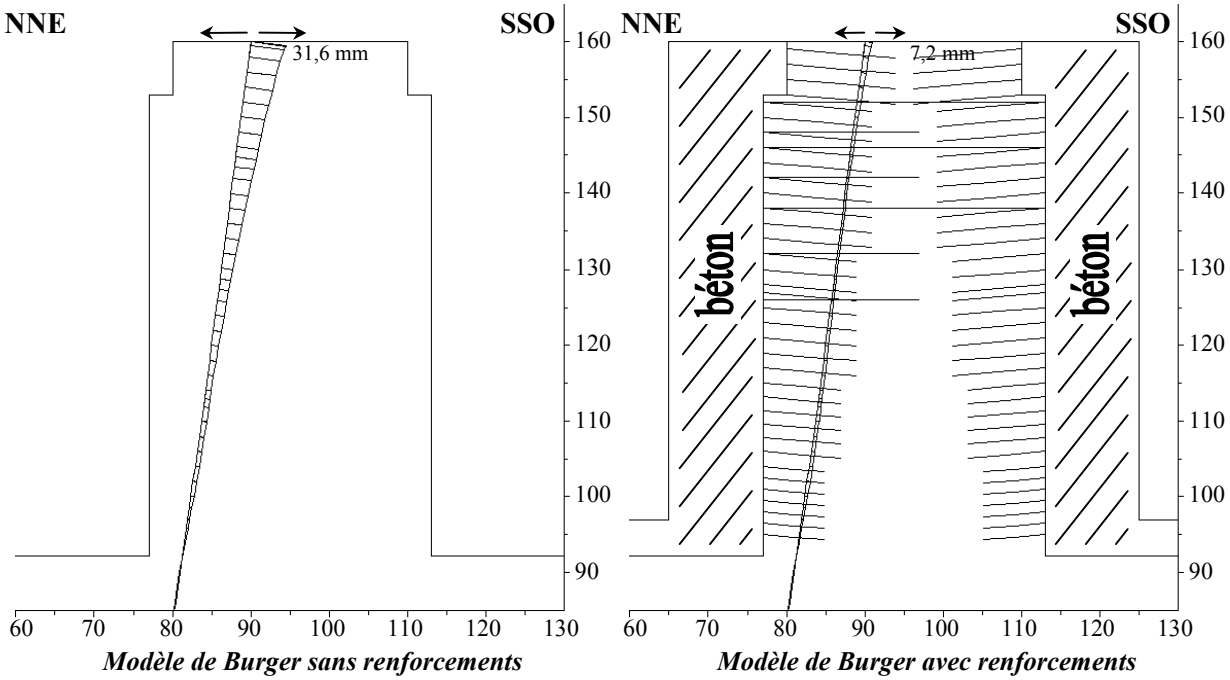


Figure III-53 : Ouverture des joints au niveau de la faille F5, en novembre 2000, pour les modèles de Burger.

Le glissement de la partie nord du noyau central le long de F5 est quant à lui diminué, de l'ordre de 2 mm sur toute la longueur de la discontinuité, ce qui représente entre 20 et 60% (selon les dates de mesures) du déplacement total calculé (annexe E-7).

7.5.5 Evolution à long terme des déplacements calculés au niveau des bornes topographiques

Les modèles visqueux permettent également de calculer l'évolution des déplacements à très long terme. Dans cette optique, deux simulations différentes ont été effectuées afin d'illustrer l'influence de la viscosité :

- ⇨ la première correspond au modèle BU4 et suppose donc que 90% de la déformation déviatorique visqueuse est atteinte au bout de 3 ans ;
- ⇨ la seconde correspond à un nouveau modèle, BU5 : il contient les mêmes paramètres que le modèle BU4, excepté que la viscosité dynamique a été calculée afin que 90% de la déformation déviatorique visqueuse soit atteinte au bout de 6 ans.

Ainsi, les courbes de l'annexe E-8 présentent les déplacements calculés avec les modèles BU4 et BU5 jusqu'à 10 ans après la fin de l'excavation. La Figure III-54 donne une illustration des résultats de calcul obtenus avec ces deux modèles.

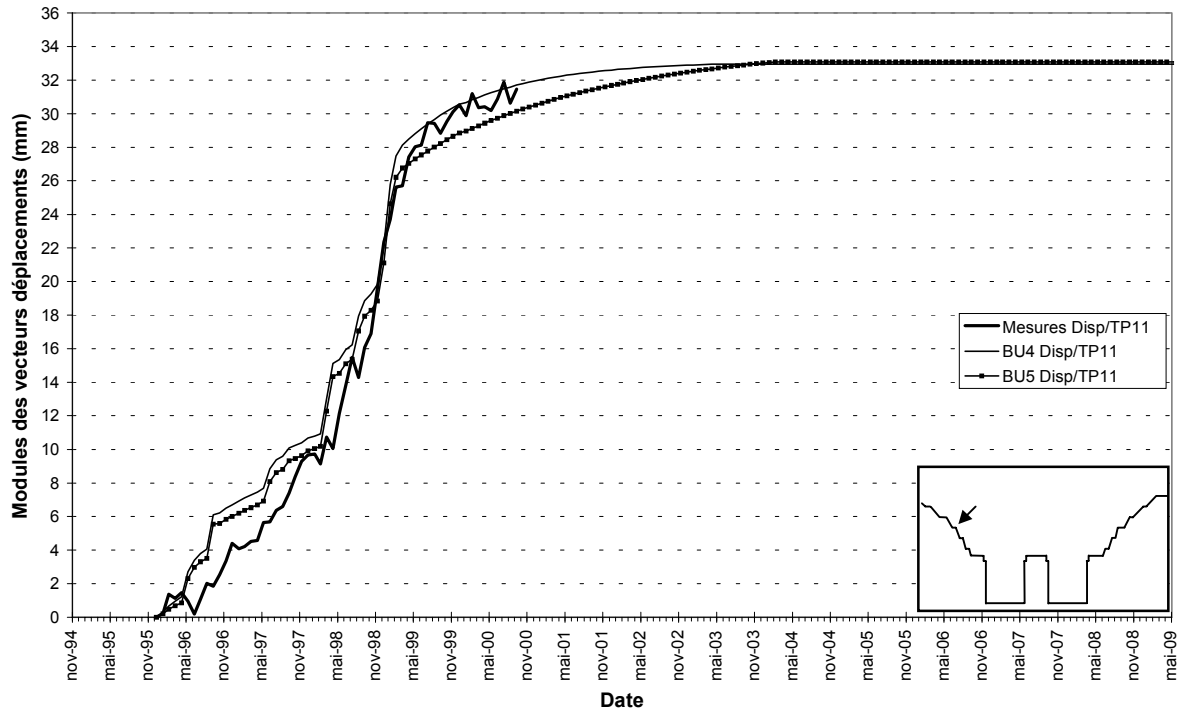


Figure III-54 : Déplacements mesurés et calculés à long terme avec les modèles BU4 et BU5, au niveau de la borne TP11.

On peut observer que les courbes de déplacements au niveau des bornes topographiques résultant des deux modèles ont une forme globale très semblable.

Durant les premières étapes du processus d'excavation, les deux courbes sont très proches, voire identiques car l'influence de la viscosité n'est pas encore significative.

Puis, les deux courbes diffèrent, celle correspondant au modèle BU4 étant au-dessus de celle correspondant au modèle BU5. A chaque étape d'excavation, la réponse instantanée des deux modèles est la même, car les paramètres mécaniques responsables de la déformation instantanée sont identiques. Mais, au fur et à mesure de l'avancée des travaux, l'influence de la viscosité devient grandissante et les déformations visqueuses se produisent plus rapidement avec le modèle BU4. A une date donnée, les déplacements correspondants sont donc plus importants.

Après la fin de l'excavation, le comportement des modèles numériques dépend uniquement de la valeur de la viscosité dynamique. Les deux modèles donnent des déplacements qui convergent vers une même valeur finale, mais qui est atteinte avec une vitesse plus élevée pour le modèle BU4.

En accord avec les valeurs de viscosité utilisées respectivement dans les modèles BU4 et BU5, les variations de déplacements deviennent négligeables entre 3 et 4 ans après la fin de l'excavation pour le modèle BU4, et autour de 5 ans après la fin de l'excavation pour le modèle BU5.

Il est aussi possible de calculer la part du déplacement total qui arrive après la fin de l'excavation. Les résultats sont compilés dans le Tableau III-12 :

	Pourcentage de la déformation post-excavation (%)										
Modèle	***TP29***	***TP28***	***TP27***	***TP26***	***TP98***	***TP97***	***TP70***	***PT71***	***TP12***	***TP11***	***TP10***
BU4	8,9	8,0	11,9	15,2	16,1	34,4	28,0	17,3	16,0	13,5	11,5
BU5	12,3	11,8	16,9	20,1	20,1	28,7	21,0	20,6	20,9	18,3	15,9

Tableau III-12 : Proportion de la déformation post-excavation, pour les modèles BU4 et BU5.

On peut noter que, sauf pour les bornes TP97 et TP70 localisées dans le noyau central, ces valeurs sont en bon accord avec les mesures à long terme des déplacements au niveau de l'écluse à bateaux temporaire (10 à 15% du déplacement total), particulièrement pour le modèle BU4.

7.5.6 Conclusions

Les résultats recueillis à partir du modèle de Burger avec renforcements nous ont permis d'évaluer l'effet des renforcements mécaniques, câbles et ancrages, ainsi que l'action de la carapace de béton, au niveau de la déformation des parois de l'excavation.

D'un point de vue général, les renforcements mécaniques ne modifient pas significativement les champs de contraintes et de déplacements à l'intérieur de la masse rocheuse par rapport au modèle BU3. A la fin du processus d'excavation, la présence des éléments de renforcements conduit à des valeurs un peu inférieures de la contrainte maximale, tandis que les valeurs maximales des déplacements sont elles aussi légèrement inférieures.

Les effets des renforcements mécaniques ont été plus précisément analysés en comparant les déplacements calculés avec les modèles BU3 et BU4 en certains nœuds spécifiques du modèle, particulièrement au niveau des murs verticaux (bornes TP71, TP70, TP97 et TP98) et le long de certaines failles.

Jusqu'au début de l'excavation des chambres d'écluses, les deux modèles fournissent des résultats presque identiques. Puis, l'excavation des chambres d'écluses induit des mouvements locaux qui sont particulièrement amortis par la présence des renforcements mécaniques : ceux-ci contrebalancent le mouvement général de la masse rocheuse vers le vide (créé par l'excavation des chambres d'écluses), et donc contribuent à réduire les déplacements. Leur influence est particulièrement observable dans le noyau central où les déplacements horizontaux au sommet des murs verticaux sont considérablement réduits.

On a pu constater que ces renforcements ont un effet très important sur l'ouverture des joints au niveau des grandes discontinuités présentes sur le profil 17-17'.

Au niveau des pentes, les effets des renforcements mécaniques sont légers mais ils doivent jouer un rôle majeur dans la réduction des instabilités et des mouvements de blocs délimités par des petites discontinuités qui ne sont pas prises en compte dans les simulations numériques mais qui ont été détectées lors de l'analyse de stabilité avec le logiciel *DEGRÉS*.

L'analyse du comportement à moyen terme des parois de l'écluse, sur une période de 10 ans après la fin de l'excavation, nous permet enfin d'apprécier la durée d'efficacité des renforcements mécaniques. On constate notamment une atténuation très importante des déplacements après la mise en place de la carapace de béton.

8 Les modèles dynamiques

8.1 Introduction

Bien que le *CTGP* soit situé dans une région à faible séismicité, où les failles sont considérées comme inactives ou faiblement actives, l'écluse à bateaux permanente, comme l'ensemble des infrastructures du site, sera occasionnellement soumise à des sollicitations dynamiques significatives, soit lors du remplissage ou de la vidange du réservoir du barrage, soit en raison de l'influence des séismes lointains de fortes intensités. Il est donc essentiel de déterminer le comportement des parois de l'écluse à bateaux – au niveau des hautes pentes et des parements verticaux – face à de telles sollicitations.

A cette fin, on dispose d'un enregistrement (accélérogramme fourni par *CWRC*) caractéristique de la région des Trois Gorges qui nous a permis d'évaluer, au niveau du profil 17-17', la réponse mécanique du massif excavé sous une sollicitation sismique.

Le risque de séismes induits par l'exploitation du réservoir semble limité. De tels séismes ne devraient pas conduire à des pics d'accélération supérieurs à l'accélération maximale considérée pour des séismes naturels selon Chen Deji (1999)

8.2 Présentation du modèle utilisé pour les calculs dynamiques

Le modèle de Burger avec renforcements mécaniques est le modèle numérique le plus abouti dont nous disposons car il intègre l'ensemble des informations relatives au profil 17-17' qui nous ont été fournies. On a également pu constater qu'il conduit à des résultats tout à fait satisfaisants et conformes aux mesures d'instrumentations. La grille d'éléments de différence finie est, quant à elle, parfaitement compatible avec les restrictions concernant la vitesse de propagation des ondes dans le massif rocheux (voir annexe 1, paragraphe 4.7.1). Il était donc logique d'effectuer les calculs dynamiques à partir de ce modèle.

Toutefois, la présence d'éléments structuraux au sein de ce modèle pose de sérieux problèmes techniques car ils ralentissent considérablement le calcul. Pour cause de contraintes de temps, nous avons donc été obligés de retirer l'ensemble de ces renforcements mécaniques, afin de pouvoir effectuer les simulations dans des délais convenables.

Il est regrettable de ne pas pouvoir juger de la réponse de ces renforcements face aux sollicitations qui vont être appliquées au modèle, mais l'exécution d'un calcul prenant en compte l'ensemble de ces éléments déborderait amplement des délais que nous nous sommes fixés pour cette étude.

Par ailleurs, on a pu constater, lors de l'analyse détaillée des modèles visqueux, que les ancrages passifs et actifs se déformaient peu, avec un seuil de résistance à la traction suffisamment élevé pour ne pas être atteint au cours des calculs.

Pour les calculs en dynamique, l'état initial du modèle correspond à celui du modèle BU4, dont le calcul a été poursuivi sur une période de 10 ans après la fin de l'excavation du profil 17-17', puis auquel on a retiré l'ensemble des tirants, actifs et passifs.

8.3 Conditions aux limites et amortissement

En mode dynamique, des conditions aux limites spéciales doivent être appliquées au massif rocheux. Celles-ci ont pour rôle d'absorber une partie de l'énergie de l'onde incidente afin de simuler l'existence de terrains au-delà de la zone modélisée (milieu semi-infini).

Des limites de champ libre (*free field boundaries*) ont ainsi été appliquées aux bords verticaux de la grille, en $x = \pm$ 1 500 mètres, tandis que des limites visqueuses (*quiet boundaries*) sont maintenues à la base du modèle (voir annexe 1, paragraphe 4.7.4).

Afin d'éviter une oscillation entretenue du signal incident et de permettre une dissipation partielle de l'énergie de vibration au sein du massif rocheux, un amortissement dynamique de type Rayleigh a été appliqué au modèle numérique. Suivant les recommandations apportées par Biggs (1964) pour des systèmes comprenant des structures, nous avons fixé la valeur du facteur d'amortissement à 5% du facteur d'amortissement critique, sachant que le domaine de fréquences caractéristique de notre signal incident est centré autour de 4 Hz (voir annexe 1, paragraphe 4.7.3).

8.4 Correction de la ligne de base

La Figure III-55 présente le signal original, en accélérations, qui nous a été fourni par *CWRC*, ainsi que la vitesse et le déplacement calculés par intégration successive de ce signal. Il correspond au séisme type, caractéristique de la région du *CTGP*, dont la probabilité d'occurrence sur une période de 50 ans a été évaluée à 0,5% (P_{50} = 0,5%) : cela signifie que sa période de récurrence est égale à 10 000 ans.

Le pic d'accélération atteint 0,1g pour ce séisme, 0,08g pour un séisme ayant une période de 2 500 ans (P_{50} = 2%) et 0,04g pour un séisme ayant une période de 500 ans (P_{50} = 10%). Ces données, issues de *CWRC*, sont en accord avec les informations synthétisées par Chen Deji (1999) (voir Tableau I-5).

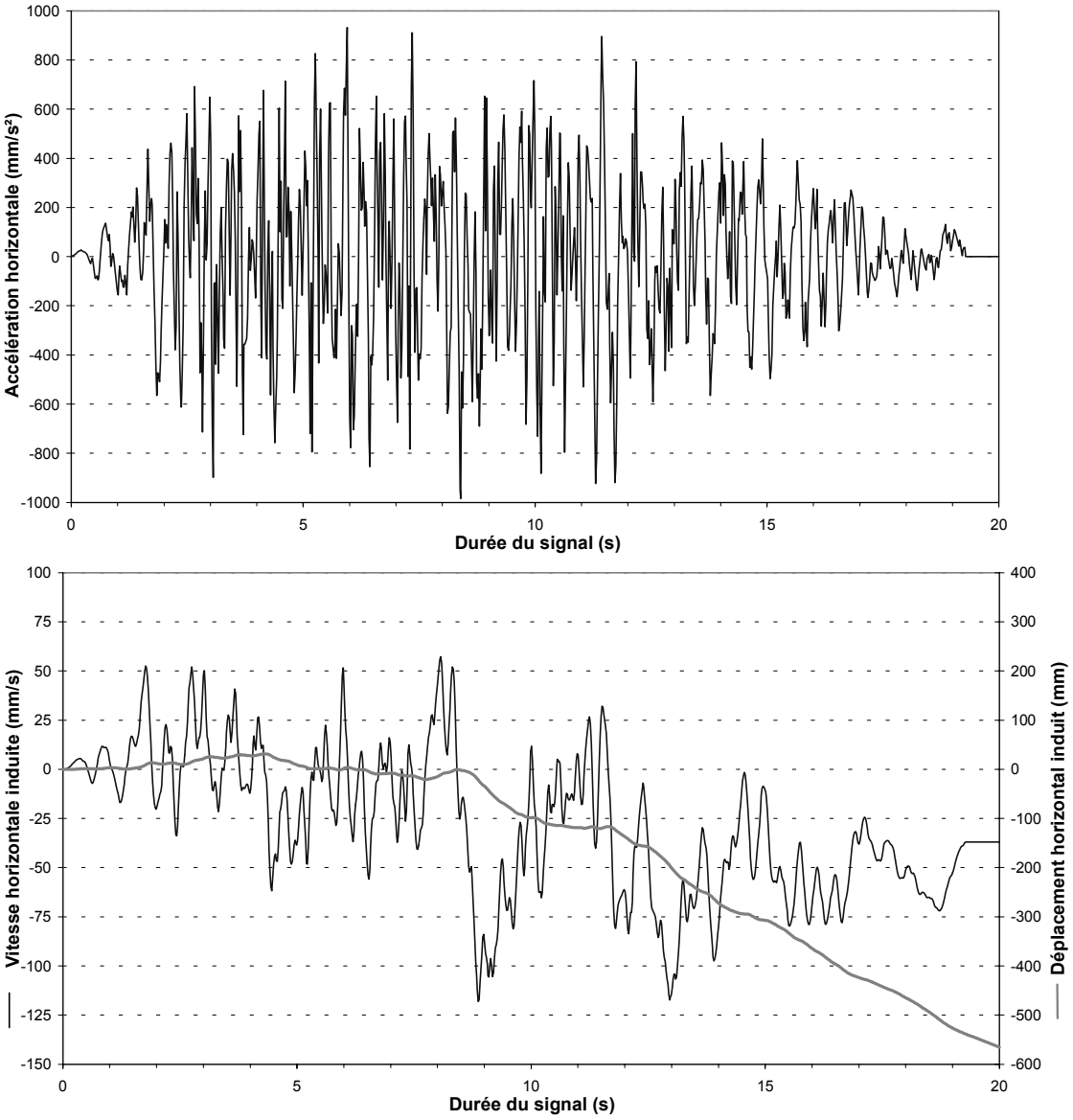


Figure III-55 : Accélérogramme initial issu de mesures in situ, d'après CWRC.

On constate que les variations d'accélérations mesurées au terme de cette sollicitation (qui dure 20 secondes) conduiraient à des vitesses et des déplacements résiduels non-nuls. Cela signifie que si l'on appliquait le signal dans sa forme originale, la base du massif continuerait de se déplacer (indéfiniment) à vitesse constante après l'application de la sollicitation.

Il a donc été nécessaire d'apporter des corrections au signal initial afin que les valeurs d'accélération, de vitesse et de déplacement soit nulles au début et à la fin de la sollicitation (Figure III-56). Pour appliquer cette correction, on a ajouté au spectre initial – sur la durée totale de la sollicitation, soit 20 secondes – une fonction sinusoïdale dont l'amplitude a permis de corriger efficacement l'accélérogramme initial.

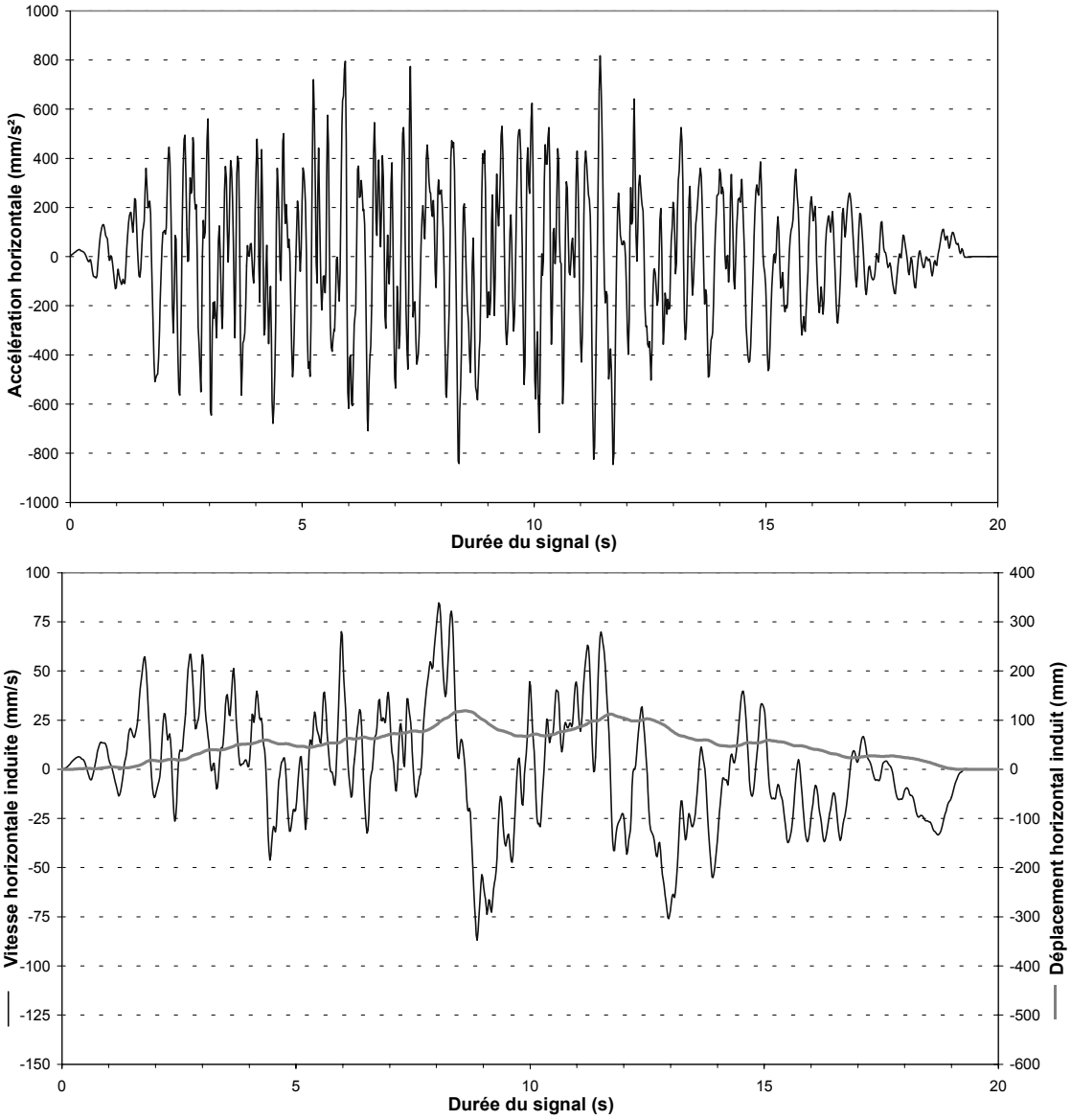


Figure III-56 : Accélérogramme corrigé appliqué aux modèles dynamiques FLAC.

Cette fonction correctrice a une période très longue, ce qui signifie qu'elle opère dans la gamme des basses fréquences et qu'elle affecte donc assez peu l'allure et l'amplitude de l'enregistrement original.

La Figure III-57 présente les spectres de puissance des accélérogrammes original et corrigé, calculés à l'aide d'une Transformée de Fourrier. Le domaine des fréquences principales s'étend entre 1 et 5 Hz, avec un pic autour de 2,5 Hz. On observe notamment que les fréquences prédominantes du signal original ont été conservées et que seules les fréquences les moins représentées ont été affectées par la correction de la ligne de base.

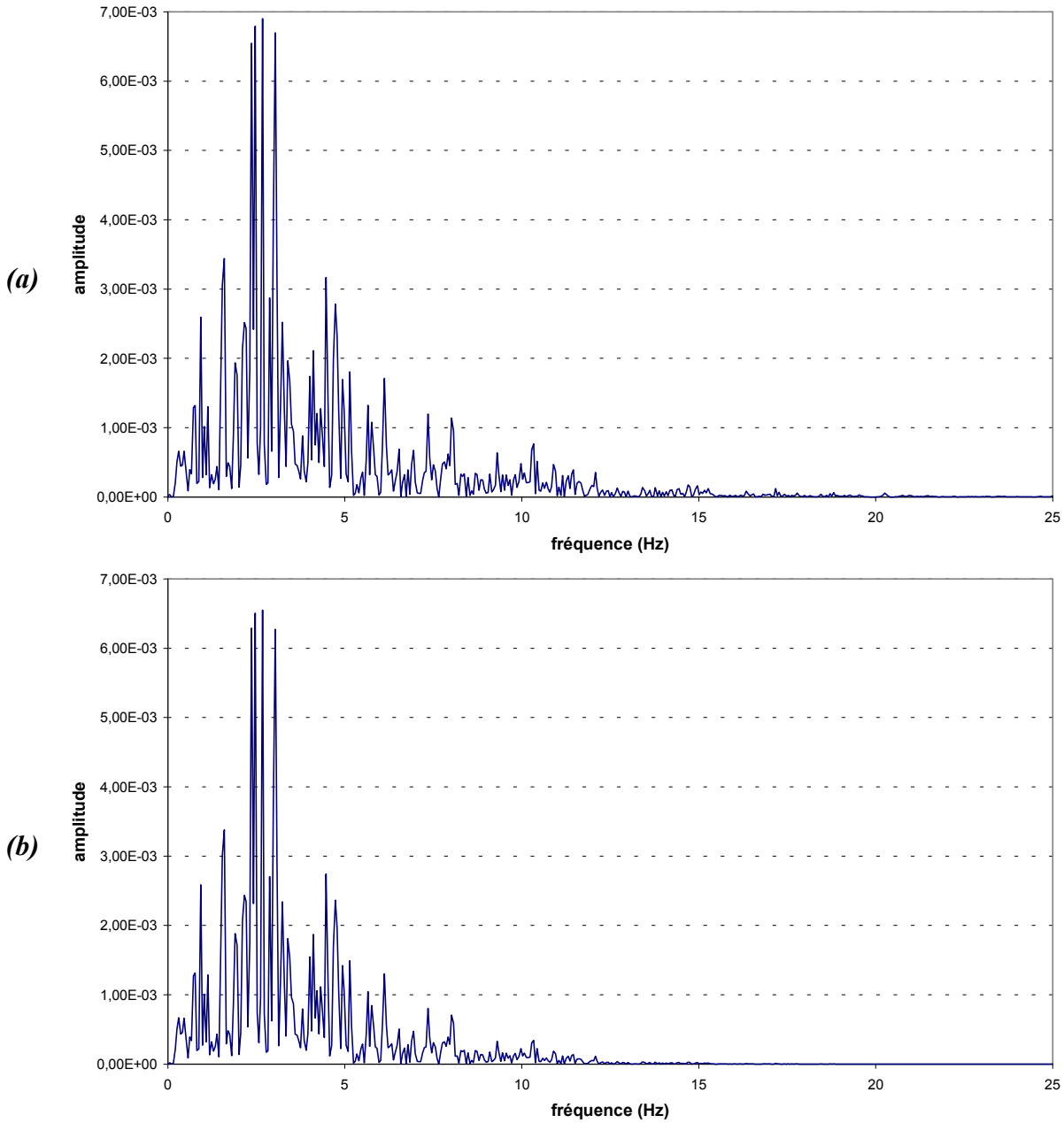


Figure III-57 : Spectres de puissance des accélérogrammes (a) original et (b) corrigé.

8.5 Application du signal corrigé

La sollicitation dynamique ainsi corrigée a été appliquée à la base du modèle numérique sous la forme d'un signal en contraintes, car c'est la seule technique qui permette l'utilisation des limites visqueuses dans *FLAC*. L'onde de contraintes a été déterminée à partir de l'onde de vitesses corrigée et de l'équation (1-61) (voir annexe 1, paragraphe 4.7.5).

A partir des données géométriques et des paramètres géomécaniques du modèle numérique, ainsi que de la valeur du facteur d'amortissement Rayleigh que l'on utilise, le pas de temps dynamique a été fixé, par le logiciel *FLAC*, à 10^{-5} secondes. Cela signifie que l'application du

signal correspondant à la sollicitation sismique nécessite l'exécution de 2×10^6 cycles de calcul en temps réel.

Afin de suivre l'évolution post-sismique du massif rocheux, le calcul a été poursuivi sur une durée de 10 secondes au-delà de la fin de la sollicitation.

Par ailleurs, étant donné qu'il n'est pas possible de prévoir la direction d'un hypothétique séisme et que l'accélérogramme que nous a fourni *CWRC* est unidirectionnel, nous avons effectué deux calculs de simulation. Au niveau du profil 17-17', la sollicitation a été appliquée de telle sorte que les déplacements positifs de la Figure III-56 soient orientés vers le nord dans le premier cas (modèle DY1), et vers le sud dans le second cas (modèle DY2). De cette manière, les deux situations les plus critiques, du point de vue de la stabilité des parois de l'écluse, ont été traitées.

8.6 Présentation des résultats

Les résultats des calculs dynamiques réalisés avec *FLAC* suivant un modèle rhéologique de Burger sans renforcements sont rassemblés en annexe E-9. La Figure III-58 présente les différents points de mesure qui ont été privilégiés pour étudier l'évolution des déplacements à l'intérieur du massif rocheux et au niveau des parois de l'excavation.

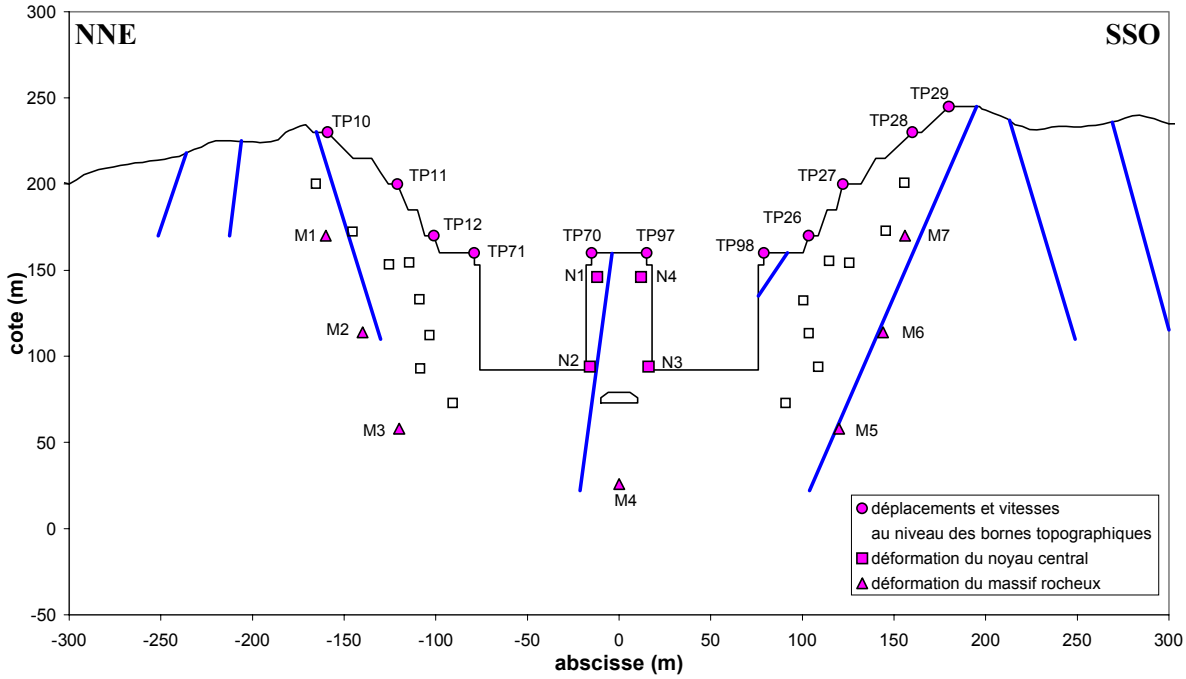


Figure III-58 : Localisation des points de mesure analysés pour les modèles dynamiques.

Aux instants t = 0, 10, 20 et 30 secondes, les états de contraintes, de déplacements ainsi que les indicateurs de plasticité sont analysés dans le domaine ±250 mètres autour de l'excavation.

8.7 Analyse des résultats (annexe E-9 – modèles DY1 et DY2)

8.7.1 Analyse générale des déplacements au sein du massif rocheux

D'une manière générale, on constate que la sollicitation dynamique induit, au niveau de l'excavation, des déplacements horizontaux dont la valeur maximale avoisine les 300 mm tandis que les déplacements verticaux restent, quant à eux, relativement faibles, avec des valeurs la plupart du temps inférieures à 5 mm (sauf au niveau des bornes TP28 et surtout TP29). Cela implique que le signal propagé conserve un aspect fortement horizontal, malgré les réflexions sur les parois inclinées (Figures III-59 à III-62).

Par ailleurs, le massif rocheux se comporte comme une structure rigide, c'est-à-dire que son mouvement est globalement homogène. Toutefois, on assiste localement à des comportements qui peuvent être attribués à des effets de site d'origine topographique, notamment au sommet du versant sud et au niveau du noyau central (Figures III-63 et III-64).

L'analyse des déplacements cumulés, entre les instants t = 0 sec et t = 30 sec, nous apprend ainsi que sur le versant nord et dans la partie inférieure du versant sud les points de mesure (situés au niveau des bornes topographiques) se déplacent pratiquement de concert, quel que soit le sens de la sollicitation imposée à la base du modèle. A la fin de la simulation, ces déplacements retournent, de plus, à des valeurs proches de zéro, avec un retard évalué à 2 secondes par rapport à l'arrêt du signal à la base du modèle. Le temps de propagation des ondes, depuis la base jusqu'au sommet du modèle, étant d'environ 0,6 seconde, la persistance du signal dans le massif rocheux est donc égale à 1,4 secondes après la fin théorique de la sollicitation.

En revanche, près des bornes TP29 et TP28, ainsi qu'au niveau du mur vertical nord du noyau central (borne TP70), l'évolution des déplacements est tout à fait particulière, avec des valeurs non-nulles à la fin de l'application du signal. Tout au long de la sollicitation, les déplacements sont décalés vers le nord par rapport aux autres bornes topographiques, même lorsque le signal initial est orienté vers le sud (modèle DY2).

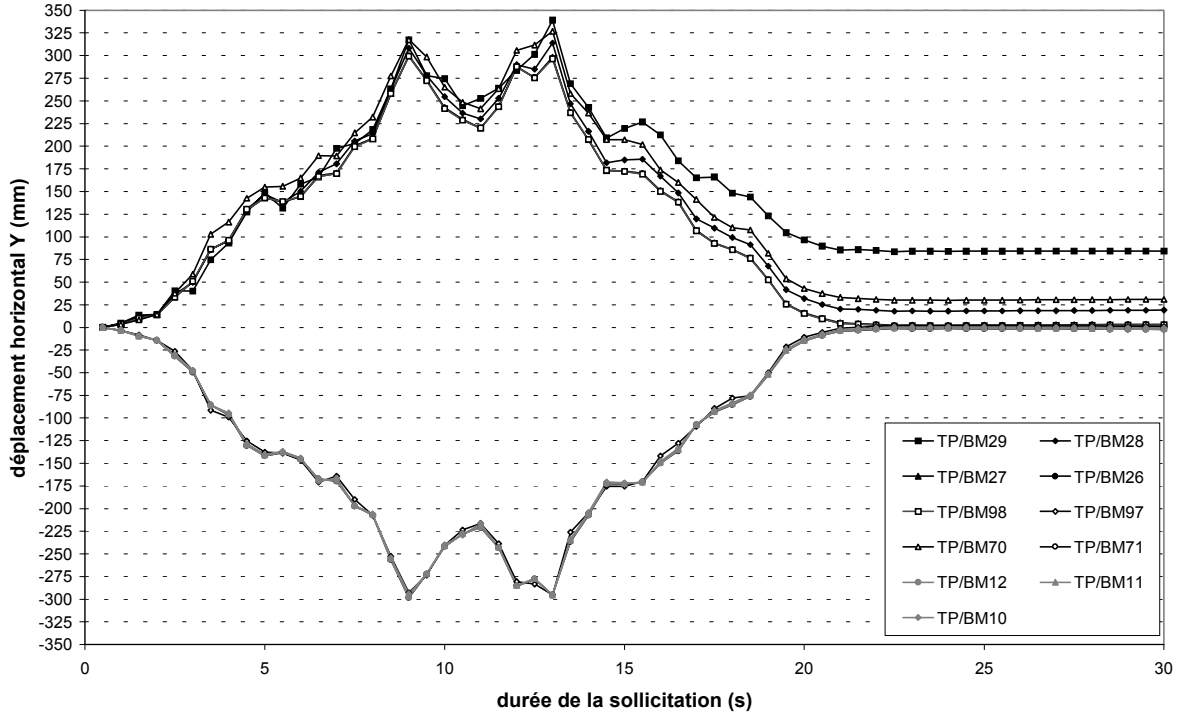


Figure III-59 : Déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques, pour le modèle DY1.

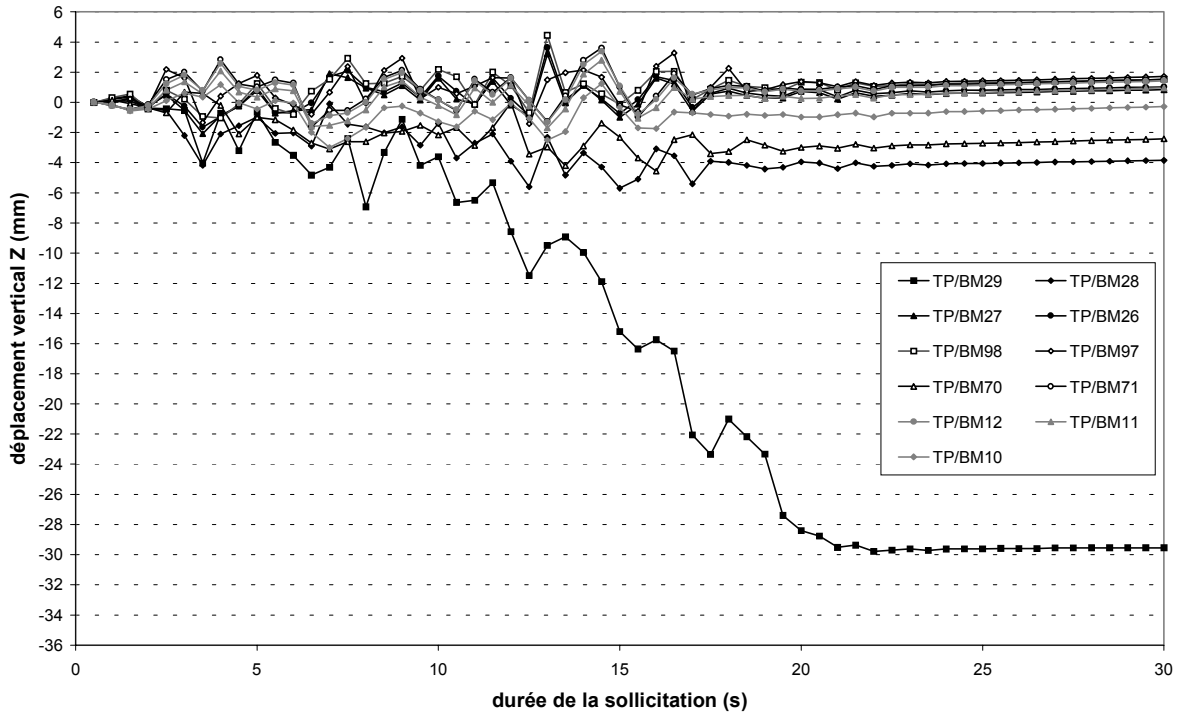


Figure III-60 : Déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques, pour le modèle DY1.

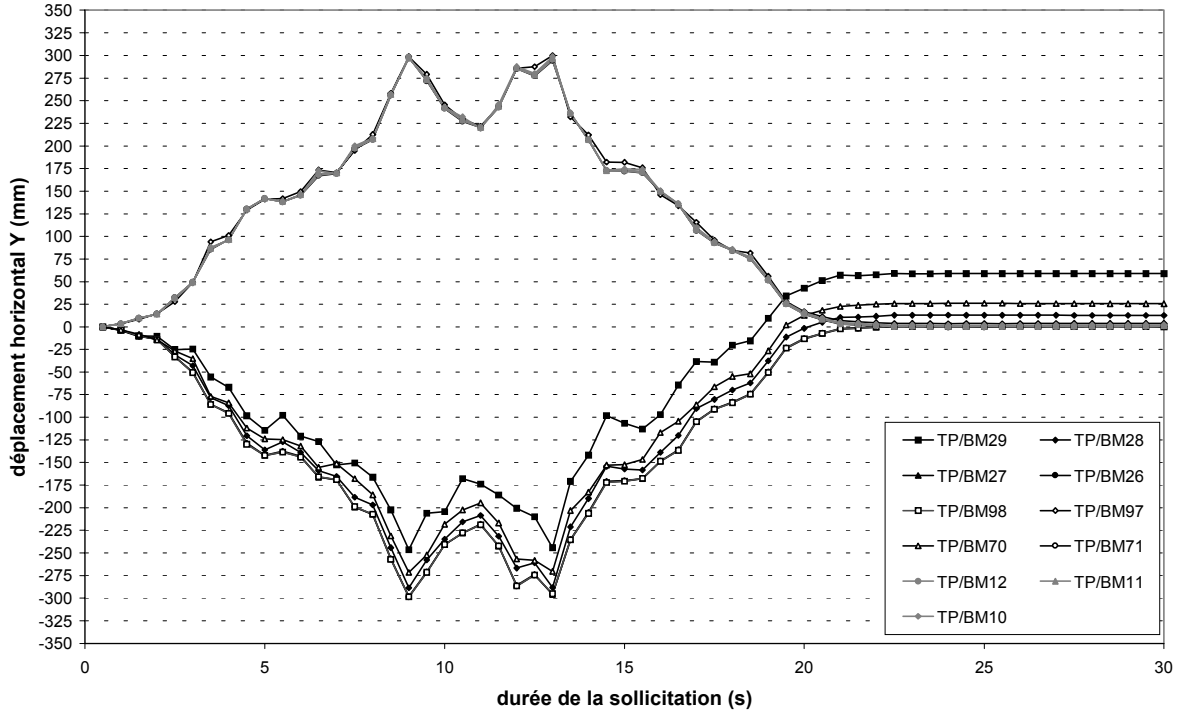


Figure III-61 : Déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques, pour le modèle DY2.

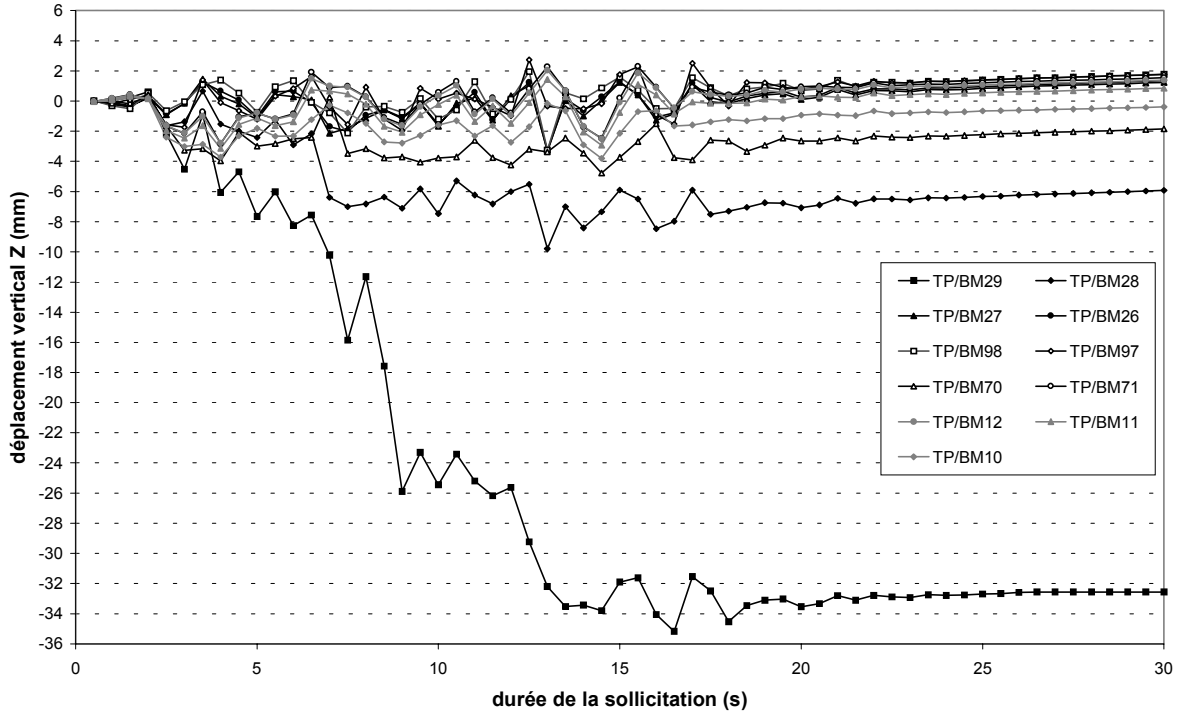


Figure III-62 : Déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques, pour le modèle DY2.

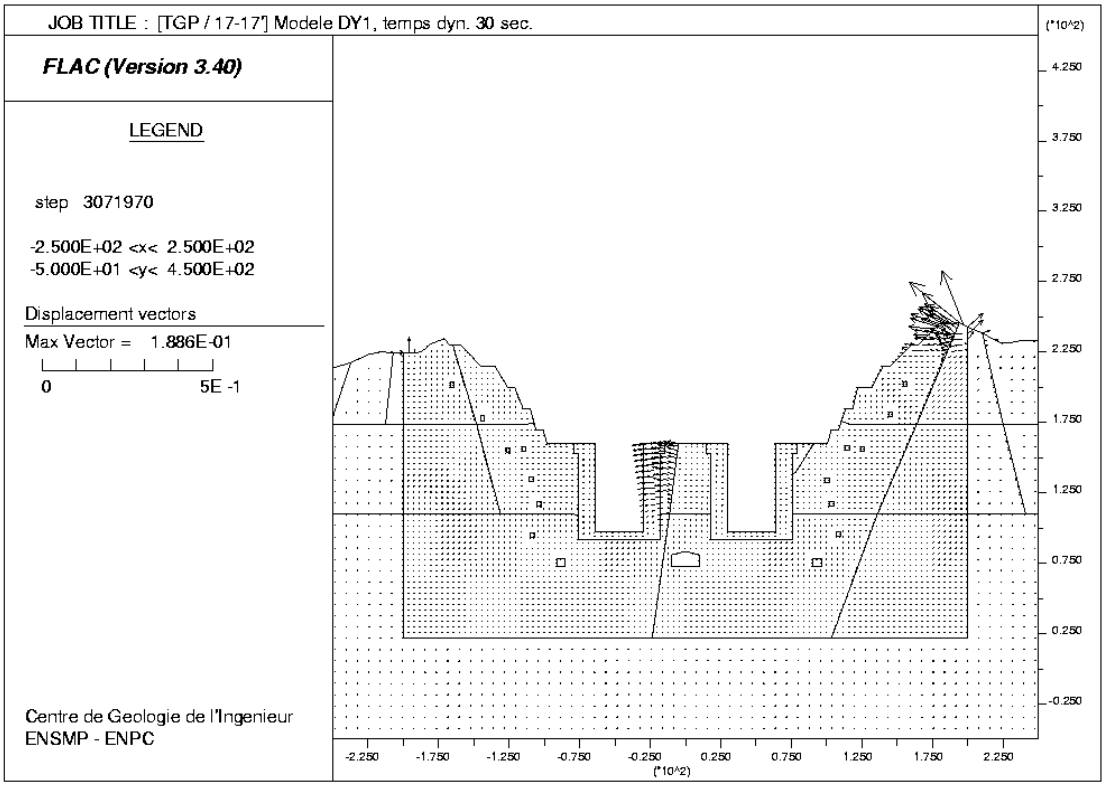


Figure III-63 : Vecteurs déplacements 10 secondes après la fin de la sollicitation dynamique (à l'instant t = 30 secondes), pour le modèle DY1.

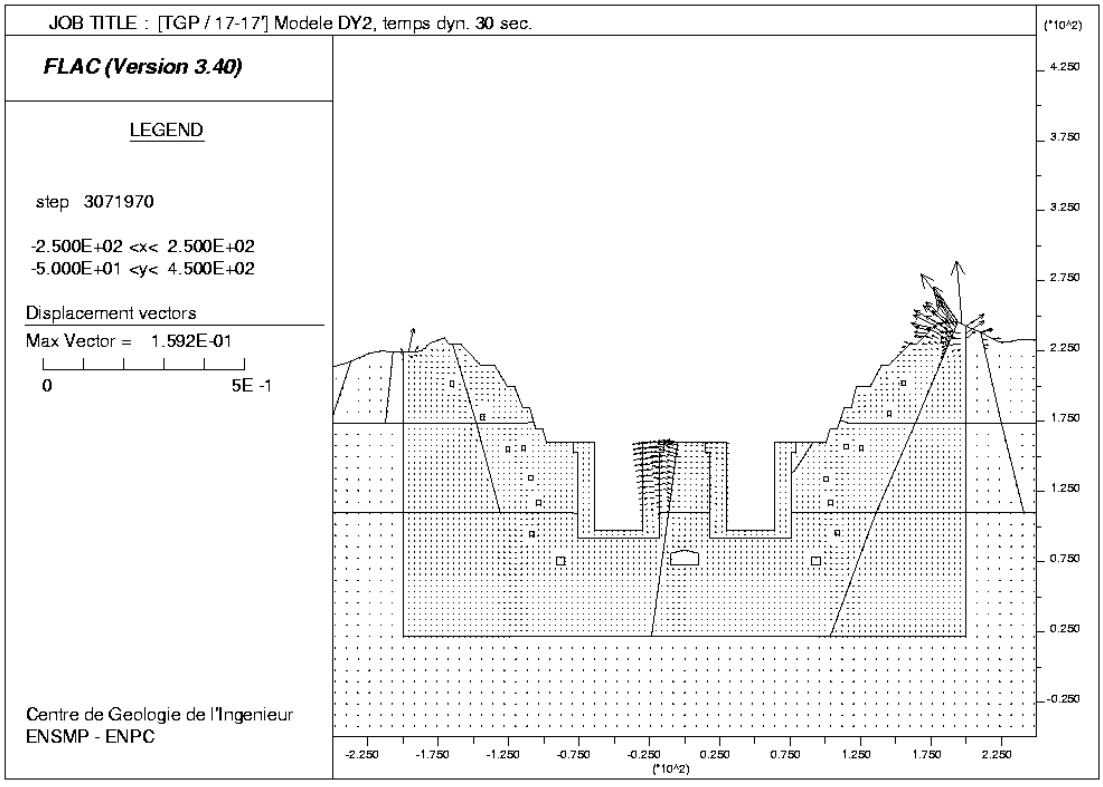


Figure III-64 : Vecteurs déplacements 10 secondes après la fin de la sollicitation dynamique (à l'instant t = 30 secondes), pour le modèle DY2.

8.7.2 Analyse du comportement du sommet du versant sud et de la faille F215

A la fin de la simulation, les déplacements horizontaux résiduels (dirigés vers le nord) valent, respectivement pour les bornes TP29 et TP28, 84 mm et 19 mm pour le modèle DY1, et 59 mm et 13 mm pour le modèle DY2. Verticalement, les bornes TP29 et TP28 se déplacent vers le haut, respectivement de 30 mm et 4 mm pour le modèle DY1, et de 33 mm et 6 mm pour le modèle DY2.

L'analyse détaillée du comportement de la faille F215 au cours de la simulation nous renseigne sur la réponse mécanique de la discontinuité face à la sollicitation dynamique : même si l'ouverture des joints est toujours inférieure à 1 mm, on assiste cependant à d'importants glissements le long de la faille, avec des valeurs maximales (du déplacement tangentiel relatif cumulé) de l'ordre de 39 mm et 36 mm, respectivement, pour les modèles DY1 et DY2 (Figure III-65). Ces valeurs traduisent un mouvement ascendant des matériaux rocheux situés entre les cotes +220 et +250 mètres, le long de la discontinuité.

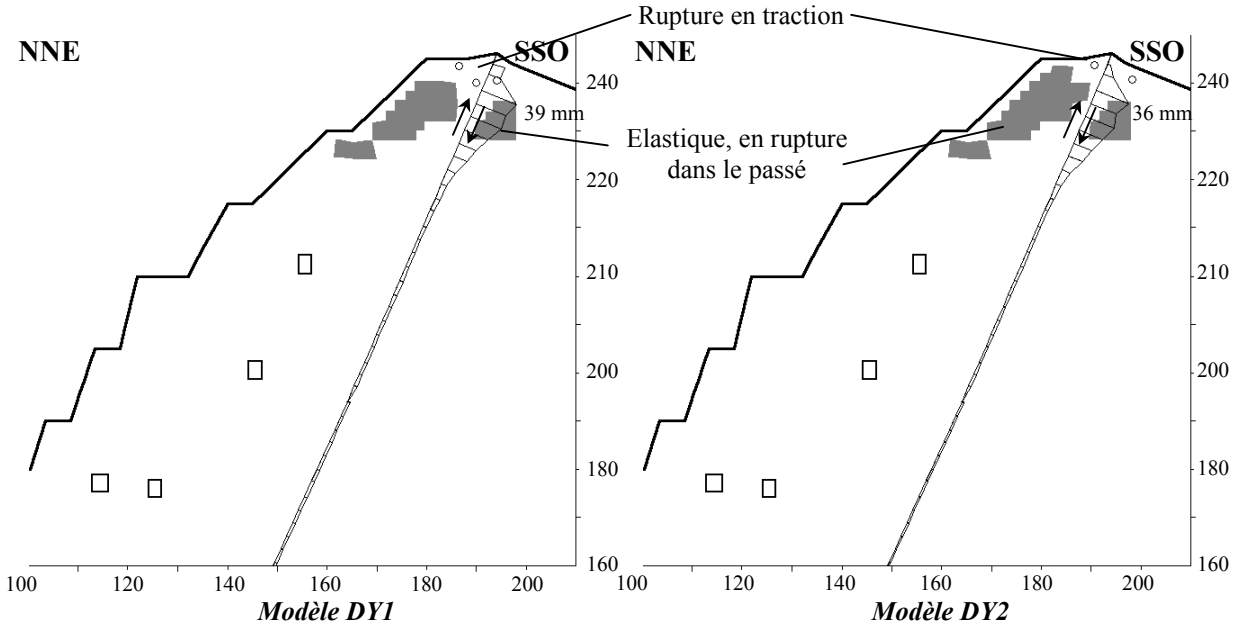


Figure III-65 : Déplacement tangentiel (cumulé) et zones de plasticité au niveau du versant sud et de la faille F215, à l'instant t = 30 secondes, pour les modèles dynamiques.

Parallèlement, les matériaux rocheux localisés dans cette région (qui est située dans la zone fortement altérée) sont soumis, pendant toute la durée du calcul, à des efforts en traction qui dépassent localement la valeur de leur paramètre de résistance et génèrent des déformations irréversibles.

Ces deux phénomènes (ouverture et glissement le long de la faille F215 et comportement plastique des matériaux) s'additionnent et justifient la valeur élevée des déplacements résiduels, horizontaux et verticaux, au niveau des bornes TP28 et surtout TP29.

8.7.3 Analyse du comportement du noyau central et de la faille F5

Les matériaux rocheux conservent globalement un comportement élastique durant toute la sollicitation dynamique. Toutefois, l'analyse spécifique de la faille F5 nous révèle d'importantes valeurs de l'ouverture des joints, respectivement 33 mm et 30,5 mm pour les modèles DY1 et DY2 (Figure III-66), et un glissement le long de la faille (orienté vers le bas) compris entre 3,5 mm et 4,5 mm à la fin des calculs (t = 30 secondes). Ces valeurs sont très proches de celles correspondant au déplacement horizontal résiduel calculé au niveau de la borne TP70 au terme de la simulation, à savoir 30 mm pour le modèle DY1 et 26 mm pour le modèle DY2.

La déformation permanente enregistrée au niveau du noyau central lors des calculs est donc entièrement liée au comportement de la faille F5. Il est regrettable que nous ne disposions pas de calculs prenant en compte la présence des éléments de renforcements au niveau du noyau central, car on peut supposer qu'ils auraient contribuer à maintenir la discontinuité fermée, évitant ainsi la déformation excessive du noyau central.

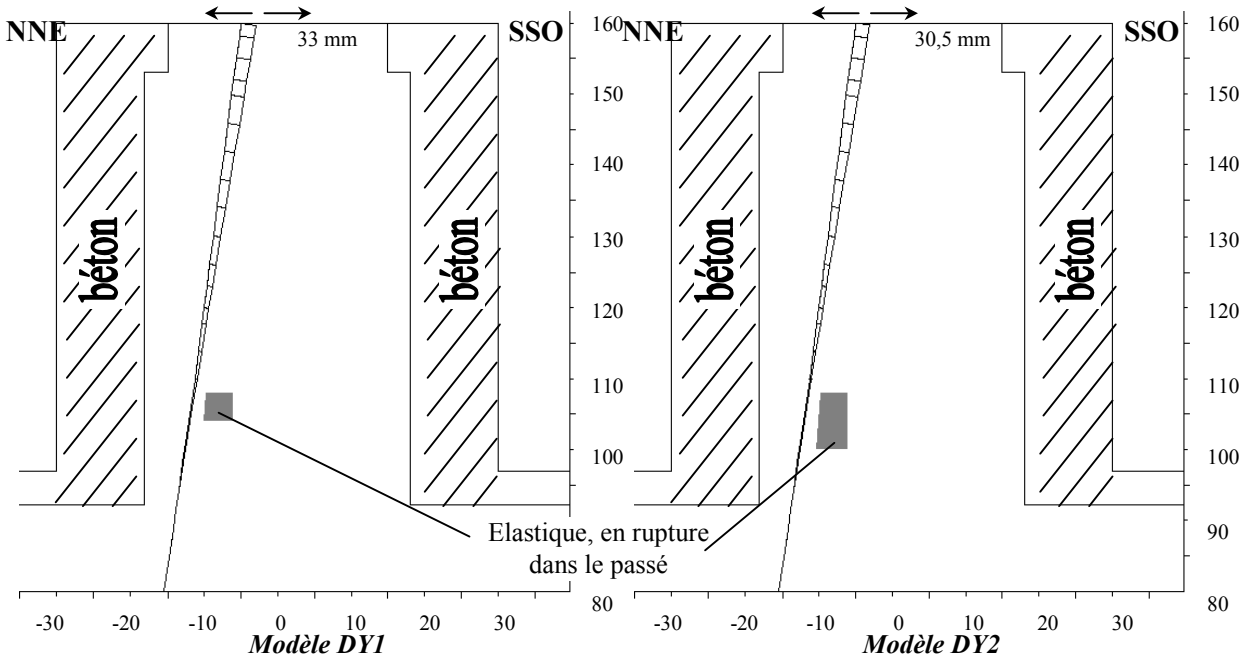


Figure III-66 : Ouverture des joints et zones de plasticité au niveau du noyau central et de la faille F5, à l'instant t = 30 secondes, pour les modèles dynamiques.

La déformation du noyau central a également été analysée à travers plusieurs déplacements relatifs au niveau des points de mesure N1, N2, N3 et N4 (voir Figure III-58). Les résultats sont représentés sur les Figures III-67 et III-68 pour le modèle DY1, et sur les Figures III-69 et III-70 pour le modèle DY2.

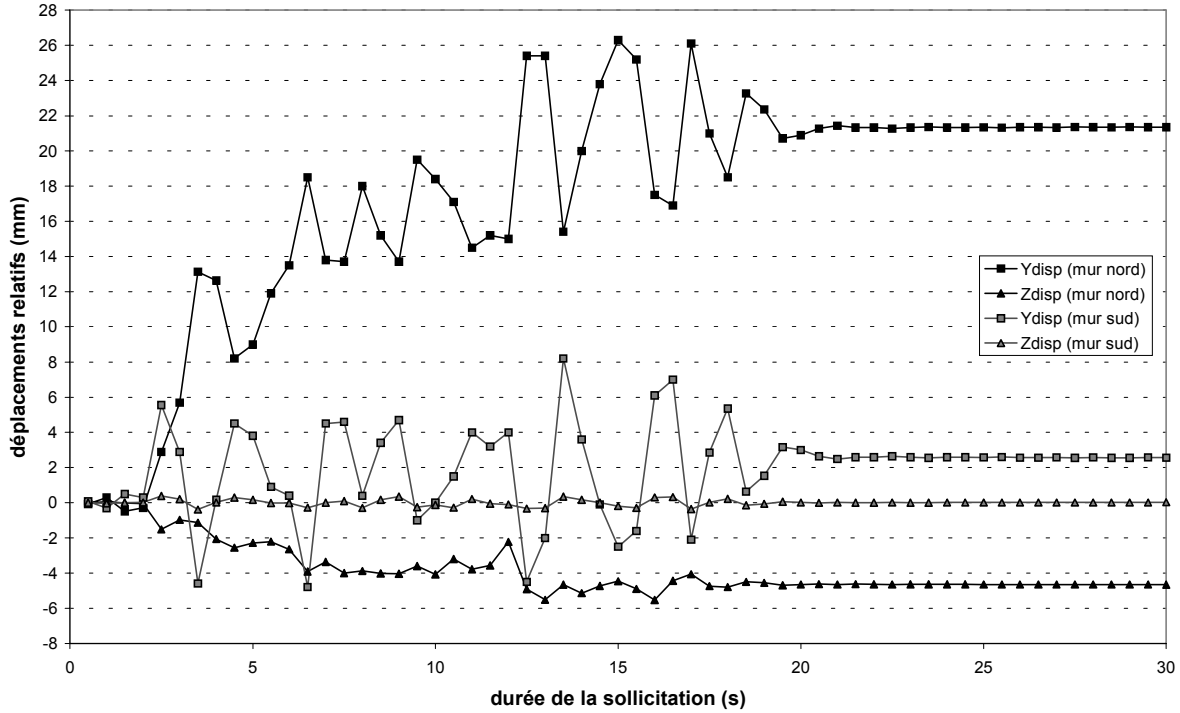


Figure III-67 : Déplacement relatif le long des murs verticaux nord (N1-N2) et sud (N4-N3) du noyau central, pour le modèle DY1.

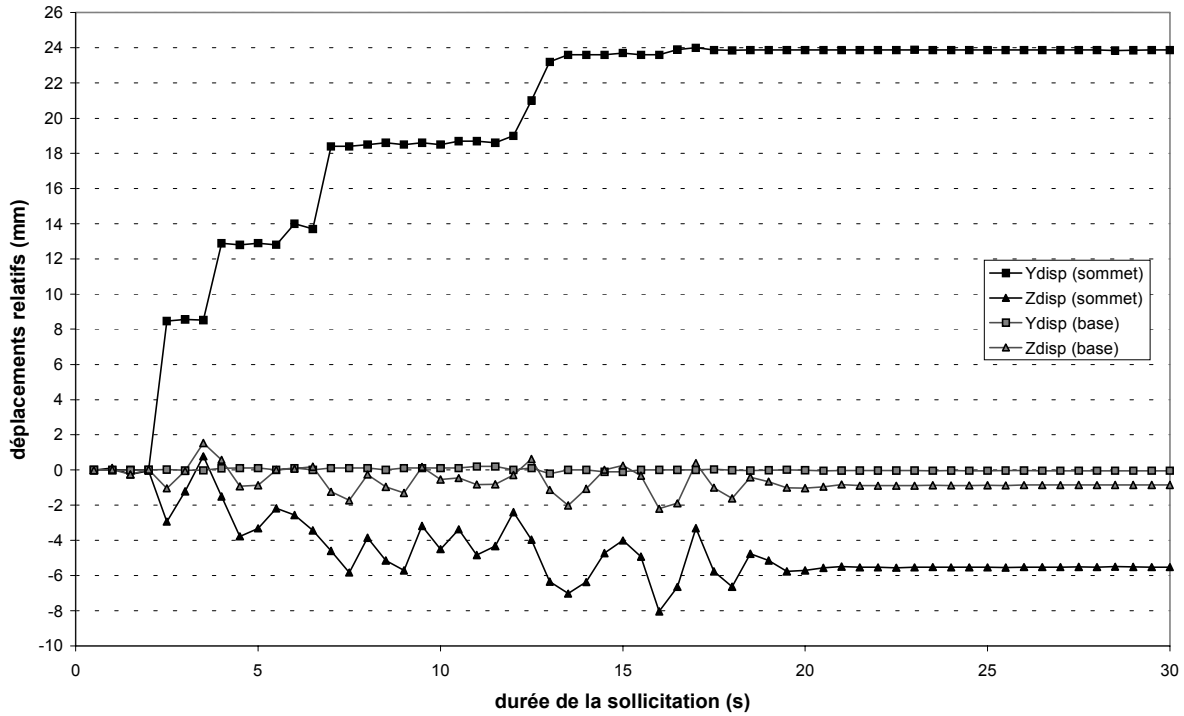


Figure III-68 : Déplacement relatif au sommet (N1-N4) et à la base (N2-N3) du noyau central, pour le modèle DY1.

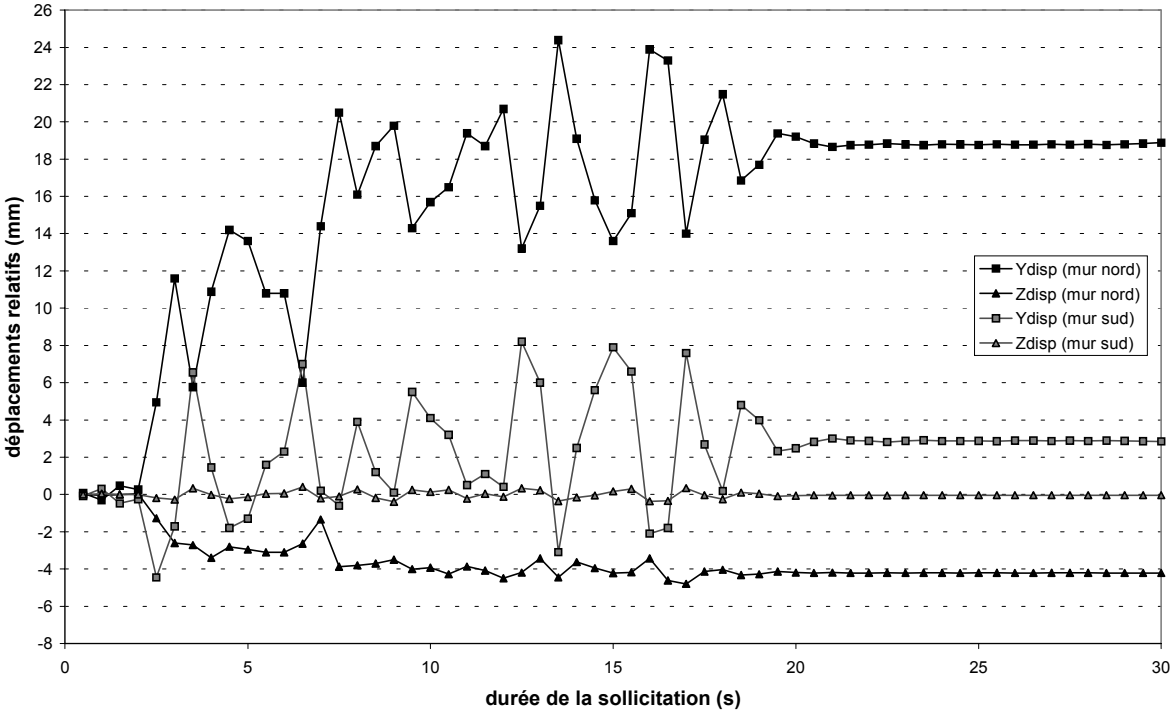


Figure III-69 : Déplacement relatif le long des murs verticaux nord (N1-N2) et sud (N4-N3) du noyau central, pour le modèle DY2.

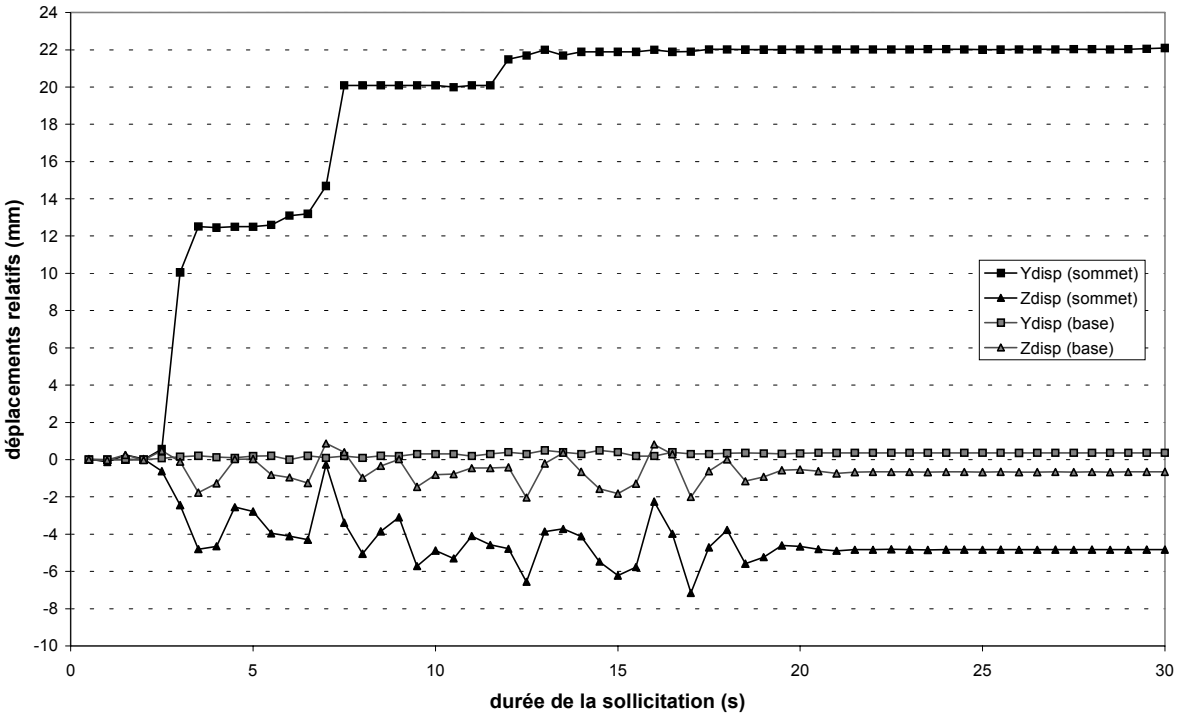


Figure III-70 : Déplacement relatif au sommet (N1-N4) et à la base (N2-N3) du noyau central, pour le modèle DY2.

Globalement, on remarque que la réaction du noyau central est presque insensible au sens de la sollicitation appliquée. Le modèle dynamique 1 induit cependant des déplacements légèrement plus importants, mais la différence entre les deux modèles, au terme des calculs, reste néanmoins inférieure à 15% des déplacements relatifs totaux.

Si l'on considère séparément les murs verticaux nord et sud du noyau central (déplacements relatifs (N1-N2) et (N4-N3)), on constate que le parement sud se déforme peu (entre 2,6 et 2,9 mm) par rapport au parement nord dont le sommet s'éloigne de la base, de 19,4 à 21,9 mm (en module) selon le modèle. Cette déformation asymétrique du noyau central, qui implique fortement le comportement de la faille F5, est due à un mouvement de basculement d'une partie du bloc rocheux, engendré par un décollement des joints au niveau de la discontinuité.

La Figure III-71 donne une représentation exagérée de cet effet de basculement d'une partie du noyau central et montre la séparation des deux lèvres de l'interface caractérisant la faille F5.

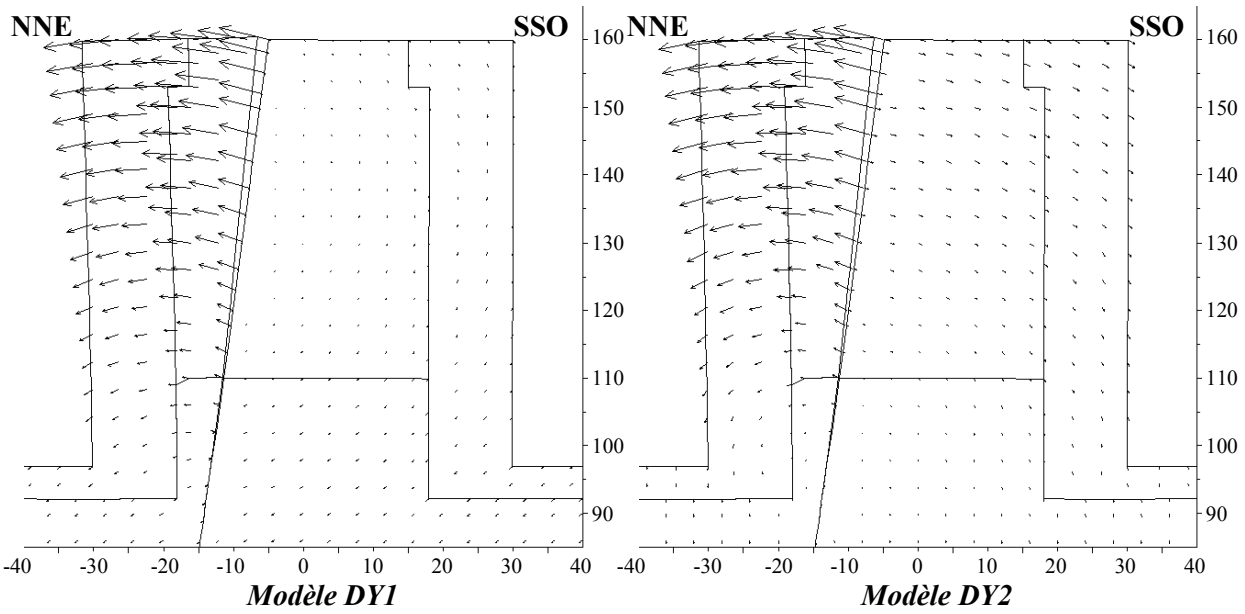


Figure III-71 : Représentation exagérée (×25) de la déformation du noyau central et déplacements cumulés au terme de la sollicitation, pour les modèles dynamiques.

Ainsi, il apparaît clairement que les grands déplacements résiduels enregistrés au niveau du noyau central sont dus à l'ouverture de la faille F5, qui contrôle le mouvement du bloc côté nord, tandis que les matériaux rocheux conservent un comportement élastique.

8.7.4 Analyse des effets de site topographiques

La localisation spécifique de ces deux zones suggère que les phénomènes observés peuvent avoir pour origine des effets dynamiques locaux (effets de site topographiques). Afin de vérifier cette hypothèse, nous avons comparé l'évolution des accélérations en différents points au niveau des pentes de l'écluse à bateaux.

Comme illustré sur la Figure III-72, les accélérations enregistrées au niveau de la borne TP70 sont bien plus importantes que celles enregistrées au niveau de la borne TP71, même si ces deux cibles sont localisées à la même cote et dans le même matériau géologique. Ces résultats illustrent le fait que des amplifications topographiques de l'accélération se produisent en raison de la géométrie spécifique du noyau central. Celle-ci favorise les réflexions multiples d'ondes, ce qui conduit à des concentrations d'ondes à l'intérieur du noyau central. Le facteur d'amplification est à peu près égal à 2.

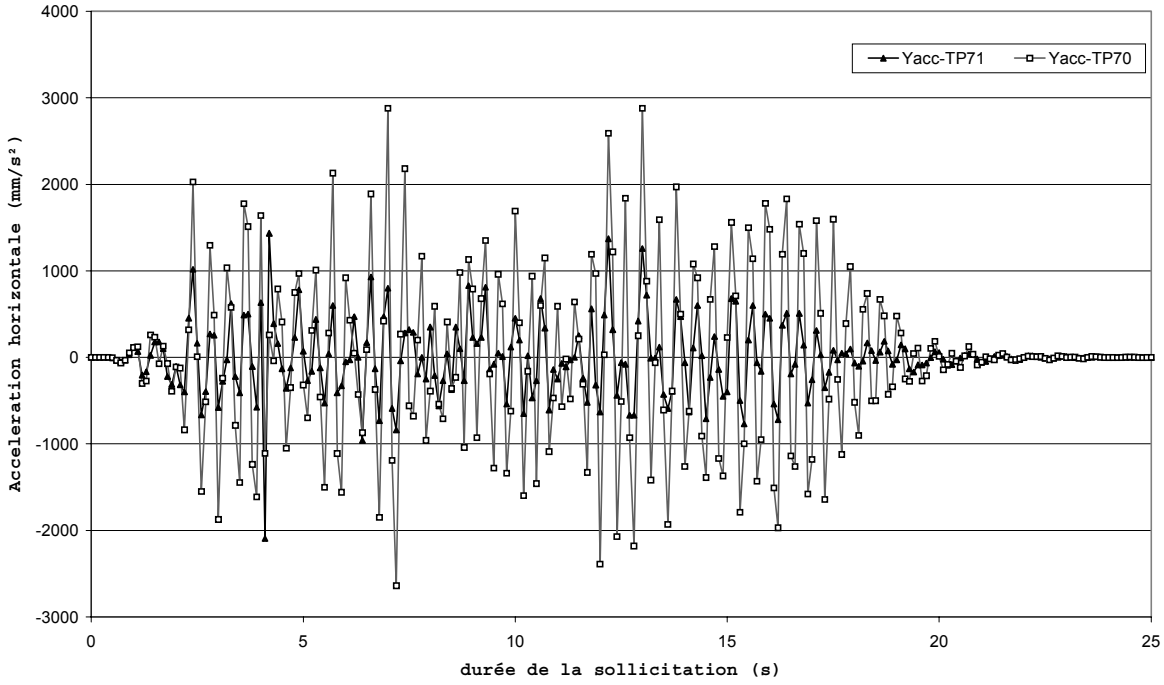


Figure III-72 : Accélérations horizontales calculées au niveau des bornes TP71 et TP70, pour le modèle DY1.

Une autre illustration est fournie par les résultats présentés sur la Figure III-73, qui compare les accélérations calculées au niveau des bornes topographiques TP98 et TP29. L'amplification de l'accélération au niveau de la borne TP29 est encore plus importante avec un facteur d'amplification avoisinant désormais la valeur 3. Deux raisons peuvent être mises en avant :

- ⇨ d'une part, cette borne est localisée au sommet de la pente, ce qui est favorable aux effets d'amplification topographique ;
- ⇨ d'autre part, elle est installée au sein de la zone fortement altérée, pour laquelle la vitesse de propagation des ondes est plus faible que dans les zones sous-jacentes moins altérées. Cette configuration géologique spécifique induit probablement un piégeage des ondes à l'intérieur de la couche altérée, ce qui conduit à une grande amplification des accélérations.

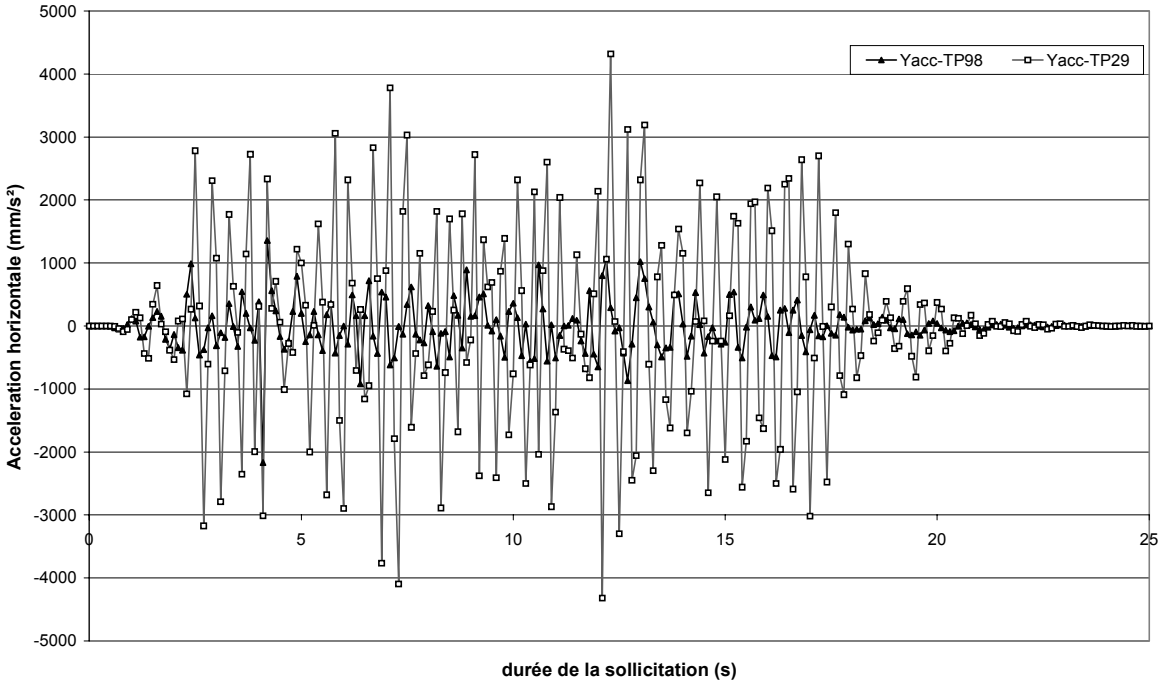


Figure III-73 : Accélérations horizontales calculées au niveau des bornes TP98 et TP29, pour le modèle DY1.

9 Conclusions sur l'analyse de la déformation des parois de l'écluse à bateaux

Le logiciel *FLAC* nous a permis, dans un premier temps, d'analyser le comportement mécanique de la masse rocheuse en réponse à l'excavation de l'écluse à bateaux – spécifiquement au niveau du profil 17-17' – puis, dans un second temps, d'évaluer les déplacements à long terme après la fin de l'excavation.

La mise au point de modèles numériques permettant une telle approche est un travail complexe car il requiert la connaissance d'un grand nombre de paramètres faisant référence à la géologie, à l'hydrogéologie et aux paramètres mécaniques de la masse rocheuse. En complément, il est également essentiel de disposer d'informations détaillées relatives à la conception de l'ouvrage : géométrie, processus d'excavation, renforcements mécaniques, etc.

La détermination des paramètres mécaniques de la masse rocheuse constitue certainement le sujet le plus délicat car ceux-ci doivent rendre compte du comportement rhéologique de la roche et des discontinuités. Au cours d'essais mécaniques, en laboratoire ou in situ, on peut seulement examiner un volume restreint d'échantillons, qui ne sont pas représentatifs du comportement mécanique réel du massif rocheux (dans son ensemble). Ce type d'essais peut donc difficilement servir de base à la détermination de paramètres mécaniques significatifs pour les modèles numériques, en particulier pour des comportements à long terme qui exigent des paramètres dépendants du temps.

Pour ces raisons, nous avons considéré que la solution la plus appropriée pour obtenir des calculs aussi réalistes que possible était de construire plusieurs modèles numériques successifs, et de comparer les résultats des simulations avec les mesures d'instrumentation afin d'ajuster certains paramètres, dans le cas où la réponse des modèles n'était pas conforme aux observations du massif rocheux.

En premier lieu, une **analyse paramétrique préliminaire** a été réalisée afin de déterminer l'influence de certains paramètres généraux sur les résultats des simulations : la taille du modèle, la finesse du maillage, la nature des conditions aux limites, etc.

Cette approche, usuelle dans le cadre de la simulation numérique, nous a permis de définir la taille optimale du modèle, et les conditions aux limites associées, pour laquelle les limites du modèle n'influençaient pas – ou très légèrement – les résultats de calcul au voisinage des pentes de l'écluse à bateaux.

Respectant au mieux la topographie réelle au niveau du profil 17-17', ainsi que l'empilement des couches géologiques de la roche saine jusqu'à la zone fortement altérée, la grille d'éléments de différence finie se caractérise par un maillage 2 m × 2 m dans la partie centrale de l'écluse à bateaux, ce qui est suffisamment fin pour insérer avec précision les galeries et tunnels de drainage, pour prendre en compte l'affaiblissement de la masse rocheuse à proximité des parois excavées, et pour obtenir des valeurs précises des déplacements.

Afin de respecter la méthodologie choisie, nous avons commencé les simulations numériques avec des modèles relativement simples, où le massif rocheux a été considéré comme un ***milieu continu*** qui agit suivant une loi élastoplastique utilisant le critère de rupture de ***Mohr-Coulomb*** (**modèle MC1**). Les paramètres mécaniques des différentes zones d'altération sont ceux de la matrice rocheuse, issus de documents fournis par *CTGPC*.

D'une manière générale, les premiers résultats ont confirmé et validé le choix des différents paramètres liés à l'état de contraintes initial, aux conditions aux limites, aux configurations hydrauliques et au processus d'excavation.

Ces résultats de calcul sont en conformité avec les chargements mécaniques induits par l'excavation :

- ⇨ en ce qui concerne les champs de contraintes, les parties inférieures des chambres d'écluse (à la base des murs verticaux) se caractérisent par des valeurs élevées des contraintes, en compression et en cisaillement, qui peuvent induire localement l'apparition d'indicateurs de plasticité. Des concentrations de contraintes peuvent également être observées à proximité des galeries de drainage, mais sans développement significatif de zones plastiques aptes à induire des instabilités majeures dans les pentes de l'écluse à bateaux ;
- ⇨ concernant les déplacements, le massif rocheux présente un mouvement général vers le sud, en raison de la dissymétrie apparente du relief. Important au début du processus d'excavation, ce mouvement décroît graduellement à mesure que le creusement gagne en profondeur. D'un point de vue général, les vecteurs déplacements, à la fin du processus d'excavation, ont une composante horizontale élevée en raison du haut niveau de contraintes horizontales initiales. Les vecteurs déplacements maximaux sont, quant à eux, localisés dans la partie supérieure de l'écluse à bateaux.

A ce stade de la modélisation, la comparaison entre les résultats de calcul et les mesures d'instrumentation peut seulement être qualitative. Elle montre toutefois que les déplacements calculés sont en relativement bon accord avec les déplacements de la plupart des bornes topographiques localisées sur les pentes. A mesure que l'excavation gagne en profondeur, le modèle montre une tendance similaire au massif rocheux réel, mais les déplacements calculés au niveau des bornes topographiques sont généralement moins grands que ceux mesurés.

En revanche, les calculs et les mesures donnent des résultats complètement différents au niveau du noyau central en raison des conditions géologiques très complexes du massif rocheux qui influencent certainement le comportement des bornes topographiques, et qui ne peuvent pas être prises en compte dans les simulations numériques. De plus, le caractère bidimensionnel des modèles *FLAC* ne permet pas de rendre compte avec exactitude du comportement 3D du massif rocheux réel, ou de l'aspect 3D du processus d'excavation réel. Pour ces raisons, les bornes TP97 et TP70 ne peuvent pas être considérées comme représentatives du comportement général du massif rocheux, et les comparaisons calculs / mesures les concernant doivent être analysées avec prudence.

Ce premier modèle a été amélioré en prenant en compte le caractère discontinu du massif rocheux à travers l'insertion des ***failles principales*** (**modèle MC2**) puis le remplacement du modèle rhéologique de Mohr-Coulomb par le modèle de ***Hoek-Brown*** (**modèle HB2**).

Par rapport au modèle MC1, nous n'avons pas observé de modifications majeures de l'état de contraintes, ni pendant, ni à la fin du processus d'excavation ; l'insertion des failles majeures n'induit en aucun cas de la plasticité supplémentaire dans le modèle numérique.

Au contraire, les déplacements ont été affectés par ces modifications : des modules de déplacement plus importants sont obtenus avec le modèle HB2, en raison de la déformabilité plus importante de ce modèle liée à des paramètres élastiques (module de Young) plus faibles. Par ailleurs, on observe une évolution significative de l'inclinaison des vecteurs déplacements, probablement liée à la présence de failles au voisinage de certaines bornes topographiques.

L'analyse des déplacements calculés au niveau des bornes topographiques conduit aux mêmes commentaires généraux que pour le modèle MC1 : les déplacements calculés le long des pentes nord et sud montrent une tendance similaire à celle du massif rocheux réel, et la composante horizontale des déplacements est prépondérante. Toutefois, la concordance des résultats entre le modèle HB2 et les mesures d'instrumentation est meilleure, d'un point de vue général, qu'avec le modèle MC1.

Par ailleurs, ce modèle – qui prend en compte le caractère discontinu de la masse rocheuse, à travers la petite fracturation et les failles majeures – génère des vecteurs déplacements dont les modules sont un peu plus élevés que les mesures in situ. En réalité, le massif rocheux réel a certainement un comportement dépendant du temps qui n'a pas été considéré jusqu'à présent dans les simulations numériques. Cela signifie que la réponse totale de la masse rocheuse au processus d'excavation n'a pas été enregistrée par l'instrumentation, et qu'il est normal que les déplacements mesurés soient un peu plus faibles que ceux calculés à l'aide de modèles élastoplastiques.

Par la suite, l'optimisation des modèles numériques a consisté à améliorer l'authenticité de la procédure d'excavation, afin de préparer l'utilisation de modèles rhéologiques permettant la prise en compte du ***caractère visqueux*** du massif rocheux (**modèle BU3**) et l'utilisation des ***renforcements mécaniques*** sur les parois de l'ouvrage (**modèle BU4**).

Le comportement dépendant du temps du massif rocheux a permis d'évaluer la déformation à long terme des pentes de l'écluse à bateaux après la fin de l'excavation. Le modèle rhéologique de Burger a été utilisé, car il est capable de simuler la réponse élastique instantanée et la réponse visqueuse, dépendante du temps, ainsi qu'un éventuel écoulement plastique.

Un tel modèle nécessite de nombreux paramètres mécaniques correspondants aux différents éléments de la loi constitutive. Ils ont été obtenus à partir des calculs précédents, ou estimés à partir de l'analyse des déplacements réalisée par Chen Deji (1999) au niveau de l'écluse à bateaux temporaire.

Ces observations à long terme indiquent clairement que la réponse instantanée du massif rocheux au processus d'excavation est prédominante, et aussi que la déformation visqueuse à long terme n'est pas permanente, mais limitée dans le temps.

Le modèle qui a été choisi donne une part prédominante à la réponse instantanée du système, puisque seulement 40% de la déformation déviatorique est dépendante du temps. Avec la valeur de la viscosité dynamique qui a été calculée, 90% de la déformation visqueuse est atteinte au bout de 3 ans.

Parallèlement, le processus d'excavation de l'écluse à bateaux a été divisé en 62 étapes, qui correspondent à l'évolution, mois après mois, des travaux d'excavation au niveau des pentes et du noyau central. En complément des renforcements mécaniques, nous avons aussi considéré la mise en place de la carapace de béton à l'intérieur des chambres d'écluse en février 2000.

D'un point de vue général, les résultats des simulations numériques montrent une bonne cohérence entre les modèles visqueux et les modèles élastoplastiques.

Dans les modèles visqueux, les champs de contraintes sont pratiquement stables depuis la fin de l'excavation (en mai 1999) et au-delà, mais les déplacements augmentent en raison du développement progressif du comportement visqueux. En novembre 2000, date des dernières données actualisées, les valeurs des déplacements cumulés calculées avec les modèles BU3 et BU4 convergent vers celles résultant du modèle élastoplastique HB3.

L'influence des renforcements mécaniques est particulièrement mise en valeur dans les chambres d'écluse, où leur présence peut jouer un rôle significatif, de deux manières :

- ⇨ premièrement, elle contribue à réduire les déplacements, spécialement à proximité des parements verticaux et dans le noyau central, parfois jusqu'à un facteur 2 ;
- ⇨ deuxièmement, elle permet de diminuer le mouvement le long des failles et certainement le long des petites discontinuités qui n'ont pas été prises en compte dans les simulations numériques, et donc de réduire les risques d'instabilités locales dues à des blocs individuels délimités par des failles ou des grandes discontinuités.

L'analyse des déplacements au niveau des bornes topographiques souligne que la concordance entre les résultats de calcul et les mesures peut être considérée comme : bonne pour les bornes TP11, TP12 (versant nord) et TP28 (versant sud) ; moyenne pour les bornes TP10, TP71 et T26 ; et faible pour les bornes TP29, TP27 et TP98 en raison de grandes différences au niveau des modules de déplacements et des inclinaisons. Comme nous l'avons déjà souligné, le comportement des bornes TP97 et TP70 est très particulier à cause de conditions géologiques complexes et de l'influence certaine d'effets 3D, qui ne peuvent être pris en compte dans les simulations numériques.

Le **modèle BU4** permet aussi de calculer l'évolution des déplacements à très long terme. Les valeurs de la viscosité dynamique considérées dans le modèle jouent un rôle important, car elles contrôlent la vitesse à laquelle les déplacements finals sont atteints. Une simulation numérique supplémentaire a été entreprise afin d'illustrer ***l'influence de la viscosité*** : le **modèle BU5**, pour lequel la viscosité dynamique a été calculée afin que 90% de la déformation déviatorique visqueuse soit atteinte au bout de 6 ans.

Les deux modèles donnent des déplacements qui convergent vers les mêmes valeurs finales, et qui sont atteintes avec une vitesse plus grande dans le modèle BU4. Pour les bornes situées sur les versants nord et sud, la déformation post-excavation représente entre 8 et 17% du déplacement total pour le modèle BU4, et entre 12 et 21% pour le modèle BU5. Ces valeurs concordent bien avec les mesures à long terme effectuées au niveau de l'écluse à bateaux temporaire (10 à 15% du déplacement total), particulièrement pour le modèle BU4.

Par la suite, lorsque de nouvelles données d'instrumentation seront disponibles, il sera possible d'ajuster les paramètres de viscosité du modèle numérique, afin d'obtenir une concordance aussi bonne que possible entre les résultats de calcul et les mesures.

Enfin, ces simulations ont été complétées par une ***analyse de chargement dynamique*** correspondant à un séisme naturel ou à un séisme induit par le remplissage ou la vidange du réservoir, et par l'évaluation des déplacements induits (**modèles DY1 et DY2**).

Dans cette optique, nous avons utilisé un accélérogramme fourni par *CTGPC* et correspondant au séisme d'intensité maximale possible au niveau du site du barrage, d'après les études géologiques et sismologiques entreprises par les spécialistes chinois. Sa durée totale est de 20 secondes, avec un pic d'accélération de 0,1g, tandis que le domaine des fréquences principales se situe entre 1 et 5 Hz, avec un pic autour de 2,5 Hz.

Cet accélérogramme a été appliqué à la base du modèle en tant qu'historique de contraintes de cisaillement, avec deux polarités opposées. Dans le premier cas (modèle DY1), il induit un mouvement initial vers le sud ; dans le second cas (modèle DY2), ce mouvement est dirigé vers le nord.

L'analyse des déplacements cumulés, 10 secondes après la fin du chargement dynamique, montre que ce dernier induit d'importants déplacements permanents en deux zones spécifiques du massif rocheux, situées au sommet de la pente sud et dans la partie supérieure du mur vertical nord du noyau central. De tels déplacements, orientés vers le nord, interviennent dans les deux modèles, c'est-à-dire quelque soit la direction de l'application du signal incident. Les modules des vecteurs déplacements sont toutefois plus grands dans le modèle DY1, car le premier mouvement induit par le signal est orienté vers le nord.

Ces grands déplacements sont l'expression de deux comportements différents en relation avec les conditions géologiques :

- ⇨ dans la partie supérieure de la pente sud, le grand développement de zones plastiques dans la zone fortement altérée s'ajoute à un mouvement de cisaillement le long de la faille F215, ce qui est favorable à l'occurrence de déplacements permanents, horizontaux et verticaux, dans cette région ;
- ⇨ dans le noyau central, les déplacements résultent de l'ouverture de la faille F5, ce qui induit un mouvement de basculement du mur vertical nord avec une composante horizontale prédominante.

La localisation spécifique de ces deux zones suggère que les phénomènes observés peuvent provenir d'effets dynamiques locaux (effets de sites topographiques). Ainsi, la comparaison des variations d'accélération à différents points dans la masse rocheuse montre que :

- ⇨ dans la partie supérieur du versant sud, les effets topographiques sont associés à des effets géologiques dus au piégeage d'ondes à l'intérieur de la zone fortement altérée, ce qui conduit à de grandes amplifications de l'accélération ;
- ⇨ dans le noyau central, des amplifications topographiques de l'accélération ont lieu en raison de sa géométrie spécifique, ce qui est favorable à induire de multiples réflexions d'ondes sur la topographie aboutissant à des concentrations d'ondes à l'intérieur du noyau central. Le facteur d'amplification vaut à peu près 2.

Conclusion générale

Ce document a pour objectif de présenter et d'expliquer la méthodologie que nous avons mise en œuvre pour modéliser le comportement mécanique d'un massif rocheux fissuré lorsque celui-ci est soumis à des modifications significatives de son état de contraintes initial, comme par exemple à la suite de travaux d'excavation.

Prenant comme sujet d'étude le profil 17-17' de l'écluse à bateaux permanente du Barrage des Trois Gorges, nous avons réalisé un double travail, comprenant :

- une étude de la stabilité des parois du profil 17-17' (flancs et/ou gradins) une fois l'excavation achevée, afin de déterminer des zones potentielles d'instabilité ;
- des modèles numériques retraçant le creusement progressif de la structure et l'évolution de la déformation du massif rocheux, principalement dans la région proche de l'excavation.

L'étude de stabilité entreprise à l'aide du logiciel *DEGRÉS* nous a permis d'obtenir des résultats à la fois qualitatifs et quantitatifs sur le rôle de paramètres locaux ou régionaux influençant la stabilité des pentes rocheuses. Ces paramètres sont d'ordre physique (liés à la géométrie des discontinuités et/ou à la résistance mécanique des joints), hydraulique et/ou sismique.

Basées sur les données géologiques et géotechniques des réseaux de discontinuités disponibles dans le rapport géologique émis par *CTGPC*, les conclusions qui apparaissent au terme de cette étude sont les suivantes :

- le versant sud de l'écluse à bateaux et le mur vertical nord du noyau central présentent les risques d'instabilité les plus élevés. Toutefois, **ces instabilités détectées ne concernent que la partie épidermique de l'excavation** : des modèles numériques continus devraient donc être tout à fait capables de reproduire le comportement global du massif rocheux ;
- les familles de discontinuités participent généralement à des mécanismes de rupture en dièdre, avec de petits volumes potentiellement instables ; les discontinuités de grande extension peuvent participer à plusieurs mécanismes de rupture, plane ou en dièdre ;
- quand les volumes identifiés sont importants (plusieurs centaines de m^3), ils résultent presque toujours de l'association d'une famille de discontinuités et d'une discontinuité de grande extension ;
- l'influence des facteurs hydraulique et sismique reste plus faible que celle des paramètres mécaniques des discontinuités impliquées, particulièrement leur cohésion ;
- en conditions statiques, des situations hydrauliques réalistes (drainage *fort* à *moyen* des discontinuités) conduisent généralement à des coefficients de sécurité supérieurs à 1, à l'exception de très petits volumes liés à des dièdres ou à des ruptures planes le long d'une faille ;

- en conditions dynamiques, la diminution du coefficient de sécurité (par rapport au cas statique) peut atteindre 15 à 30% quand les discontinuités sont sèches ou correctement drainées (drainage *fort* à *moyen*). Par ailleurs, le chargement dynamique est capable d'induire des pressions interstitielles plus fortes le long des discontinuités, ce qui a été interprété au niveau des talus comme une situation hydraulique équivalente à un drainage *faible* ou *nul* ;

La démarche que nous avons adoptée pour l'étude de déformabilité a consisté à élaborer plusieurs modèles numériques, intégrant un nombre croissant de comportements locaux. Prenant comme point de référence des mesures d'instrumentation effectuées sur le site d'étude, nous avons ainsi pu établir une gradation de ces modèles numériques, depuis le modèle élastoplastique de *Mohr-Coulomb sans failles* jusqu'au modèle viscoélastoplastique de *Burger avec renforcements mécaniques*. Des calculs en situations dynamiques – pouvant par exemple simuler les effets induits par le remplissage ou la vidange du réservoir du BTG – ont complété l'analyse.

Plusieurs observations peuvent être faites sur le contexte de cette étude :

- s'agissant de calculs 2D en milieu continu, certaines caractéristiques locales du profil 17-17' n'ont pas pu être modélisées et nous avons eu recours à des hypothèses simplificatrices pour construire nos modèles numériques. Ceux-ci ont donc un comportement qui peut, par endroits, différer de celui du massif rocheux réel, ce qui implique qu'il est a priori « normal » de ne pas retomber exactement sur les mesures d'instrumentation. Toutefois, on a pu constater que, dans l'ensemble, la déformation déterminée par nos simulations avoisinait suffisamment celle mesurée in situ pour que l'on puisse estimer nos résultats comme fiables ;
- pour le type d'exercice que nous avons entrepris, il est essentiel de disposer de données précises et exactes sur les caractéristiques géométriques et géomécaniques du site à modéliser. Concernant l'écluse à bateaux permanente du Barrage des Trois Gorges, certaines informations nous ont fait défaut (les paramètres mécaniques élastiques des discontinuités et visqueux du massif, le timing précis des tirs d'explosifs lors de l'excavation, etc.), ce qui a pu ralentir notre étude et nous a contraint à répondre par nous-mêmes à ces incertitudes.

Les résultats obtenus nous ont permis également de tirer un certain nombre de conclusions sur le comportement du massif rocheux et la représentativité des modèles numériques :

- Afin de modéliser la petite fracturation dans le massif rocheux, nous avons opté pour l'utilisation d'un modèle de Hoek-Brown au lieu d'un modèle de Mohr-Coulomb. Au vu des résultats obtenus, nous savons désormais que la seule modification ayant eu un effet notable sur la déformation des matériaux réside dans la diminution de la valeur du module d'élasticité, E, par rapport au modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Les conséquences de cette correction de E sont manifestes au niveau des déplacements enregistrés (à proximité des bornes topographiques), tandis que le comportement non-élastique (lié au critère de rupture de Hoek-Brown) s'est avéré contraire à nos attentes, les zones de plasticité étant moins étendues sur ce modèle censé être plus fragile.
- Sur les 11 bornes topographiques référencées au niveau du profil 17-17', les calculs ont montré de nettes différences de comportement avec les mesures, au sommet du noyau central (TP70 et TP97). Plusieurs raisons peuvent expliquer ce fait :

✓ On dispose de beaucoup moins de données d'instrumentation sur cette région du profil 17-17', puisque le relevé des déplacements y a commencé plus tard. Il a donc été plus difficile de caler les modèles numériques.

✓ Il y a d'importants effets 3D au niveau du noyau central à cause d'une « marche d'escalier » construite à quelques dizaines de mètres seulement en aval du profil 17-17', ce que nos modèles numériques 2D ne peuvent pas reproduire et/ou prendre en compte.

✓ Fortement fracturée, la zone centrale est soumise à de plus importantes perturbations que les pentes, et des comportements locaux y sont probablement plus nombreux.

✓ Les appareils de mesures et la masse rocheuse elle-même ont vraisemblablement été perturbés par les tirs d'explosifs, principalement au niveau du noyau central. Par ailleurs, n'ayant pas eu accès aux informations sur le *timing* des tirs pendant la construction, nous n'avons pas eu moyen d'évaluer l'importance de ces perturbations.

- En appliquant de manière généralisée plutôt que locale les paramètres mécaniques fournis par *CWRC*, il va sans dire que nous avons traité à l'identique les hautes pentes et le noyau central, négligeant de ce fait les particularités (géomécaniques et structurales) de ce dernier par rapport au reste du massif excavé. Or, nous constatons à présent que cette méthode à eu pour effet un « découplage » des bornes TP70 et TP97, ce qui implique que les informations dont nous disposions n'ont pas permis de caractériser le comportement réel de ces cibles. Partant du principe que les mesures d'instrumentation étaient correctes, nous aurions pu modéliser de manière particulière le noyau central, par une étude de sensibilité en champ proche. Toutefois, pour un massif continu cela aurait pu aboutir à des valeurs de paramètres mécaniques physiquement non admissibles.

- Le modèle de Burger avec renforcements mécaniques nous a permis de constater le rôle très faible des câbles et ancrages sur la déformation des hautes pentes. Bien entendu, dans la pratique ces renforcements mécaniques ont un effet bénéfique sur la stabilité locale des gradins en permettant de maintenir en place les blocs potentiellement instables délimités par des discontinuités. Toutefois, nos calculs attestent qu'ils n'agissent pas (ou très faiblement) sur la déformation de la masse rocheuse. Parallèlement, la présence de câbles au niveau des parements verticaux et du noyau central permet de diminuer de façon significative la déformation du massif rocheux à ces endroits, où ils interviennent également pour stabiliser les failles F1 et F5.

- Concernant l'analyse dynamique, les calculs ont démontré l'existence de deux zones sensibles, sujettes à des effets de site topographique : le sommet de la pente sud et la face nord du noyau central. Le comportement dynamique de la première région est gouverné par une déformation excessive des matériaux des zones altérées, tandis que dans la région du noyau central la sollicitation dynamique provoque l'ouverture de la faille F5.

- Parmi les éléments qui n'ont pas été pris en compte dans nos calculs, la modification systématique des pressions interstitielles lors du remplissage et/ou de la vidange des chambres d'écluse est certainement le plus important. Selon les périodes, on aura à faire face à trois types de situations au niveau d'une coupe transversale de l'écluse à bateaux : les deux chambres vidangées, une chambre vidangée et l'autre remplie ou les deux chambres remplies. Le remplissage des chambres d'écluse sera donc alternativement symétrique ou dissymétrique, et s'accompagnera à chaque fois d'une nouvelle répartition des chargements sur les parements verticaux. La succession répétée de ces états de contraintes pourrait être dommageable à long terme et provoquer une variation importante des sollicitations mécaniques (oscillation du noyau central).

Au terme de cette double étude de stabilité/déformabilité, il apparaît clairement que les deux types de méthodes numériques employées (équilibre limite / différences finies) sont complémentaires puisque *DEGRÉS* ne renseigne pas sur la déformation du massif, tandis que *FLAC* ne permet pas de détecter et/ou de simuler des amorces de rupture pour des masses rocheuses de faible volume.

Par ailleurs, malgré l'incertitude concernant certaines données et les contraintes imposées par les logiciels, il semble que la méthodologie employée soit concluante. Notamment, les allers-retours entre les résultats de calculs et les mesures d'instrumentation ont permis d'affiner les modèles numériques et de détecter les régions qui pouvaient présenter un comportement atypique, afin d'en déterminer les causes.

Désormais, il devient systématique que, pour de grands ouvrages, les sociétés de construction aient recours à des méthodes numériques, parallèlement aux techniques traditionnelles de suivi des travaux. Toutefois, le retour sur l'instrumentation ne doit pas s'arrêter le jour où la construction de l'ouvrage s'achève. Dans le cas de l'écluse à bateaux permanente du Barrage des Trois Gorges, la structure très complexe du massif rocheux fissuré et la modification continuelle des chargements rendent indispensable de poursuivre le suivi de l'instrumentation sur une longue période après la fin des travaux. A l'aide de modèles numériques calés et validés, une observation régulière du comportement réel du massif rocheux devra être assurée, afin qu'une différence de comportement entre les calculs et les mesures puisse révéler suffisamment tôt des mécanismes peut-être non encore détectés.

Références bibliographiques

ALONSO J., Modélisation géométrique et géomécanique de mines à ciel ouvert avec pistes – développement du logiciel DEGRES. *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*, 1992.

BARGUI H., Modélisation des comportements mécaniques et hydrauliques de massifs rocheux simulés par des assemblages de blocs rigides. Introduction d'un couplage hydro-mécanique. *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 1997.

BARTON N.R., LIEN R. ET LUNDE J., Engineering classification of the rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, Vol. 6 : pages 189-239, 1974.

BIENIAWSKI Z.T., Rock mass classification in rock engineering. *Exploration for Rock Engineering (Z.T. Bieniawski, Ed.)*, Vol. 1 : pages 97-106, 1976.

CAI YAOJUN, Analyse et modélisation de mouvements de versant déclenchés par le plan d'eau d'une retenue de barrage. Application au barrage des Trois-Gorges (Chine). *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*, 2000.

CAI YAOJUN, COJEAN R., CHEN DEJI, ZHENGQUAN CUI, FLEURISSON J.-A. ET ARNOULD M., Study on the stability of the slopes in the Three-Gorges water reservoir. *(sous presse).*

CARRANZA-TORRES C. ET FAIRHURST C., The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstract*, Vol. 36 : pages 777-809, 1999.

CHEN DEJI, Engineering geological problems in the Three Gorges Project on the Yangtze, China. *Engineering geology,* Vol. 51 : pages 183-193, 1999.

CHEN DEJI, The geologic study of the Three Gorges Project in China. *5th Int. IAEG Congress,* Buenos Aires, Argentina, Vol. 4 : pages 1067-1075, 1986.

CHEN S.-H., CHEN S.-F., SHAHROUR I. ET EGGER P., The feedback analysis of excavated rock slope. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 34 : pages 39-56, 2001.

CUNDALL P.-A., A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems. *Symposium on Rock fracture,* Nancy (France), II(8), 1971.

CUNDALL P.-A. ET BILLAUX D., Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue Française de Géotechnique,* Vol. 63 : pages 9-21, 1993.

DA'AN LIU, SIJING WANG ET LIYUN LI, Investigation of fracture behaviour during rock mass failure. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 37 : pages 489-497, 2000.

DENG J.H. ET LEE C.F., Displacement back analysis for a steep slope at the Three Gorges Project site. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 38 : pages 259-268, 2001.

DENG Q.L., ZHU Z.Y., CUI Z.Q. ET WANG X.P., Mass rock creep and landsliding on the Huangtupo slope in the reservoir area of the Three Gorges Project, Yangtze River, China. *Engineering geology,* Vol. 58 : pages 67-83, 2000.

FAKHIMI A. ET FAIRHURST C., A model for the time-dependent behavior of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstract*, Vol. 31, N° 2 : pages 117-126, 1994.

FANGQUAN LI ET BOCHONG ZHANG, Possibility of reservoir induced seismicity round Three Gorges Dam on Yangtze River. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 34, N° 3/4 : pages 581, 1997.

FLEURISSON J.-A., ALONSO-GARCIA J. ET COJEAN R., Mechanical reinforcement and geotechnical design of open-pit mine using DEGRES program. *International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment*, Vol. 10 : pages 103-112, 1996.

FLEURISSON J.-A., Influence des structures géologiques sur les problèmes techniques liés à l'exploitation des mines à ciel ouvert. *Les Techniques*, pages 17-24, Juin 1997.

GOODMAN R.E. ET BRAY J.W., Toppling of rock slopes. *ASCE Specialty Conf. On Rock Engineering for Foundations and Slopes,* Vol. 2 : pages 201-234, 1976.

GRIFFITH D.-V., ET LANE P.-A., Slope stability analysis by finite elements. *Géotechnique,* Vol. 49, N° 3 : pages 387-403, 1999.

GUPTA A.S. ET SESHAGIRI RAO K., Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state. *Engineering geology,* Vol. 56 : pages 257-274, 2000.

HAN K.C., Analyse de la stabilité des talus par les méthodes des éléments distincts. Application aux mécanismes de basculement. *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*, 1993.

HOEK E. ET BROWN E.T., Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical Engineering Div.*, Vol. 106 : pages 1013-1035, 1980.

HOEK E. ET BROWN E.T., Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstract*, Vol. 34, N° 8 : pages 1165-1186, 1997.

HOEK E. ET BROWN E.T., The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update. *Proc. 15th Can. Rock Mechanics Symposium.* University of Toronto : pages 31-38, 1988.

HOEK E., Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstract*, Vol. 27, N° 3 : pages 227-229, 1990.

HOEK E., Practical rock engineering. *Rocscience*, 1998.

HOEK E., Strength of jointed rock masses. *Géotechnique*, Vol. 33, No. 3 : pages 187-223, 1983.

HOEK E., Strength of rock and rock masses. *ISRM New Journal*, Vol. 2, N° 2 : pages 4-16, 1994.

HOEK E., WOOD D. ET SHAH S., A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *Proc. Rock Characterization, Symposium International Society of Rock Mechanics: Eurock '92*, pages 209-214, 1992.

HOLLAND K.-L. ET LORIG L.-J., Numerical Examination of Empirical Rock-mass Classification Systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 34, N° 3/4 : pages 687, 1997.

KILIÇ A., DUMOUZA J. ET ARNOULD M., Analyse de la stabilité des talus sous sollicitation dynamique: application a la mine de lignite d'Afsin-Elbistan (Turquie). *Bulletin of Eng. Geol. Env.*, Vol. 57 : pages 327-336, 1999.

KULATILAKE P.H.S.W., CHEN J., TENG J., SHUFANG X. ET PAN G., Discontinuity geometry characterization in a tunnel close to the proposed permanent shiplock area of the Three Gorges dam site in China. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstract*, Vol. 33, N° 3 : pages 255-277, 1996.

KUMAR P., Shear failure envelope of HB criterion for rock masses. *Tunnelling and underground space technology*, Vol. 13, N° 4 : pages 453-458, 1995.

KUMSAR H., AYDAN O. ET ULUSAY R., Dynamic and static stability assessment of rock slopes against wedge failures. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 33 (1) : pages 31-51, 2000.

LAIGLE F. ET KOLMAYER P., Modélisation numérique du comportement à long terme des ouvrages souterrains. *Revue française de géotechnique*, Vol. 85 : pages 65-78, 1998.

MARTIN C.-D., KAISER P.-K. ET MCCREATH D.-R., Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 36 : pages 136-151, 1999.

MAYEUR B., Mesure et modélisation des contraintes naturelles. Application au projet de tunnel ferroviaire Maurienne-Ambin. *Thèse de Doctorat de l'Université J. Fourier (Grenoble)*, 1999.

MESTAT P., Etat de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées,* Vol. 215 : pages 15-32, 1998.

MESTAT P., Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique. Conseils et recommandations. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées,* Vol. 212 : pages 39-64, 1997.

NILSEN B., New trends in rock slope stability analyses. *Bulletin of Eng. Geol. Env.,* Vol. 58 : pages 173-178, 2000.

PAN E. ET AMADEI B., Gravitational stresses in long asymmetric ridges and valleys in anisotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstract*, Vol. 30 : pages 1005-1008, 1993.

RASSAM D.W. ET WILLIAMS D.J., 3-Dimensional effects on slope stability of high waste rock dumps. *International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment*, Vol. 13 : pages 19-24, 1999.

SERAFIM J.L. ET PEREIRA J.P., Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. *Proc. Int. Symposium on Engineering Geology and Underground Construction,* Lisbon 1(II) : pages 33-44, 1983.

SIJING WANG, ZHANG J., HUANG Z. ET HAN B., Impact of rock excavation on the slope stability of permanent shiplock of Three Gorges Project on Yangtze River, China. *8th Int. IAEG Congress,* Balkema, Rotterdam, Vol. 3 : pages 3043-3048, 1998.

SUN J. ET HU Y.Y., Time dependent effects on the tensile strength of saturated granite at Three Gorges Project in China. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 34, N° 3/4 : pages 381, 1997.

SUN J. ET SIJING WANG, Rock mechanics and rock engineering in China : developments and current state-of-the-art. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 37 : pages 447-465, 2000.

TAHIRI A., Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts. *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 1992.

TAN CHENGXUAN, SUN YE, WANG REIJIANG ET HU DAOGONG, Assessment and zonation of regional crustal stability in and around the dam region of the Three Gorges Project on the Yangtze River. *Environmental Geology*, Vol. 32 (4) : pages 285-295, 1997.

TANAYS E., Approche algorithmique des conceptions géométriques et géotechniques de mines à ciel ouvert. Application à la mine de Carmaux (U.E. Tarn, H.B.C.M., CdF). *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*, 1989.

TANAYS E., COJEAN R. ET HANTZ D., DEGRES: A software to design open-pit geometry and to draw open-pit plans. *International Journal of Surface Mining and Reclamation*, Vol. 6 : pages 91-98, 1992.

ULUSAY R. ET SONMEZ H., Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstract*, Vol. 36 : pages 743-760, 1999.

VANBRABANT F., Prise en compte des effets de site topographiques dans l'étude de la stabilité des pentes soumises à des sollicitations dynamiques. *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*, 1998.

VENGEON J.-M., GIRAUD A., ANTOINE P. ET ROCHET L., Contribution à l'analyse de la déformation et de la rupture des grands versants rocheux en terrain cristallophyllien. *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 36 : page 1123-1136, 1999.

WANG FENG, MA WEN, XIE HUIMIN ET LI LAISHOU, A note on the stresses of the middle gate bay of Three Gorges Lock. *Journal of Materials Processing Technology*, Vol. 65 : pages 22-25, 1997.

XIA-TING FENG, ZHIQIANG ZHANG ET QIAN SHENG, Estimating mechanical rock mass parameters relating to the Three Gorges Project permanent shiplock using an intelligent displacement back analysis method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 37 : pages 1039-1054, 2000.

XING ZHANG, POWRIE W., HARKNESS R. ET SIJING WANG, Estimation of permeability for the rock mass around the shiplocks of the Three Gorges Project, China. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstract*, Vol. 36 : pages 381-397, 1999.

YONGSHENG LI ET CAICHU XIA, Time-dependent tests on intact rocks in uniaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomech. Abstract*, Vol. 37 : pages 467-475, 2000.

ZAO J., Applicability of Mohr-Coulomb and Hoek-Brown strength criteria to the dynamic strength of brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 37 : pages 1115-1121, 2000.

ZHANG CHUHAN, PEKAU O.A., JIN FENG ET WANG GUANGLUN, Application of distinct element method in dynamic analysis of high rock slopes and blocky structures. *Soils Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 16 : pages 385-394, 1997.

ZHU W. ET ZHANG Y., Effect of reinforcing the high jointed slopes of Three Gorges flight lock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 31 (1) : pages 63-77, 1998.

Rapports d'étude et références concernant les Trois Gorges

CHEN DEJI, Analyse de la stabilité de haute pente de l'écluse à bateaux permanente du Barrage des Trois- Gorges. Novembre 1999.

COJEAN R., FLEURISSON J.-A., BILLIOTTE J., THENEVIN I., TOUITOU D., CAI Y. ET ARNOULD M., Contribution to the high rock slope design and monitoring of the permanent shiplock at the Three Gorges Dam project, *CTGPC* / *ARMINES-CGI* Cooperation, Final Report, April 2001. Vol. 1/4 : General report and conclusions, 141 p. Vol. 2/4 : Stability analysis of the high rock slopes of the Profile 17-17', 39 p. + Annexes. Vol. 3/4 : Deformability analysis of the high rock slopes of the Profile 17-17', 91 p. + Annexes. Vol. 4/4 : Monitoring data analysis of the high rock slopes of the Profile 17-17' – Correlations between measurements and calculation results, 65 p. + Annexes.

Several major Engineering Geological Problems of the Three Gorges Project. *Bureau of Investigation & Survey, CWRC*, October 1998.

Slope stability analysis. Three Gorges Permanent Shiplock. *CWRC*, December 1996.

Three Gorges Project. *CWRC*, 1997.

ZHANG X., JIANG Y., ESAKI T. ET SUN J., 3-Dimensional Behavior of the High Slopes of Ship Locks in Three Gorges Project. *Institute of Environmental Systems, Kyushu University*, 1990.

APPORT DE LA MODELISATION ET DE L'INSTRUMENTATION DANS L'ANALYSE DE LA STABILITE ET DE LA DEFORMATION A LONG TERME D'UN MASSIF GRANITIQUE : APPLICATION AUX TALUS DE GRANDE HAUTEUR DE L'ECLUSE A BATEAUX PERMANENTE DU BARRAGE DES TROIS GORGES (CHINE)

Sa construction achevée (prévue pour fin 2003), l'écluse à bateaux permanente du Barrage des Trois Gorges mesurera environ 1 600 mètres de long, avec des pentes pouvant dépasser par endroits les 150 mètres de hauteur.
Afin de modéliser le comportement mécanique d'une section de cette imposante structure (le profil 17-17'), une double étude a été réalisée et a permis, dans un premier temps, de déterminer les mécanismes de rupture susceptibles d'affecter la stabilité des hautes pentes (*DEGRÉS* – calcul à l'équilibre limite) puis, dans un second temps, d'évaluer la déformation des parois inclinées (*FLAC* – code aux différences finies).
La complémentarité de ces deux méthodes numériques a contribué à une vision plus globale et bien plus complète du comportement mécanique complexe du massif granitique au niveau du profil 17-17'. Notamment, l'étude de stabilité préliminaire a permis une meilleure compréhension du rôle respectif des grandes discontinuités et de la petite fracturation, des conditions de drainage hydraulique et du facteur sismique dans les mécanismes de rupture potentiels détectés. Ces résultats ont été pris en considération lors de la préparation des modèles numériques utilisés avec *FLAC*.
L'étude de déformabilité s'appuie sur une méthodologie structurée, caractérisée par une évolution progressive des simulations numériques, depuis le modèle élastoplastique continu jusqu'au modèle viscoélastoplastique discontinu avec renforcements mécaniques. La comparaison des résultats de calcul avec une partie des données d'instrumentation – principalement les déplacements mesurés au niveau de 11 bornes topographiques installées sur les parois du profil 17-17' – a été l'élément essentiel permettant de valider le passage d'un modèle numérique à l'autre.

Mots-clés : stabilité des pentes, talus, déformation, massif granitique, modélisation, instrumentation, Barrage des Trois Gorges

CONTRIBUTION OF MODELLING AND MONITORING TO THE ANALYSIS OF THE STABILITY AND LONG TERM DEFORMATION IN A GRANITIC ROCK MASS : APPLICATION TO THE HIGH ROCK SLOPE OF THE PERMANENT SHIP LOCK AT THE THREE GORGES DAM PROJECT (CHINA).

At the end of the year 2003, the permanent shiplock of the Three Gorges Project will be achieved and it will measure approximately 1 600 meters long, with slopes exceeding, occasionally, 150 meters high.
In order to model the mechanical behavior of a section of this huge structure (the profile 17-17'), a two-step analysis has been realized. First, the failure mechanisms that could affect the stability of the high slopes have been studied (*DEGRÉS* – limit equilibrium calculus). Then, the deformation of the inclined walls has been determined (*FLAC* – finite differences code).
These two numerical methods have contributed, together, to obtain a more global and complete approach of the complex mechanical behavior of the granitic rock mass in the profile 17-17'. Particularly, the preliminary stability study lead to a best comprehension of the respective role of the large faults and small discontinuities, of the hydraulic drainage conditions and of the seismic factor in the detected potential failure mechanisms. These results were taken into account during the definition of numerical models used with *FLAC*.
The deformation analysis is based on a structured methodology, characterized by a progressive evolution of the numerical simulations, starting with an elastoplastic continuous model and leading to a viscoelastoplastic discontinuous model with mechanical reinforcements. The comparison of the computation results with a part of the monitoring data – mainly the displacements measured on walls and slopes of the profile 17-17' – has been the principal factor used to validate the evolution from one numerical model to another.

Keywords : slope stability, deformation, granitic rock mass, modelling, monitoring, Three Gorges Dam

Annexe A

Caractérisation des discontinuités issue du rapport géologique CTGPC (1997)

				Caractéristiques des familles de fractures – PENTE SUD					
Famille et azimut (°)	*Ordre*	*Nombre de fissures*	*Pourcentage*	*Direction de pendage (°)*	*Nombre*	*Pourcentage sur la famille*	*Pourcentage sur toutes les fissures*	*Relation géométrique par rapport à la pente*	*Densité*
NNW 330 – 360 < 60 – 75	1	421	33,7	240 – 270	274	65,0	21,9	Oblique et inverse à la pente	Très développée
	2			60 – 90	147	35,0	11,8	Oblique et conforme à la pente	Moyennement développée
NE – NEE 50 – 80 < 60 – 88	3	327	26,2	320 – 350	229	70,0	18,4	Oblique et conforme à la pente	Très développée
	4			141 – 170	98	30,0	7,8	Oblique et inverse à la pente	Faiblement développée
NNE 5 – 35 < 55 – 80	5	241	19,3	275 – 305	150	62,2	12,0	Presque perpendiculaire à la pente	Moyennement développée
	6			95 – 125	91	37,8	7,3	Presque perpendiculaire à la pente	Faiblement développée
EW – NW 261 – 321 < 50 – 75	7	260	20,8	171 – 231	80	30,8	6,4	Parallèle et inverse à la pente	Faiblement développée
	8			351 – 51	180	69,2	14,4	Parallèle et conforme à la pente	Moyennement développée
Total		***1249***	***100***		***1249***		***100***		

Tableau A-1 : Caractéristiques des familles de fractures sur la pente nord de l'écluse, entre les abscisses 15km+500 et 15km+900, d'après CTGPC.

				Caractéristiques des familles de fractures – PENTE NORD					
Famille et azimut (°)	*Ordre*	*Nombre de fissures*	*Pourcentage*	*Direction de pendage (°)*	*Nombre*	*Pourcentage sur la famille*	*Pourcentage sur toutes les fissures*	*Relation géométrique par rapport à la pente*	*Densité*
NNW 330 – 360 < 60 – 75	1	266	25,3	240 – 270	155	58,3	14,8	Oblique et conforme à la pente	Moyennement développée
	2			60 – 90	111	41,7	10,5	Oblique et inverse à la pente	Moyennement développée
NE – NEE 50 – 80 < 60 – 88	3	399	38,0	320 – 350	280	70,2	26,7	Oblique et inverse à la pente	Très développée
	4			141 – 170	119	29,8	11,3	Oblique et conforme à la pente	Moyennement développée
NNE 5 – 35 < 55 – 80	5	196	18,7	275 – 305	134	68,4	12,8	Presque perpendiculaire à la pente	Moyennement développée
	6			95 – 125	62	31,6	5,9	Presque perpendiculaire à la pente	Faiblement développée
EW – NW 261 – 321 < 50 – 75	7	189	18,0	171 – 231	64	33,9	6,1	Parallèle et conforme à la pente	Faiblement développée
	8			351 – 51	125	66,1	11,9	Parallèle et inverse à la pente	Moyennement développée
Total		***1050***	***100***		***1050***		***100***		

Tableau A-2 : Caractéristiques des familles de fractures sur la pente sud de l'écluse, entre les abscisses 15km+500 et 15km+900, d'après CTGPC.

Familles de fissures	Angle de pendage / pourcentage			Longueur des fissures / pourcentage							Morphologie des fissures / pourcentage		
	61° – 90°	31° – 60°	< 30°	< 5m	5m – 10m	10m – 15m	15m – 20m	20m – 25m	25m – 30m	> 30m	Plan et lisse	Plan et faiblement rugueux	Ondulé et rugueux
NNW	56,2	31,6	12,2	9,9	46,2	23,4	15,3	3,6	0,7	0,9	1,6	71,0	27,4
NE – NEE	84,9	10,8	4,3	15,2	41,3	21,6	17,5	3,8	0,3	0,3	1,0	72,0	27,0
NNE	61,9	31,0	7,1	12,5	40,1	19,6	16,2	8,5	2,2	0,9	4,1	79,5	16,4
EW – NW	56,4	18,9	24,7	14,5	55,2	16,5	9,4	3,3	0,7	0,4	1,1	63,8	35,1

Tableau A-3 : Statistiques concernant les familles de fissures, entre les abscisses 15km+500 et 15km+900, d'après CTGPC.

		Cote (m)	Orientation (°)	Direction de pendage (°)			Angle de pendage (°)		
				Valeur moyenne	Variance	Distribution	Valeur moyenne	Variance	Distribution
Pente nord		170 – 185	73,1	343,1	5,3	Loi normale	75,3	14,3	e^x x>0 *
		185 – 200	33,4	303,4	14,6	Loi log-normale	74,6	8,8	e^x x>0 *
		200 – 215	30,5	300,5	10,8	Loi normale	72,7	6,6	Loi normale
Pente sud		170 – 185	44,7	314,7	20,0	Loi normale	69,4	7,0	Loi log-normale
		185 – 200	61,0	331,0	9,6	Loi log-normale	68,5	14,1	Loi normale
		200 – 215	342,2	252,2	3,8	Loi normale	55,2	17,1	Loi normale
Galeries de drainage nord	NA7	201	57,3	327,3	13,8	Loi normale	77,2	8,8	Loi normale
	NA6	173	54,6	324,6	18,5	Loi normale	75,5	9,3	Loi normale
	NA5	154	66,9	336,9	13,9	Loi normale	74,0	3,9	Loi normale
Galeries de drainage sud	SA7	201	33,8	303,8	9,7	Loi normale	73,2	8,7	Loi normale
	SA6	173	56,2	326,2	22,0	Loi normale	76,4	7,0	Loi normale
	SA5	154	36,8	306,8	20,1	Loi normale	68,3	14,5	Loi normale

* loi exponentielle positive qui résulte d'un ajustement local croissant. Il existe une fonction affine y=f(x) telle que la distribution présente un ajustement avec une loi exponentielle négative.

Tableau A-4 : Statistiques (directions et angles de pendage) concernant les familles de fissures au niveau du profil 17-17' de l'écluse à bateaux, d'après CTGPC.

		Cote (m)	*Orientation (°)*	*Espacement (m)*			*Extension (m)*		
				Valeur moyenne	*Variance*	*Distribution*	*Valeur moyenne*	*Variance*	*Distribution*
Pente nord		170 – 185	73,1	3,0	2,7	e^x x<0	14,5	4,9	Loi normale
		185 – 200	33,4	2,6	2,1	e^x x<0	10,7	2,4	Loi normale
		200 – 215	30,5	2,9	2,5	e^x x<0	13,8	5,1	Loi normale
Pente sud		170 – 185	44,7	2,5	1,1	Loi normale	9,5	3,3	Loi normale
		185 – 200	61,0	3,6	1,9	Loi normale	12,2	3,9	e^x x<0
		200 – 215	342,2	2,2	1,5	e^x x<0	15,4	4,8	Loi normale
Galeries de drainage nord	*NA7*	201	57,3	1,2	1,0	e^x x<0			
	NA6	173	54,6	1,1	0,7	e^x x<0			
	NA5	154	66,9	1,2	0,6	Loi normale			
Galeries de drainage sud	*SA7*	201	33,8	1,3	0,8	e^x x<0			
	SA6	173	56,2	1,3	1,0	e^x x<0			
	SA5	154	36,8	1,6	1,4	e^x x<0			

Tableau A-5 : Statistiques (espacements et extensions) concernant les familles de fissures au niveau du profil 17-17' de l'écluse à bateaux, d'après CTGPC.

Numéro de la galerie	*Longueur d'étude (m)*	*Nombre de fissures*			*Angle de pendage (°)*			*Densité (N/m)*
		Nombre total de fissures	*Fissures sécantes avec la pente*	*Fissures dans le sens de la pente*	*< 30°*	*31 – 60°*	*> 60°*	
S7-1	33,0	1	1		1			0,03
S7-2	23,1	3		3		2	1	0,13
S7-3	23,1	0						0,00
S7-4	26,5	5		5		1	4	0,19
S7-1	36,9	4		4	4			0,11
S7-2	51,2	3	1	2		1	2	0,06
S7-3	36,4	4	2	2		1	3	0,11
S7-4	46,3	1	1				1	0,02
S7-5	47,6	4		4			4	0,08
Total au sud	*329,5*	*25*	*5*	*20*	*5*	*5*	*15*	*0,08*
N7-2	36,1	1	1			1		0,03
N7-3	52,0	5	4	1			5	0,10
N7-4	38,1	9	9				9	0,24
N7-5	36,7	6	4	2			6	0,16
N6-1	25,0	4	2	2			4	0,16
N6-2	35,0	3	2	1			3	0,09
N6-3	51,2	27	25	2			27	0,53
N6-4	36,4	9	8	1			9	0,25
N6-5	51,4	9	9				9	0,18
Total au nord	*361,9*	*73*	*64*	*9*		*1*	*72*	*0,20*
TOTAL	***691,4***	***98***			***5***	***6***	***87***	

Tableau A-6 : Statistiques concernant les fissures dont l'orientation est comprise entre 261° et 321°, dans les galeries de surveillance, d'après CTGPC.

Numéro	*Structure*	*Caractéristiques*
I	Intégrale	Plus de 50% des blocs sont plus grands que 1 mètre, avec un maximum de 5 à 8 mètres.
II_1	Massive	La plupart des blocs mesurent entre 0,5 et 1 mètre. 2 à 3 familles de discontinuités, souvent plan et légèrement rugueux, sans remplissage.
II_2	Pseudo-stratifiée	Semblable à II_1. Une famille de discontinuité est dominante, dont la longueur est comprise entre 1 et 3,5 mètres.
III	Sub-massive	Les blocs mesurent entre 0,3 et 0,5 mètres. 3 familles de discontinuités sont développées, planes et légèrement rugueuses, parfois planes et lisses. Proche de grandes failles
IV	Mosaïque	Comprend la zone très fissurée, la zone géotectoniquement influencée et la roche cimentée géotectonique. Les blocs mesurent souvent moins de 0,3 mètres. 3 à 4 familles de discontinuités, de mauvaise qualité.
V	Cataclastique	Comprend la roche géotectonique mal cimentée et la zone supérieure faiblement altérée. De mauvaise qualité.
VI	Meuble	Dans la zone complètement à fortement altérée. Meuble à demi-meuble, accompagné de blocs durs ou demi-durs. De très mauvaise qualité.

Tableau A-7 : Classification de la structure de la matrice rocheuse, d'après CTGPC.

		Tête de la chambre 1	*Chambre 1*	*Tête de la chambre 2*	*Chambre 2*	*Tête de la chambre 3*	*Chambre 3*
Altitude du sol (m)		170 – 220	175 – 220	195 – 215	200 – 255	235 – 265	165 – 265
Altitude du sommet des chambres (m)		160	150 – 175	175	161	161	140,25
Altitude de la base des chambres (m)		122,6	122,6	112,35	112,35	92,20	92,20
Nombre de forages		6	29	5	35	8	40
Zone IV	Valeurs	7,77 – 22,11	0 – 24,96	0 – 18,19	0 – 32,36	0 – 16,93	0 – 33,83
	Moyenne	14,33	4,89	6,61	6,50	8,72	6,37
Zone III	Valeurs	4,54 – 23,64	0 – 23,49	6,28 – 17,81	0 – 22,33	2,08 – 17,76	0 – 33,34
	Moyenne	11,28	10,80	9,93	10,24	10,29	11,23
Zone IV+III	Valeurs	17,3 – 34,64	0 – 35,86	8,05 – 24,47	3,22 – 32,70	6,08 – 31,01	0 – 33,83
	Moyenne	25,56	15,69	16,54	16,74	19,01	17,60
Zone II2	Valeurs	0,75 – 8,83	0 – 12,63	0 – 3,82	0 – 19,33	0,5 – 14,34	0 – 22,80
	Moyenne	3,53	5,00	0,98	4,45	5,94	5,59
Zone II1	Valeurs	0 – 15,61	0 – 31,44	0 – 19,46	0 – 28,12	9,95 – 29,09	0 – 37,20
	Moyenne	8,13	9,80	6,76	8,67	16,16	13,90
Zone II1+II2	Valeurs	7,74 – 18,59	0,9 – 31,44	2,44 – 23,28	0 – 34,24	13,5 – 31,42	0 – 44,19
	Moyenne	11,67	14,30	7,74	13,12	22,10	19,49
Zone IV+III+II2	Valeurs	19,3 – 43,47	7,04 – 36,64	0 – 24,47	3,22 – 45,31	11,1 – 36,84	0 – 42,70
	Moyenne	29,09	20,7	17,52	21,19	24,95	23,19

Tableau A-8 : Epaisseur de la zone altérée dans différentes régions de l'écluse permanente (chambres 1 à 3), d'après CTGPC.

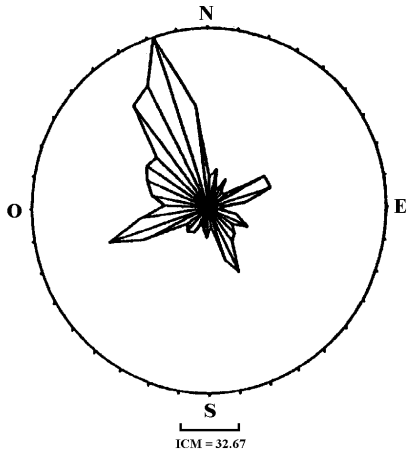
		Tête de la chambre 4	*Chambre 4*	*Tête de la chambre 5*	*Chambre 5*
Altitude du sol (m)		155 – 195	120 – 170	115 – 140	93 – 155
Altitude du sommet des chambres (m)		125	95 – 119,5	80 – 95	65 – 95
Altitude de la base des chambres (m)		71,45	71,45	50,70	50,70
Nombre de forages		5	33	6	36
Zone IV	Valeur	3 – 10,71	0 – 25,12	0 – 20,42	0 – 27,30
	Moyenne	6,56	5,26	8,74	5,65
Zone III	Valeur	2,44 – 22,92	0 – 27,14	6,88 – 27,22	0 – 34,15
	Moyenne	11,15	10,17	16,43	9,72
Zone IV+III	Valeur	5,44 – 31,82	3,3 – 32,25	7,60 – 36,90	0 – 45,85
	Moyenne	17,71	14,92	25,17	15,37
Zone II2	Valeur	0 – 10,12	0 – 59,0	0,43 – 14,29	0 – 27,82
	Moyenne	3,47	9,26	4,52	6,91
Zone II1	Valeur	0,96 – 20,95	0 – 27,45	0 – 16,28	0 – 29,34
	Moyenne	8,88	11,16	6,28	11,41
Zone II1+II2	Valeur	0,96 – 25,31	5,5 – 59,0	4,75 – 16,71	1,04 – 36,85
	Moyenne	12,35	20,42	10,80	18,32
Zone IV+III+II2	Valeur	9,8 – 38,62	3,35 – 62,3	9,80 – 41,59	1,4 – 45,85
	Moyenne	21,18	24,18	29,69	22,28

Tableau A-9 : Epaisseur de la zone altérée dans différentes régions de l'écluse permanente (chambres 4 et 5), d'après CTGPC.

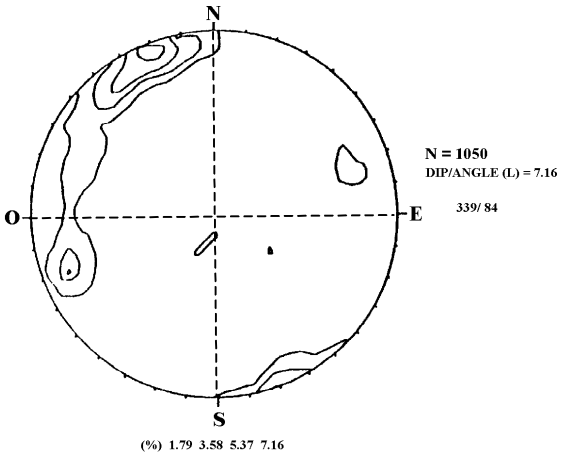
	Tête de la chambre 2	*Chambre 2*	*Tête de la chambre 3*	*Chambre 3*
σ_{xx}	4,158 + 0,0119H (R = 0,9878)	5,703 + 0,0118H (R = 0,9936)	4,715 + 0,0121H (R = 0,9766)	4,387 + 0,0118H (R = 0,9674)
σ_{yy}	4,200 + 0,0113H (R = 0,9805)	5,189 + 0,0109H (R = 0,9957)	4,398 + 0,0117H (R = 0,9793)	4,534 + 0,0113H (R = 0,9842)
σ_{zz}	0,519 + 0,0303H (R = 0,9950)	0,348 + 0,0299H (R = 0,9953)	1,663 + 0,0304H (R = 0,9927)	1,463 + 0,0303H (R = 0,9904)
τ_{xy}	– 0,634 + 0,0002H (R = 0,7966)	– 0,449 + 0,00027H (R = 0,2886)	– 0,405 – 0,00005H (R = – 0,3486)	– 0,414 + 0,00028H (R = 0,8079)
τ_{yz}	0,187 + 0,0008H (R = 0,2530)	– 0,075 – 0,0003H (R = 0,2048)	– 0,0472 + 0,0001H (R = 0,0827)	0,046 + 0,0002H (R = 0,02796)
τ_{xz}	0,291 – 0,0006H (R = 0,5782)	0,036 – 0,0001H (R = – 0,1106)	– 0,747 + 0,00046H (R = 0,9083)	– 0,849 + 0,00073H (R = 0,9209)

Tableau A-10 : Equations linéaires des contraintes en fonction de la profondeur, d'après CTGPC.

N = 1050		
Direction de pendage	Nombre	Pourcentage
2°	16	1,4
13°	21	1,9
23°	10	0,9
33°	10	1,7
43°	10	1,0
54°	14	1,3
62°	35	3,3
73°	36	3,4
82°	21	2,0
94°	6	0,6
102°	16	1,5
114°	24	2,3
123°	16	1,5
132°	20	1,9
143°	22	2,1
153°	38	3,6
161°	29	2,0
172°	10	1,0
183°	16	1,5
192°	12	1,1
203°	9	0,9
211°	15	1,4
224°	17	1,6
234°	14	1,3
245°	40	3,2
252°	50	5,5
262°	38	3,6
273°	24	2,3
202°	32	3,0
293°	37	3,5
303°	41	3,9
313°	39	3,7
323°	69	6,6
333°	74	7,0
342°	98	9,3
353°	55	5,2

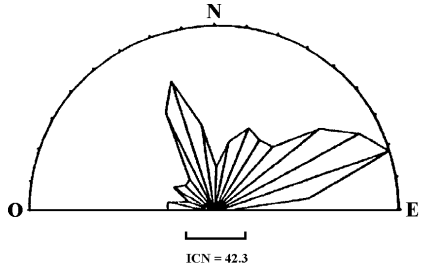


rose de l'azimut du vecteur pendage (yn170-2)



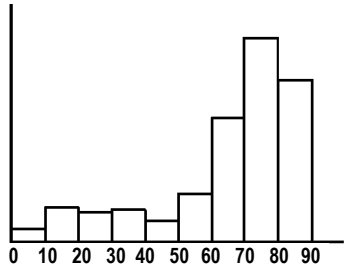
isoligne de la densité (yn170-2)

N = 1050		
Orientation	Nombre	Pourcentage
272°	32	3,0
283°	33	3,1
293°	19	1,0
302°	33	3,1
313°	27	2,6
324°	20	2,7
334°	75	7,1
342°	94	9,0
352°	59	5,6
3°	30	2,9
12°	48	4,6
23°	61	5,8
33°	57	5,4
43°	59	5,6
53°	91	8,7
63°	112	10,7
72°	127	12,1
83°	65	6,2



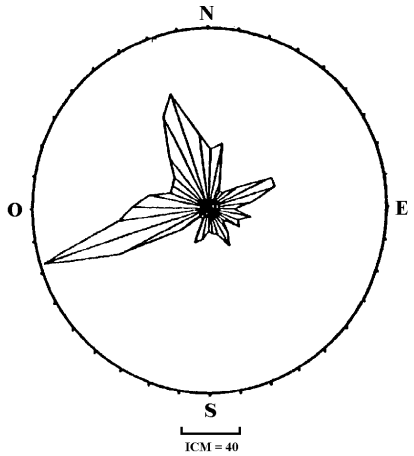
rose de l'orientation (yn170-2)

Direction de pendage	Nombre	Pourcentage
0°	21	2,0
10°	56	5,3
20°	48	4,6
30°	51	4,9
40°	33	3,1
50°	77	7,3
60°	194	10,5
70°	317	30,2
80°	253	24,1
90°		

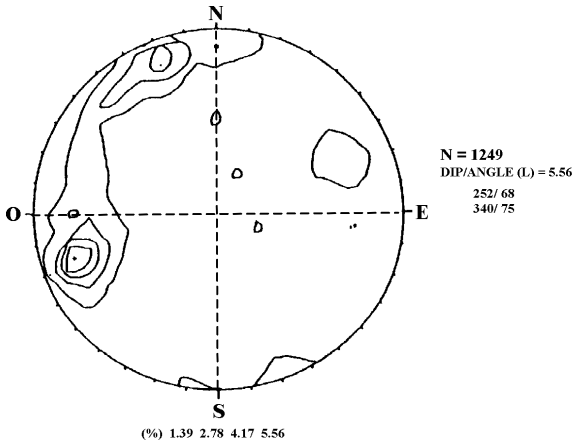


angle de pendage

N = 1249		
Direction de pendage	Nombre	Pourcentage
2°	40	3,1
12°	45	3,5
24°	18	1,4
33°	13	1,0
43°	15	1,2
54°	24	1,9
64°	47	3,0
72°	47	3,8
82°	29	2,3
92°	17	1,4
102°	29	2,3
113°	21	1,7
122°	24	1,9
132°	12	1,0
142°	20	1,6
152°	29	2,3
162°	19	1,5
172°	18	1,4
181°	16	1,3
192°	22	1,0
203°	25	2,0
211°	8	0,6
223°	9	0,7
232°	24	1,9
243°	68	5,4
252°	120	9,6
262°	62	5,0
271°	52	4,2
283°	41	3,3
292°	28	2,2
302°	29	2,3
312°	31	2,5
322°	43	3,4
334°	70	5,6
342°	83	6,6
353°	51	4,1

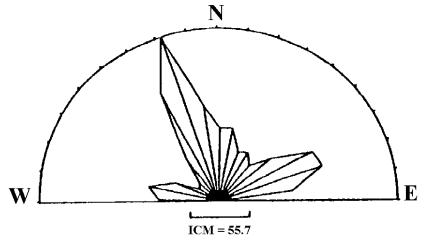


rose de l'azimut du vecteur pendage (s170250)



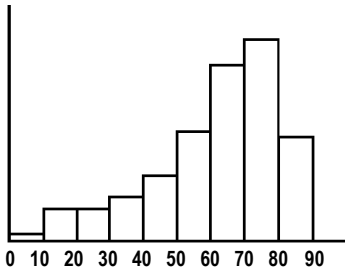
isoligne de la densité (s170250)

N = 1249		
Orientation	Nombre	Pourcentage
272°	56	4,5
282°	67	5,4
293°	43	3,4
302°	21	1,7
313°	24	1,9
323°	40	3,8
333°	115	9,2
342°	167	13,6
352°	91	7,3
2°	69	5,5
12°	70	5,6
23°	49	3,9
32°	53	4,2
42°	43	3,4
52°	63	5,0
63°	99	7,9
72°	102	8,2
83°	69	5,5



Rose de l'orientation (s170250)

Direction de pendage	Nombre	Pourcentage
0°	12	1,0
10°	54	4,3
20°	54	4,3
30°	72	5,8
40°	100	0,6
50°	176	14,1
60°	283	22,7
70°	322	25,8
80°	160	13,5
90°		



angle de pendage

Annexe B

Renforcements mécaniques

sur les pentes et les murs verticaux

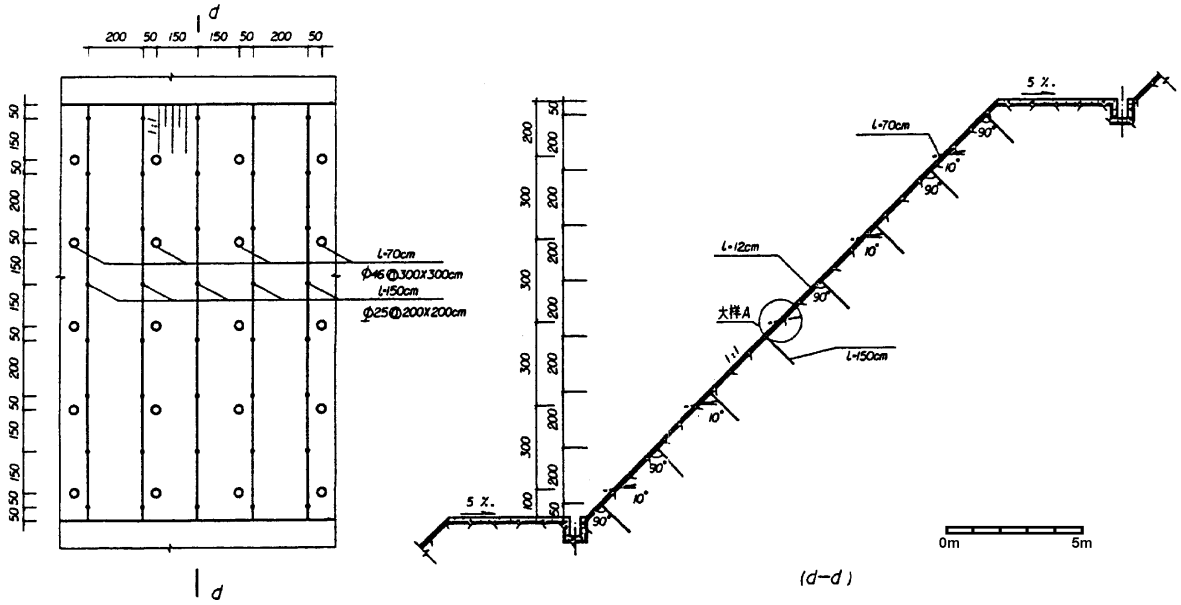


Figure B-1 : Schéma de renforcement mécanique sur les gradins de l'écluse à bateaux permanente entre les cotes +215 et +245 mètres, d'après CTGPC.

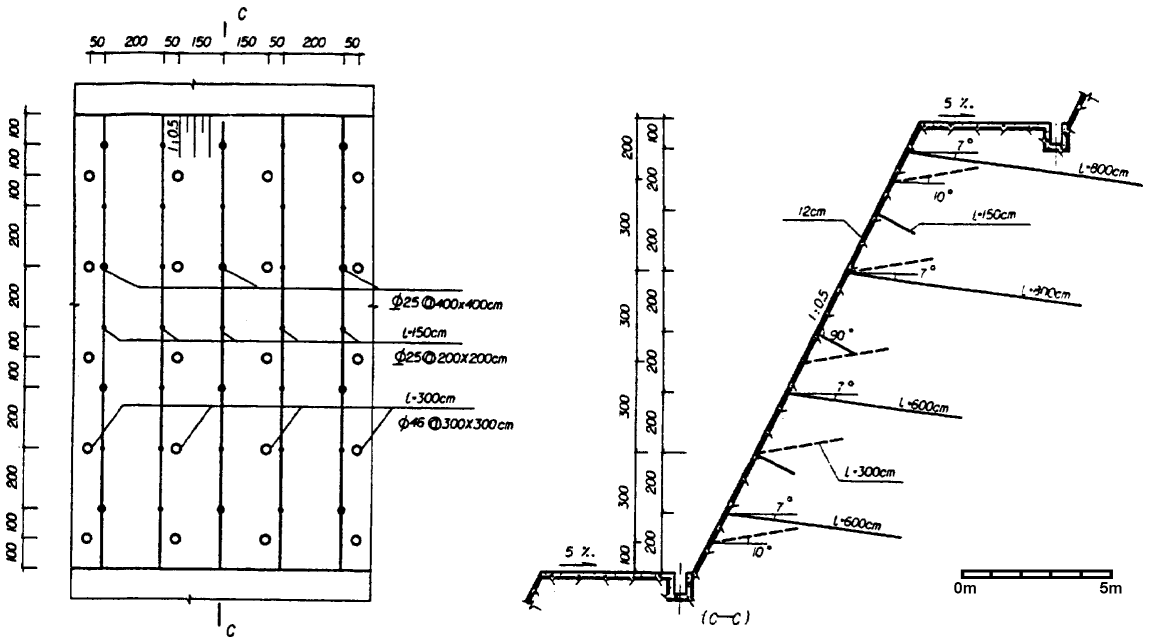


Figure B-2 : Schéma de renforcement mécanique sur les gradins de l'écluse à bateaux permanente entre les cotes +200 et +215 mètres, d'après CTGPC.

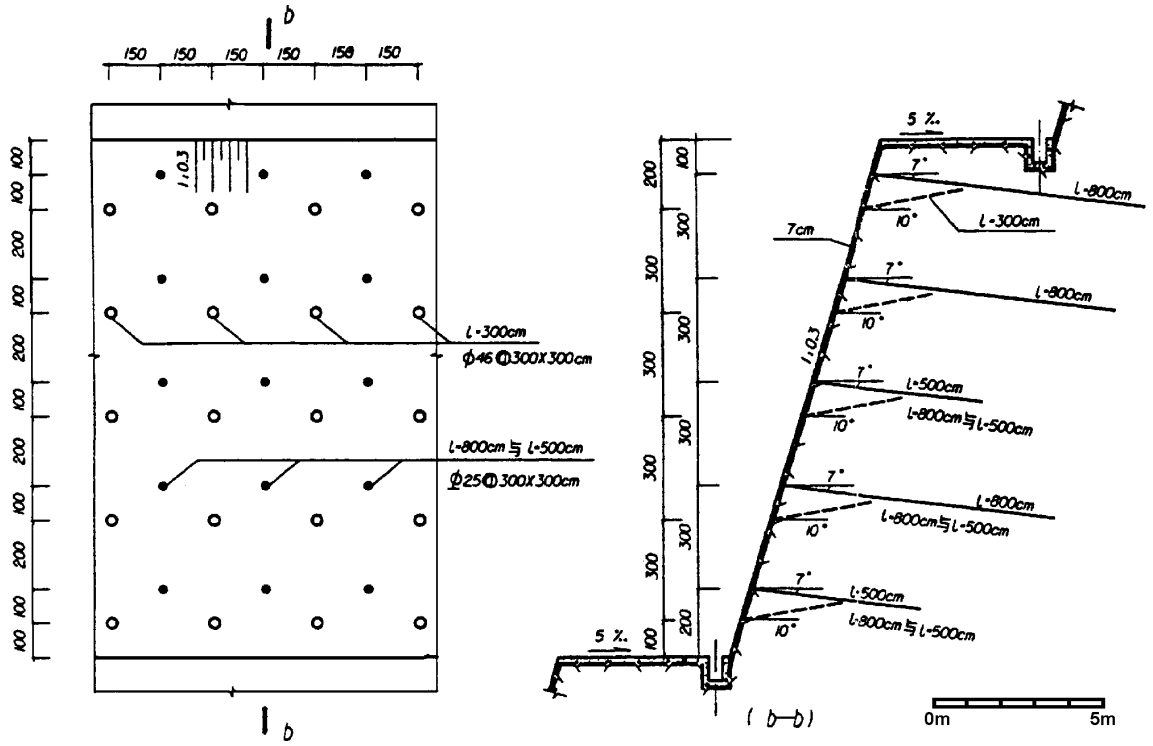
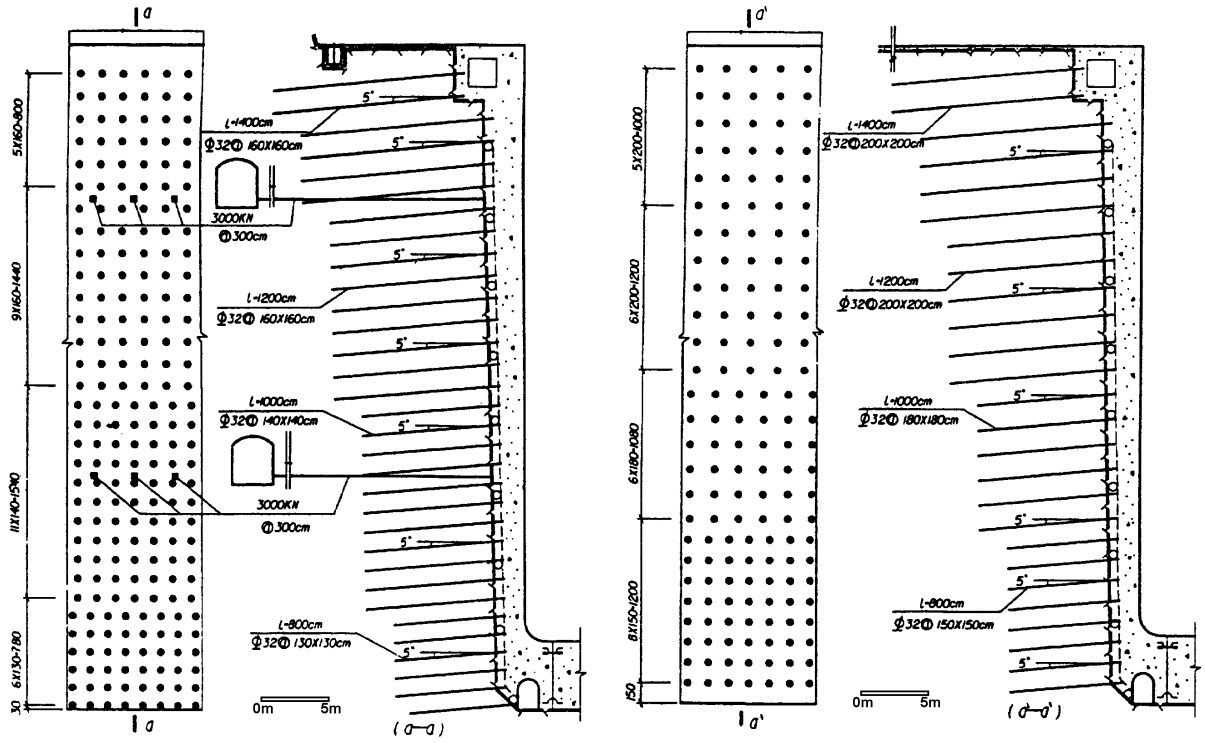


Figure B-3 : Schéma de renforcement mécanique sur les gradins de l'écluse à bateaux permanente entre les cotes +160 et +200 mètres, d'après CTGPC.



(a) *(b)*

Figure B-4 : Structure du réseau de câbles sur les murs verticaux (a) externes et (b) internes (noyau central) de l'écluse, d'après CTGPC.

Annexe C

Mesures d'instrumentation,

d'après les relevés in situ effectués par CWRC

- ⇨ Bornes topographiques
- ⇨ Inclinomètres
- ⇨ Piézomètres

1 Systèmes de coordonnées

Le système de coordonnées utilisé par le logiciel *FLAC* pour les calculs effectués sur le profil 17-17' est différent de celui adopté par *CTGPC* pour décrire le massif rocheux au niveau de l'écluse à bateaux permanente. La Figure C-1 établit la correspondance entre ces deux systèmes de coordonnées.

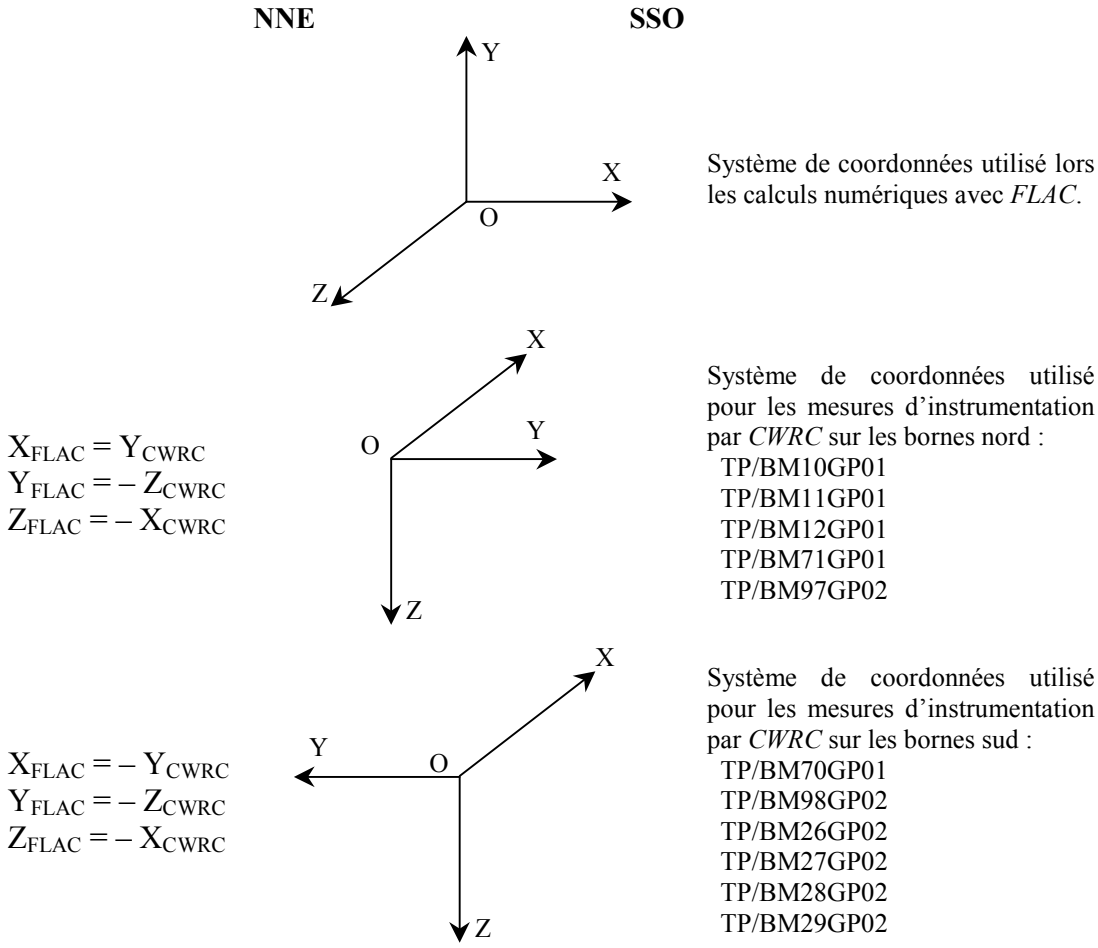


Figure C-1 : Systèmes de coordonnées utilisés par CTGPC et par le logiciel FLAC.

2 Bornes topographiques

L'analyse des déplacements le long des parois d'une excavation procure des informations capitales sur la stabilité des pentes rocheuses. L'instabilité et la rupture impliquent des mouvements, dont les plus importants sont presque toujours précédés par des déplacements plus petits et des accélérations qui peuvent être détectées pourvu que les appareils d'instrumentation installés soient suffisamment sensibles.

Des bornes topographiques ont été disposées le long de l'écluse, sur les deux versants. Un système de visée laser, à partir d'un point fixe situé à grande distance des bornes, permet alors de mesurer le déplacement des talus de l'écluse. Ces mesures sont réalisées tous les mois.

Réparties suivant le schéma de la Figure C-2 et les coordonnées du Tableau C-1, 11 bornes topographiques permettent de suivre l'évolution des parois au niveau du profil 17-17'.

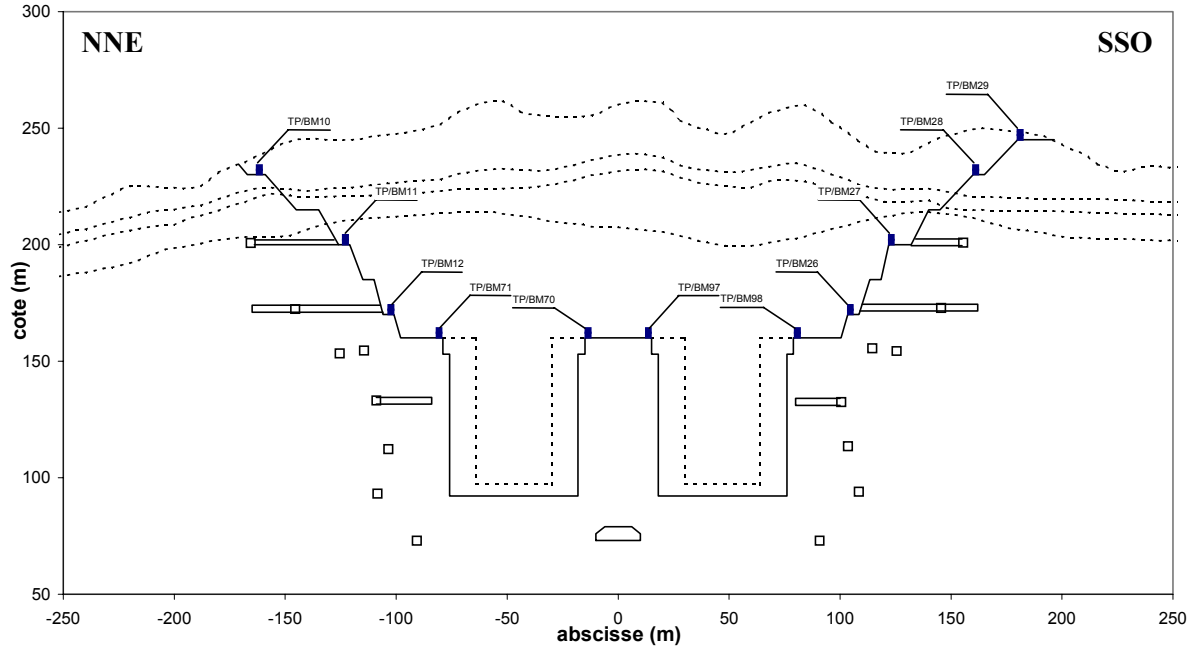


Figure C-2 : Localisation des bornes topographiques sur le profil 17-17'.

	X (m)	*Y (m)*	*Z (m)*
TP29	676	-182	245
TP28	675	-162,3	230
TP27	674	-127	200
TP26	678	-106,7	170
TP98	675	-86,1	160
TP97	674	-9,8	160

	X (m)	*Y (m)*	*Z (m)*
TP70	676	9,9	160
TP119	711	11,3	160
TP71	674	84,4	160
TP12	709	99,4	170
TP11	679	120,8	200
TP10	*675*	*161,8*	*230*

Tableau C-1 : Positionnement des bornes topographiques sur le profil 17-17', d'après le système de coordonnées de CWRC (Figure C-1).

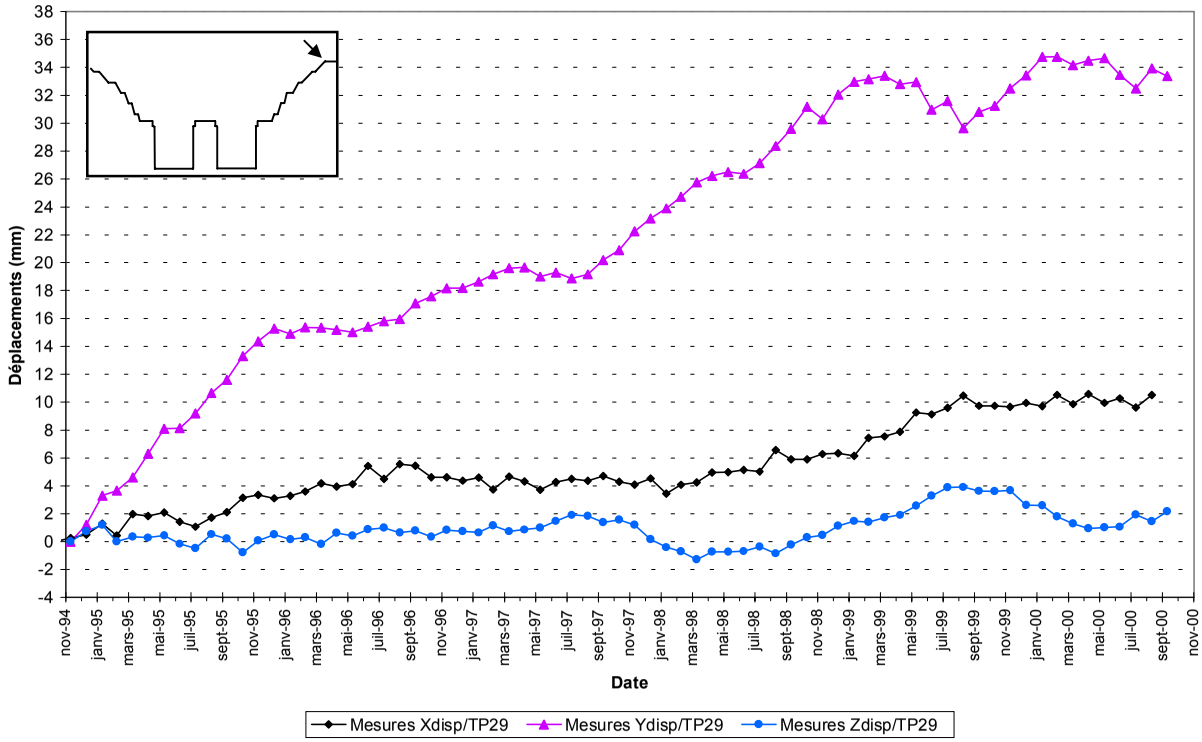


Figure C-3 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP29GP02.

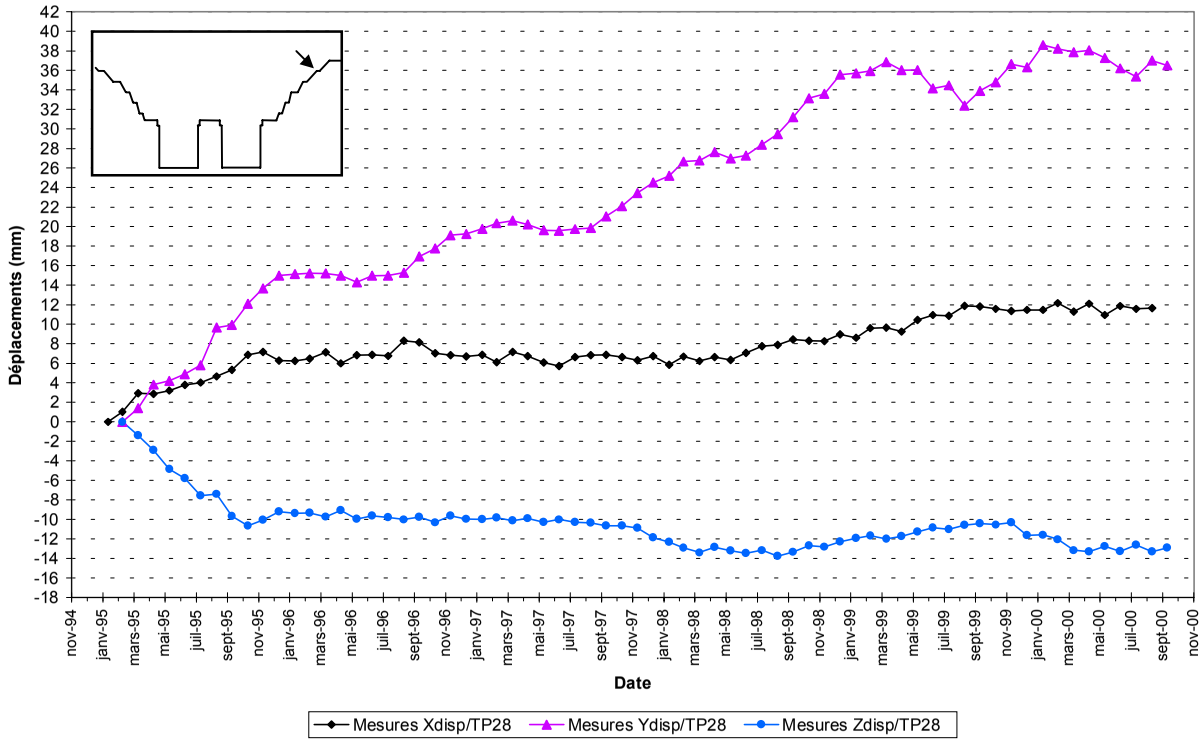


Figure C-4 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP28GP02.

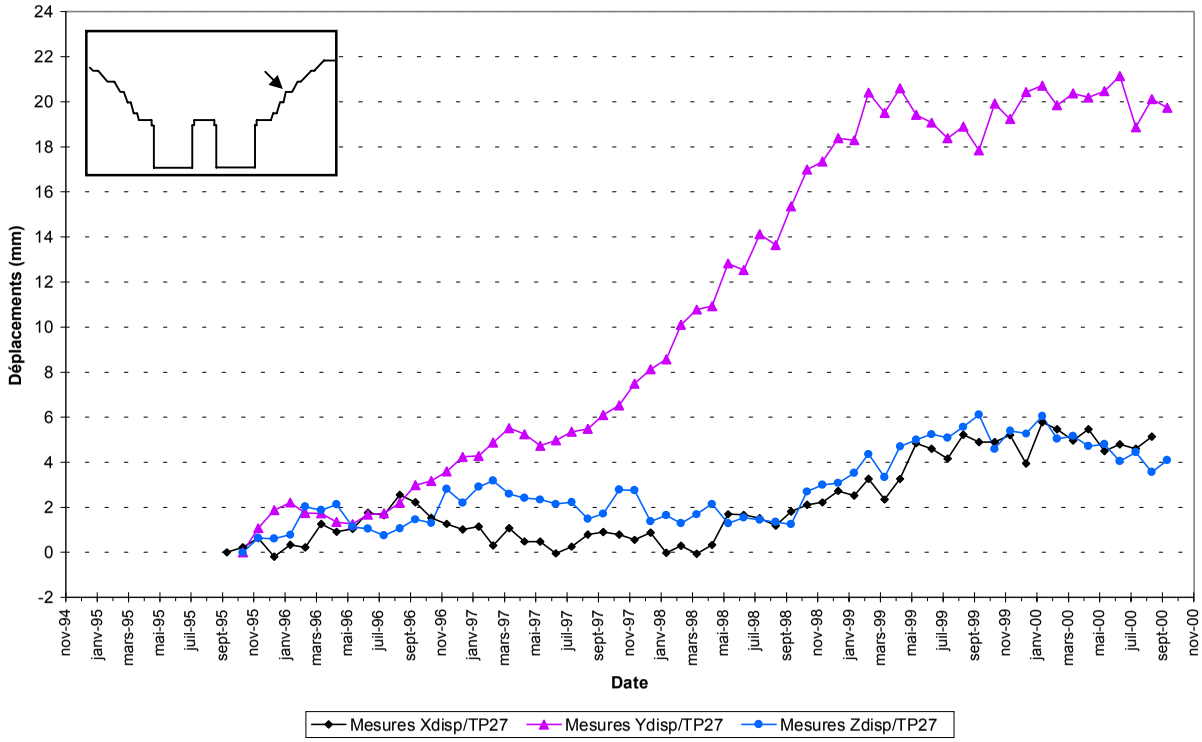


Figure C-5 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP27GP02.

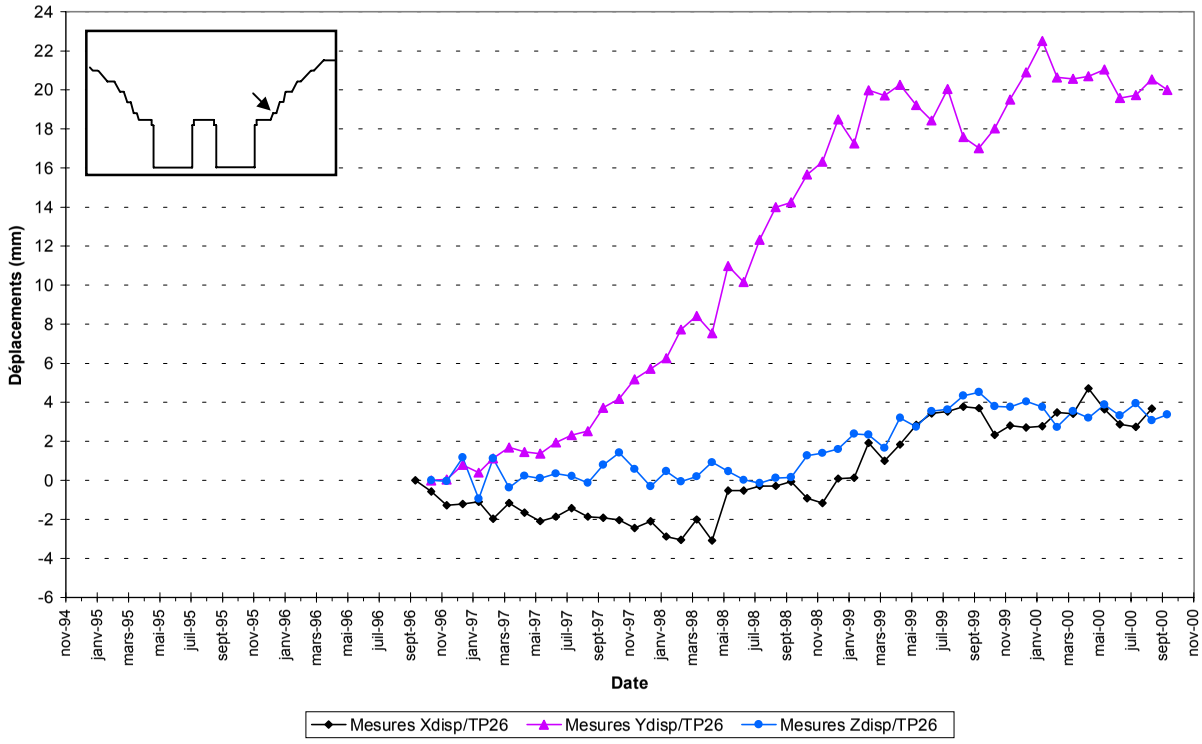


Figure C-6 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP26GP02.

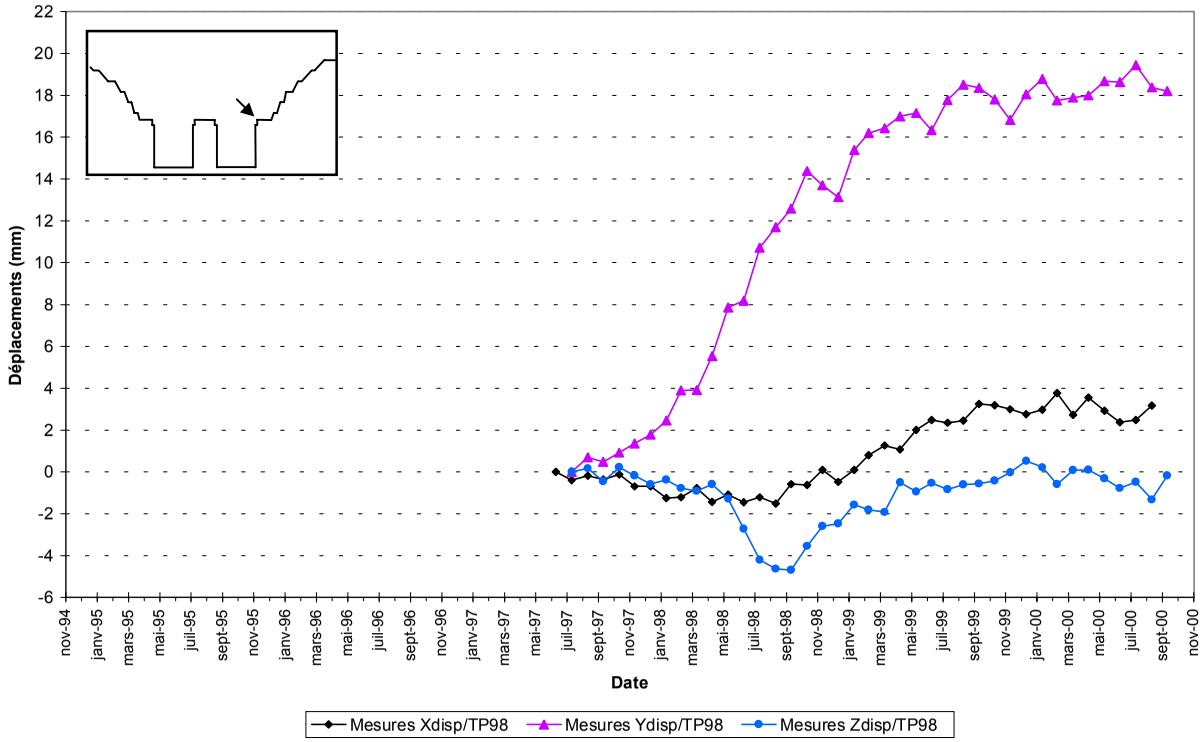


Figure C-7 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP98GP02.

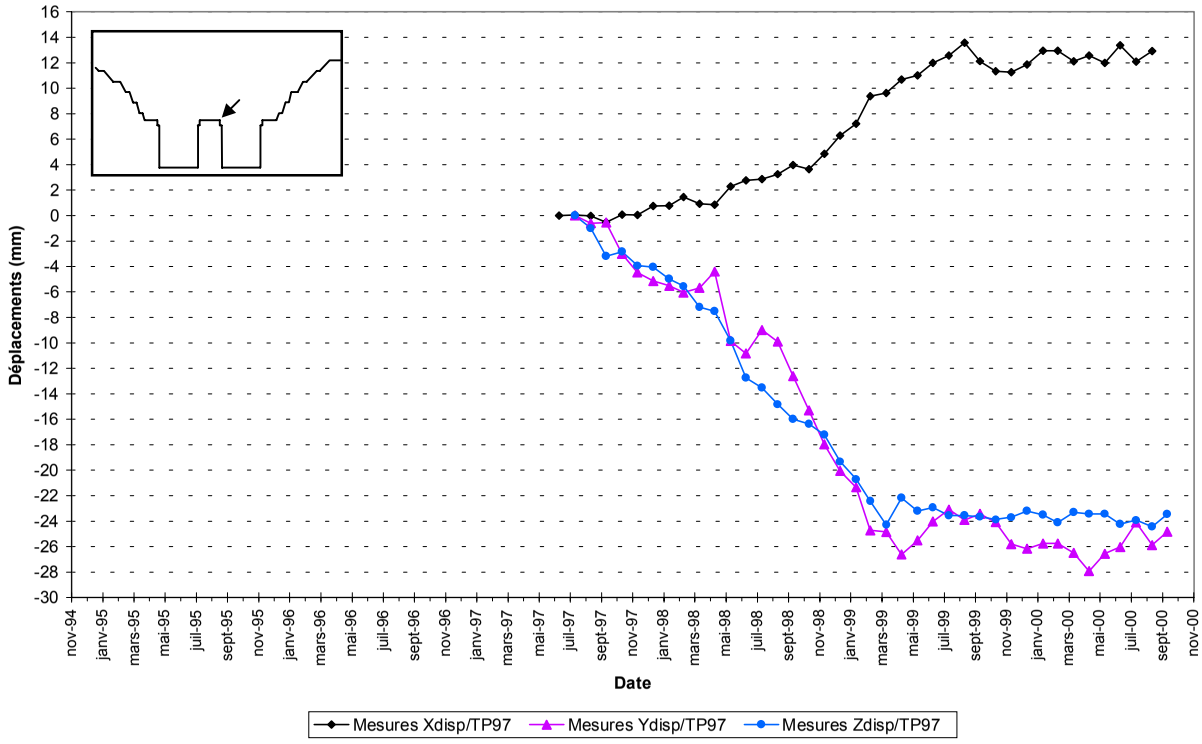


Figure C-8 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP97GP02.

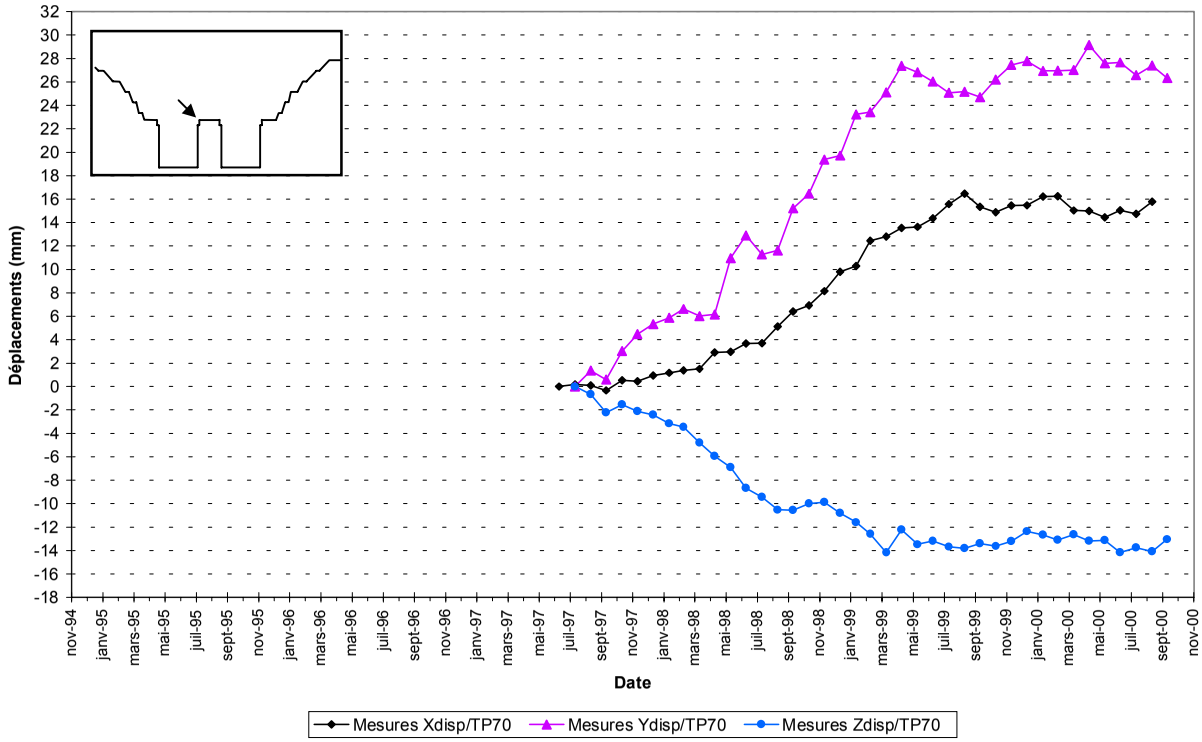


Figure C-9 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP70GP01.

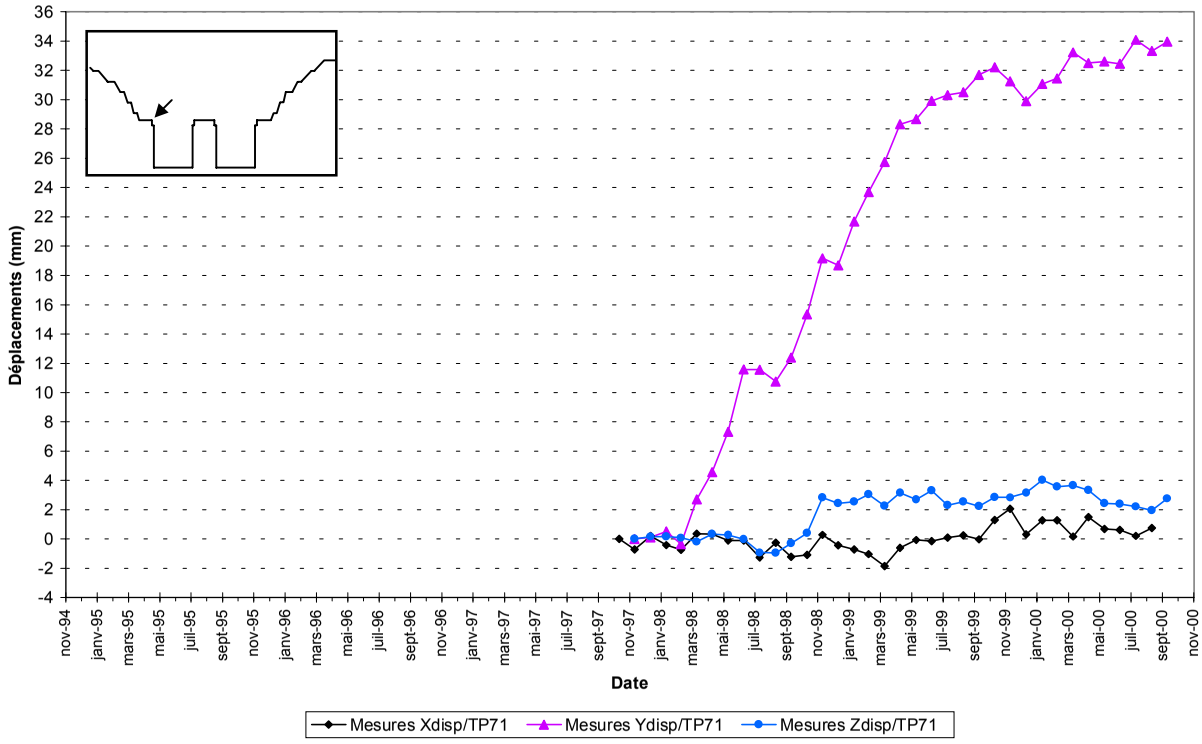


Figure C-10 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP71GP01.

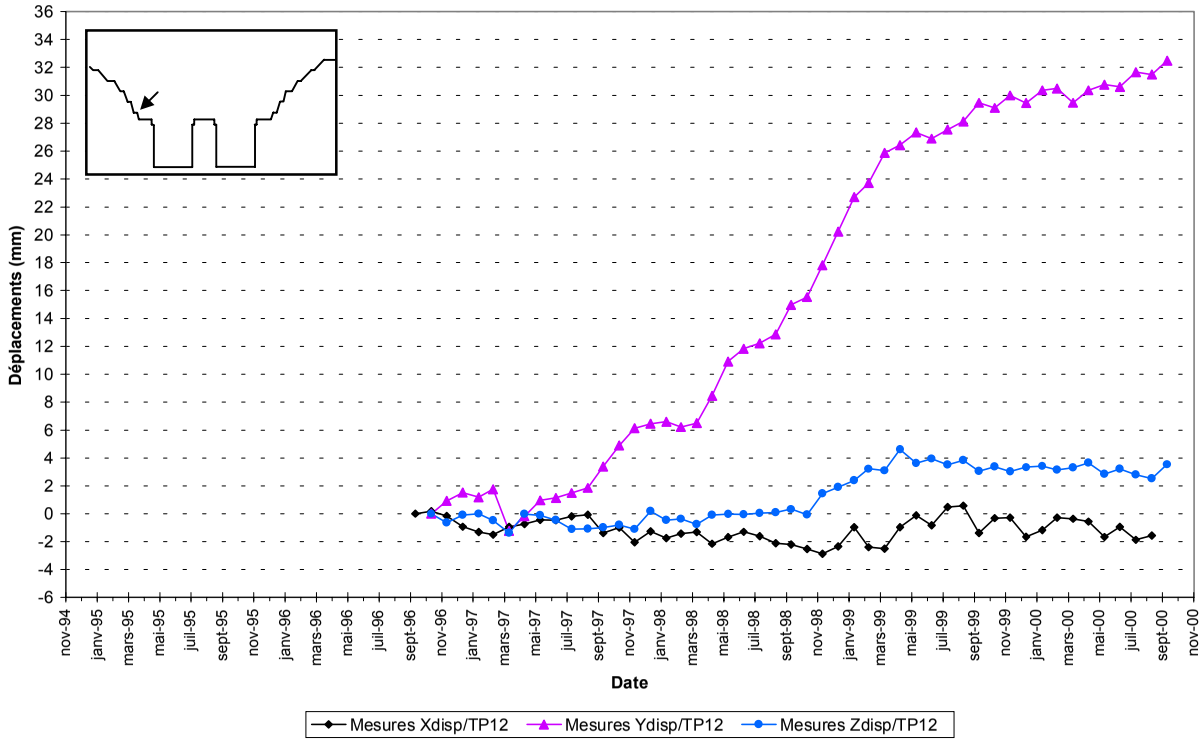


Figure C-11 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP12GP01.

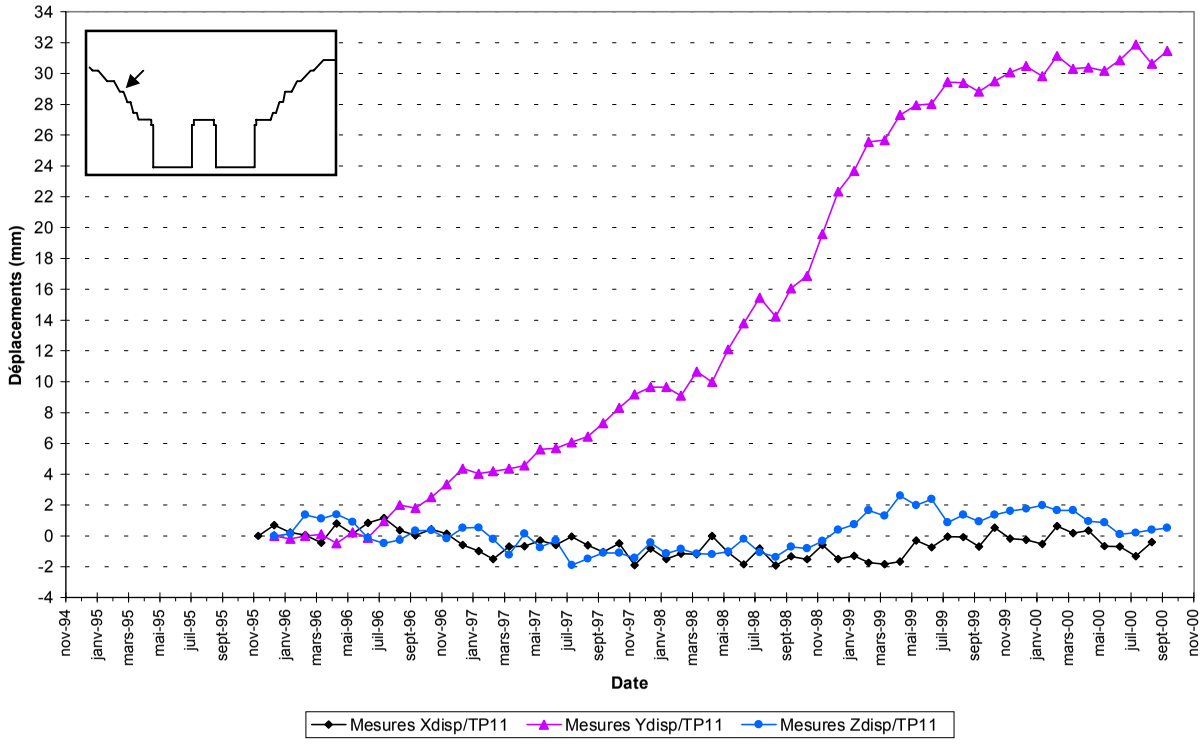


Figure C-12 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP11GP01.

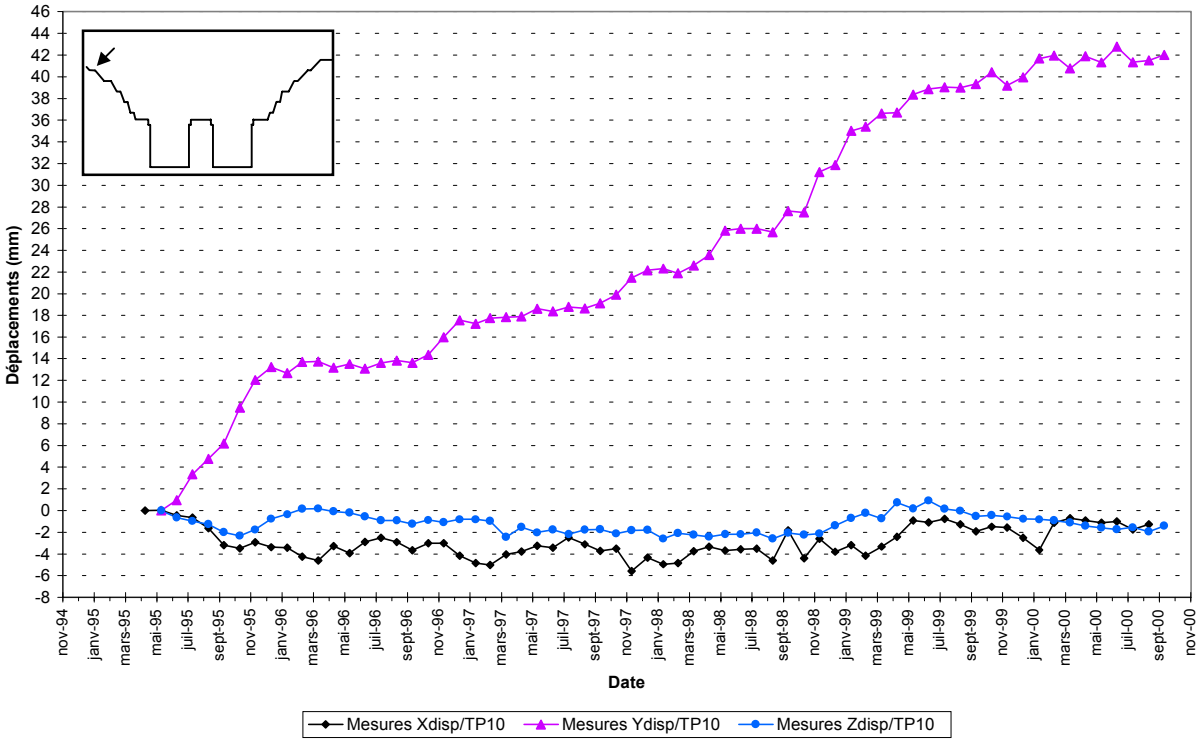


Figure C-13 : Déplacements mesurés au niveau de la borne topographique TP10GP01.

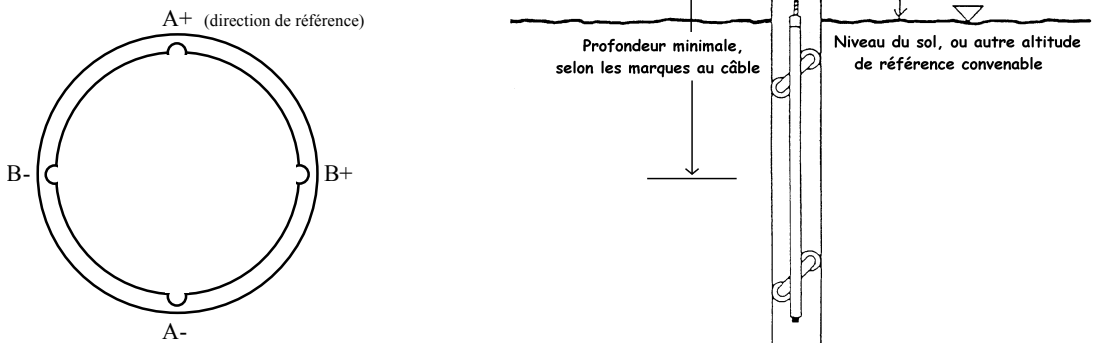
Le Tableau C-2 répertorie les modules et orientations des vecteurs déplacements pour les mesures les plus récentes (novembre 2000).

Borne	Déplacement selon			Module du vecteur déplacement (mm)	Pendage apparent (°)	Orientation par rapport au profil 17-17' (°)
	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)			
TP29	10,5	-33,4	2,2	35,1	4	17
TP28	11,7	-36,5	-12,9	40,4	-21	17
TP27	5,1	-19,7	4,1	20,8	12	14
TP26	3,7	-20,0	3,4	20,6	10	10
TP98	3,2	-18,2	-0,2	18,5	-1	10
TP97	12,9	-24,8	-23,5	36,5	-71	21
TP70	15,8	-26,3	-13,0	33,3	-30	28
TP71	0,7	34,0	2,8	34,1	5	1
TP12	-1,6	32,5	3,5	32,7	6	-3
TP11	-0,4	31,5	0,5	31,5	1	-1
TP10	-1,3	42,0	-1,4	42,1	-2	-2

Tableau C-2 : Modules, orientations et pendages apparents des vecteurs déplacements en novembre 2000.

3 Inclinomètres

Un inclinomètre est un appareil de mesure constitué d'une sonde se déplaçant sur roulettes le long d'un trou de forage (Figure C-14). Les inclinomètres permettent de déterminer l'activité d'une fracture, en mesurant le déplacement du massif de part et d'autre de la discontinuité.



Coupe horizontale du trou de forage ***Coupe verticale du trou de forage***

Figure C-14 : Description de l'utilisation d'une sonde inclinométrique.

La mesure des déplacements horizontaux le long des directions AA et BB obéit à un système de coordonnées dépendant de la localisation du forage inclinométrique par rapport à l'excavation.

Sur le versant sud et le mur vertical sud du noyau central :

- la mesure de AA est comptée positivement vers l'excavation, soit : vers les X_{FLAC} positifs pour IN02CZ32 et vers les X_{FLAC} négatifs pour IN16GP02, IN13GP02, IN07GP02 et IN06GP02
- la mesure de BB est comptée positivement vers l'aval (est) de l'écluse à bateaux

Sur le versant nord et le mur vertical nord du noyau central :

- la mesure de AA est comptée positivement vers l'excavation, soit : vers les X_{FLAC} positifs pour IN11GP01, IN08GP01 et IN04GP01 et vers les X_{FLAC} négatifs pour IN01CZ32
- la mesure de BB est comptée positivement vers l'amont (ouest) de l'écluse à bateaux

La Figure C-15 indique la localisation des 9 forages inclinométriques réalisés au niveau du profil 17-17'.

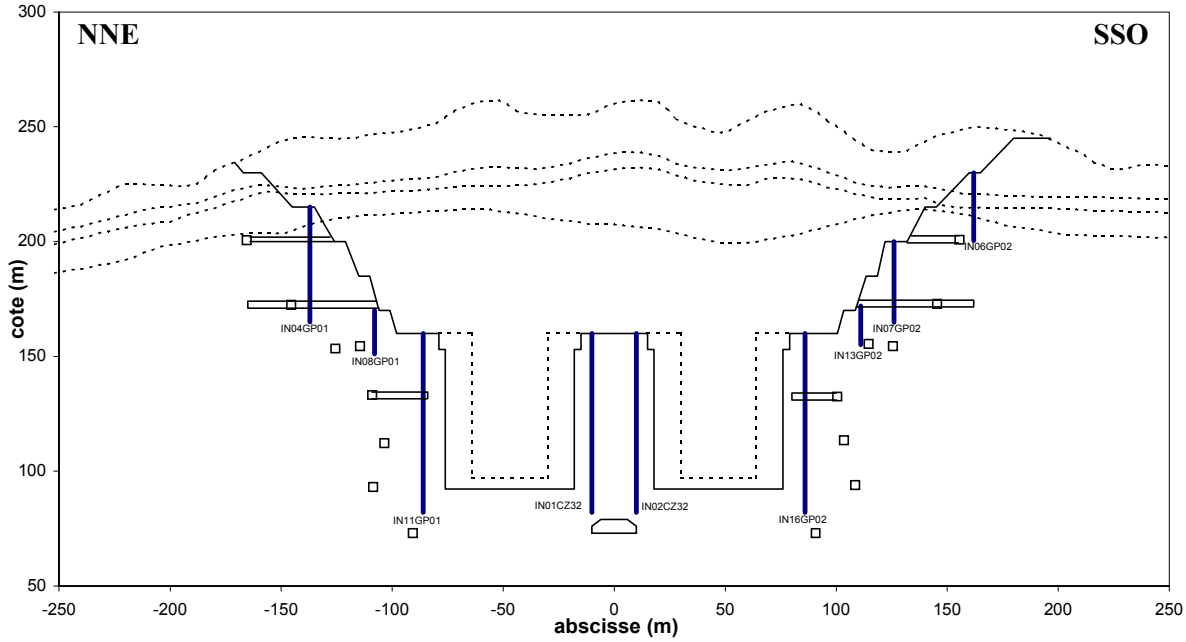


Figure C-15 : Localisation des forages inclinométriques au niveau du profil 17-17'.

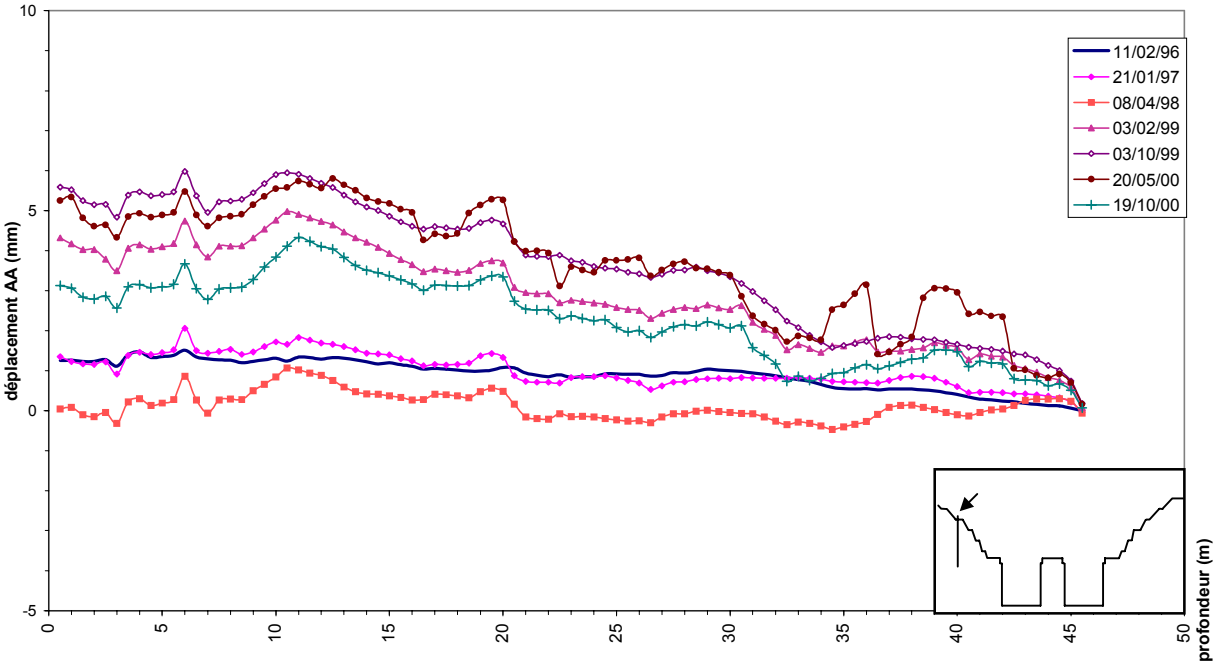


Figure C-16 : Déplacements mesurés dans la direction AA le long de l'inclinomètre IN04GP01.

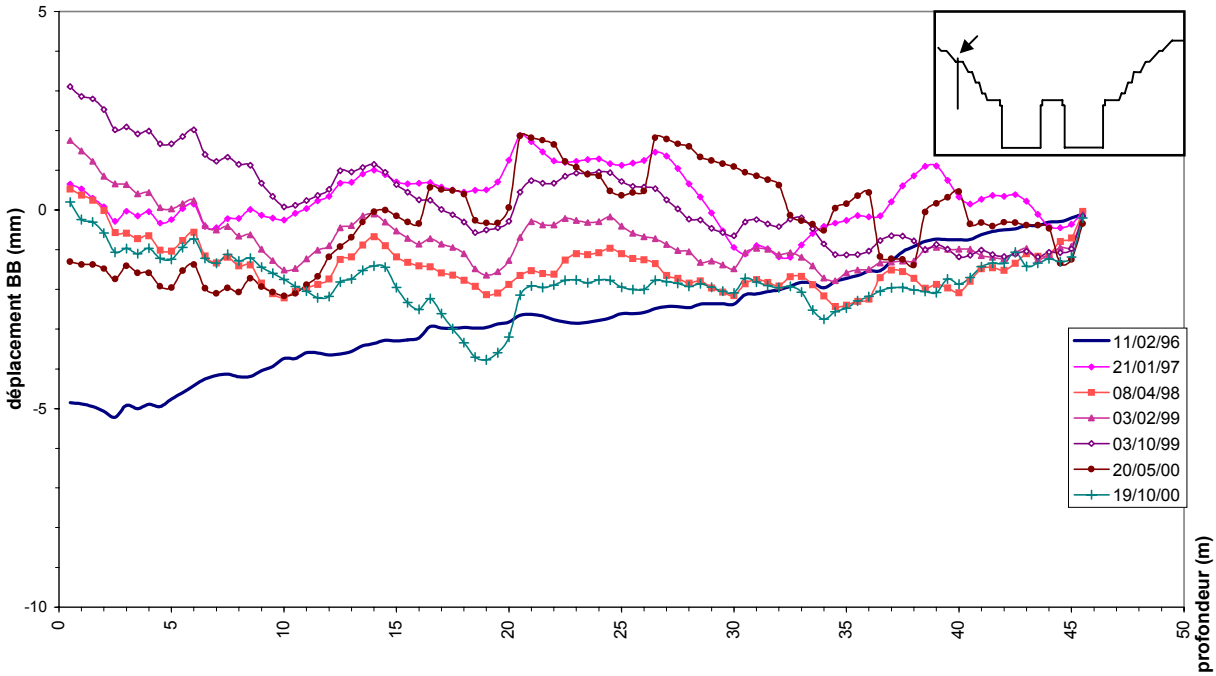


Figure C-17 : Déplacements mesurés dans la direction BB le long de l'inclinomètre IN04GP01.

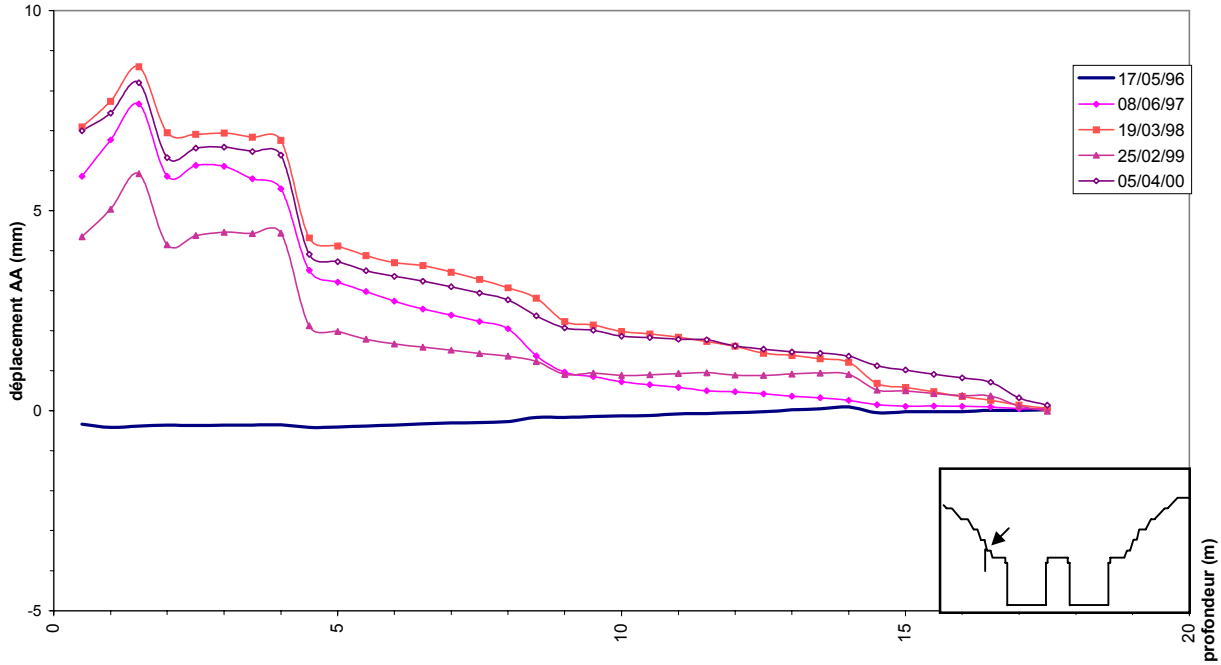


Figure C-18 : Déplacements mesurés dans la direction AA le long de l'inclinomètre IN08GP01.

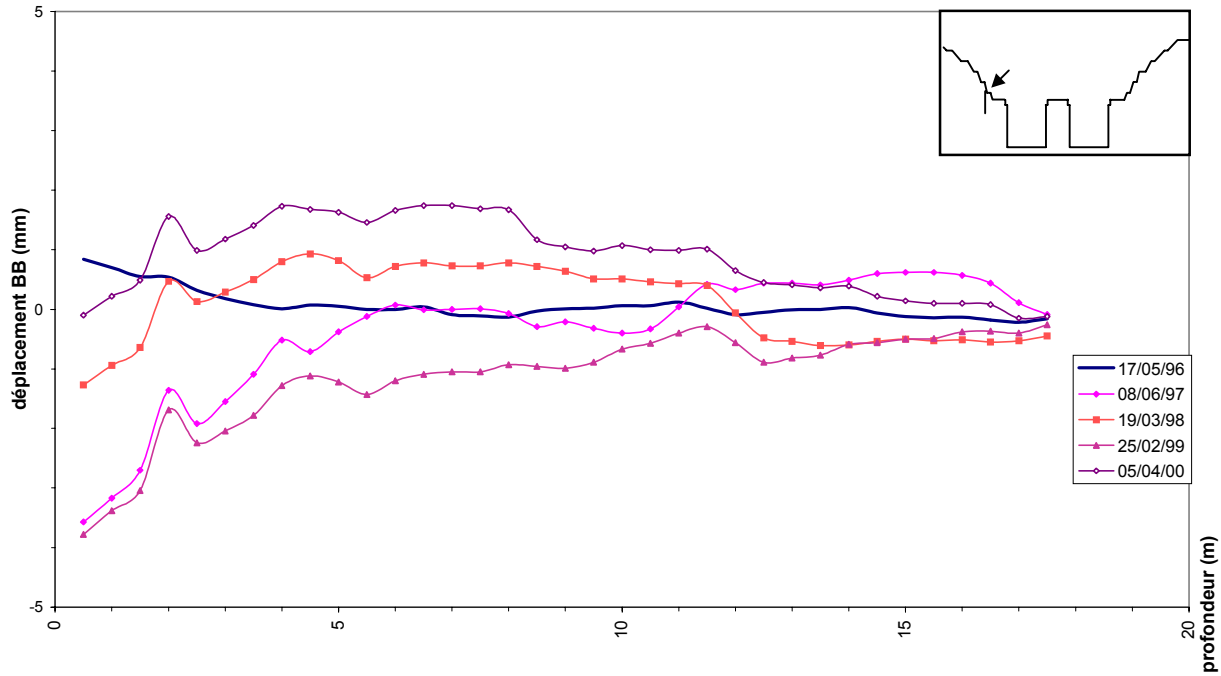


Figure C-19 : Déplacements mesurés dans la direction BB le long de l'inclinomètre IN08GP01.

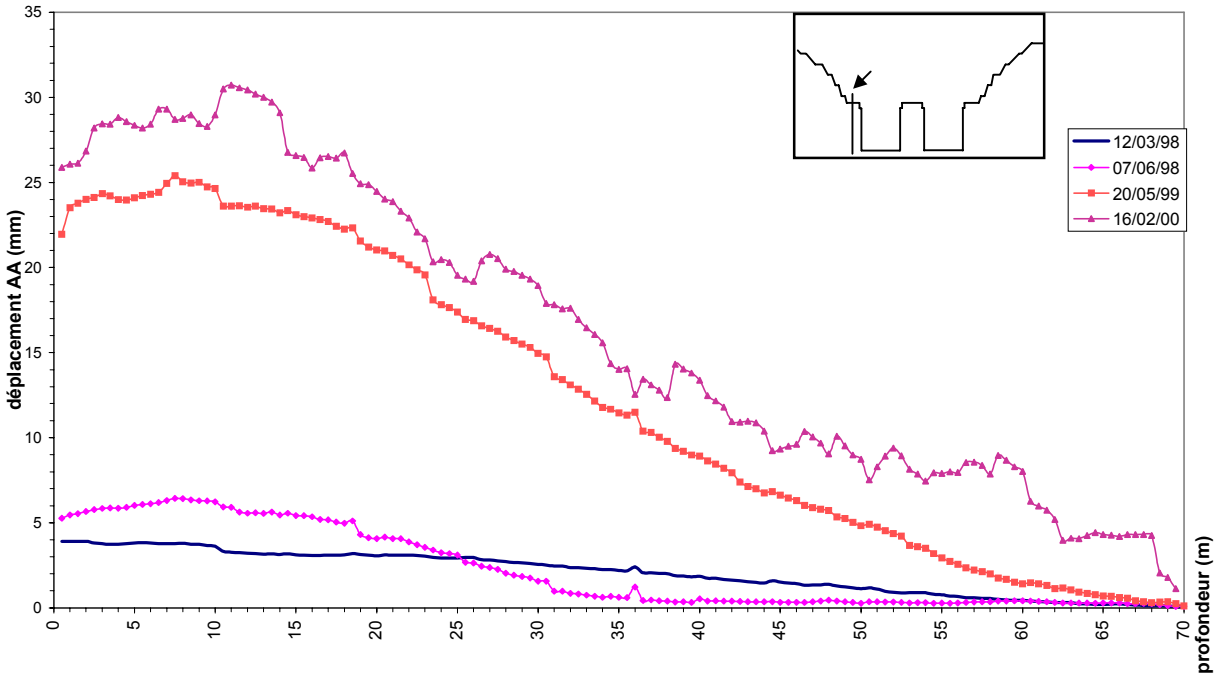


Figure C-20 : Déplacements mesurés dans la direction AA le long de l'inclinomètre IN11GP01.

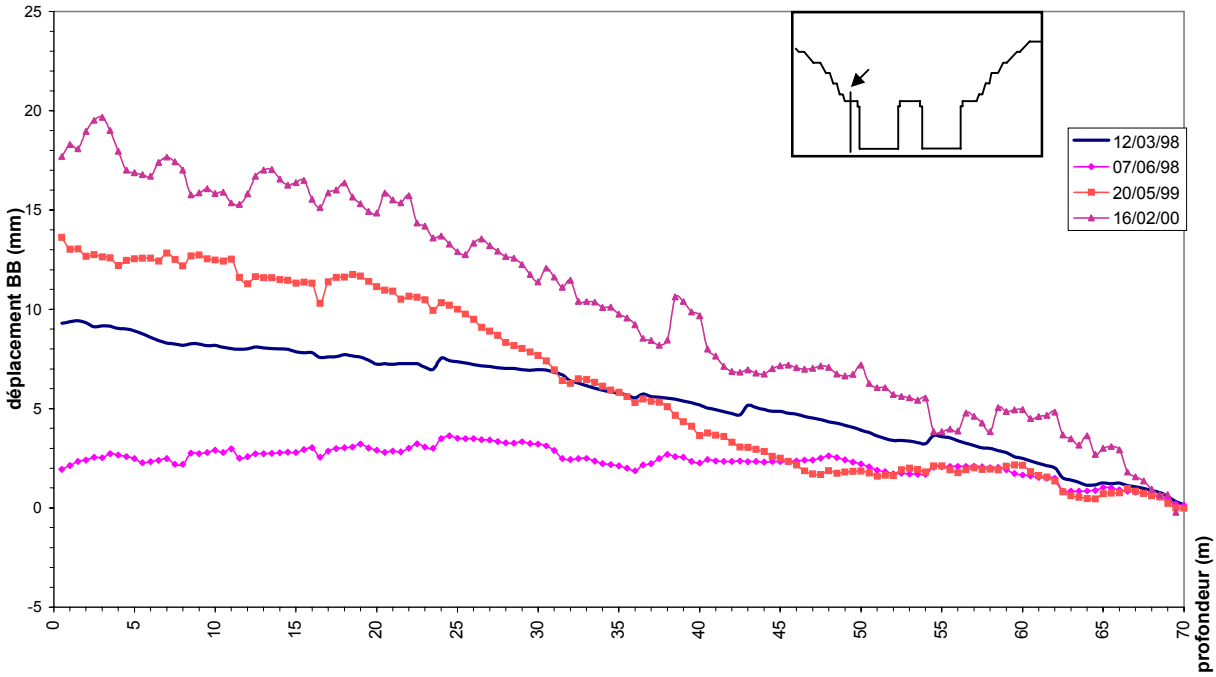


Figure C-21 : Déplacements mesurés dans la direction BB le long de l'inclinomètre IN11GP01.

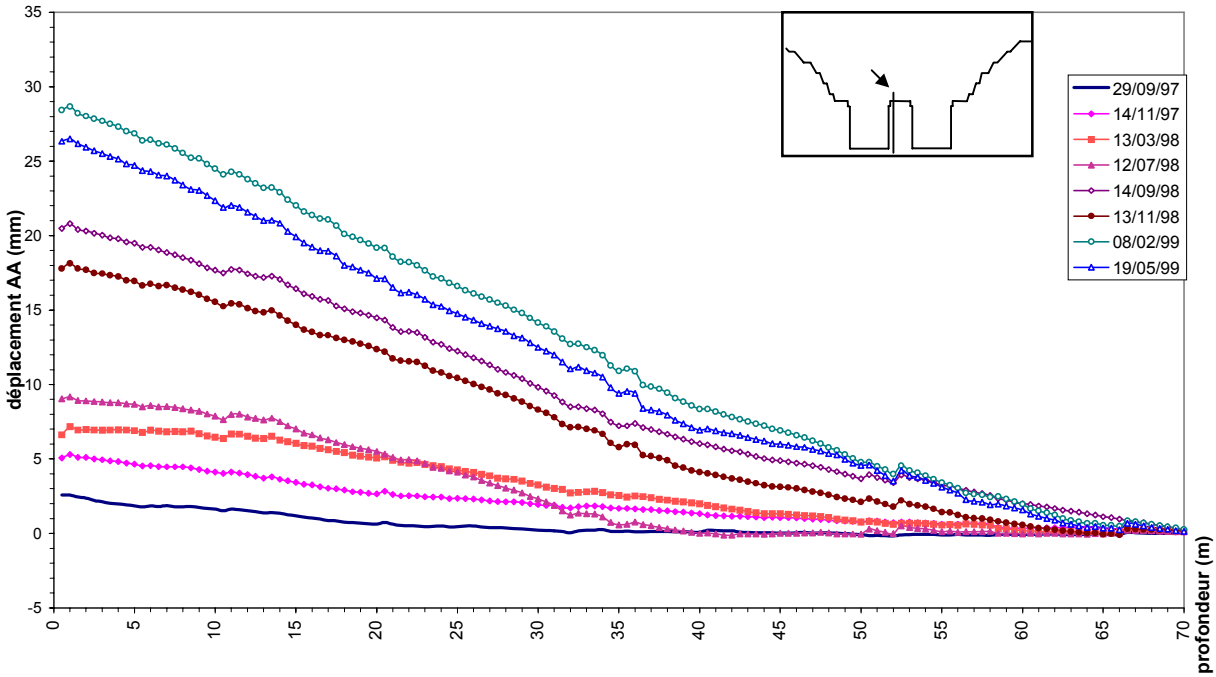


Figure C-22 : Déplacements mesurés dans la direction AA le long de l'inclinomètre IN01CZ32.

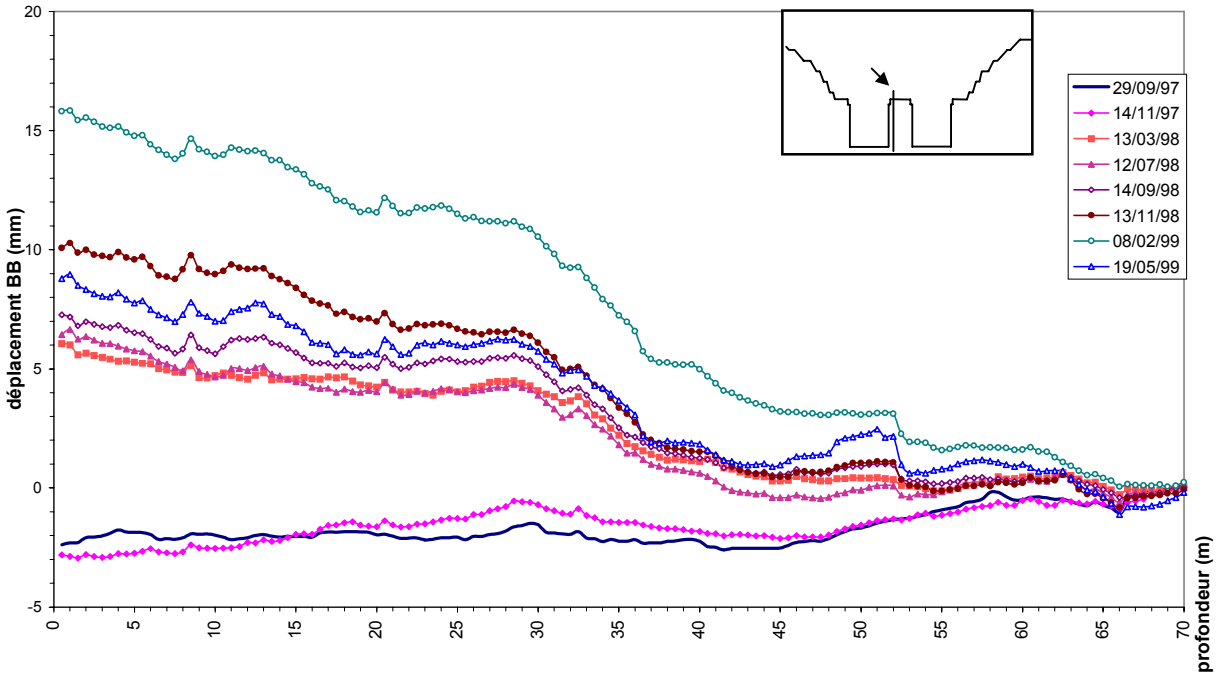


Figure C-23 : Déplacements mesurés dans la direction BB le long de l'inclinomètre IN01CZ32.

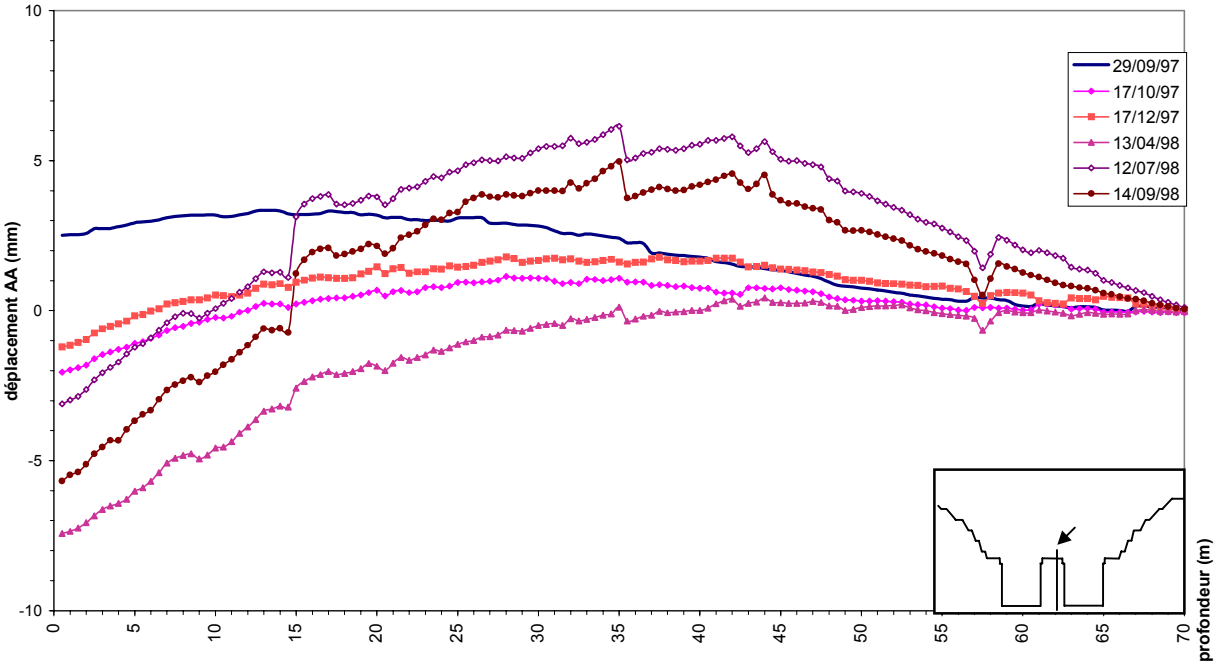


Figure C-24 : Déplacements mesurés dans la direction AA le long de l'inclinomètre IN02CZ32.

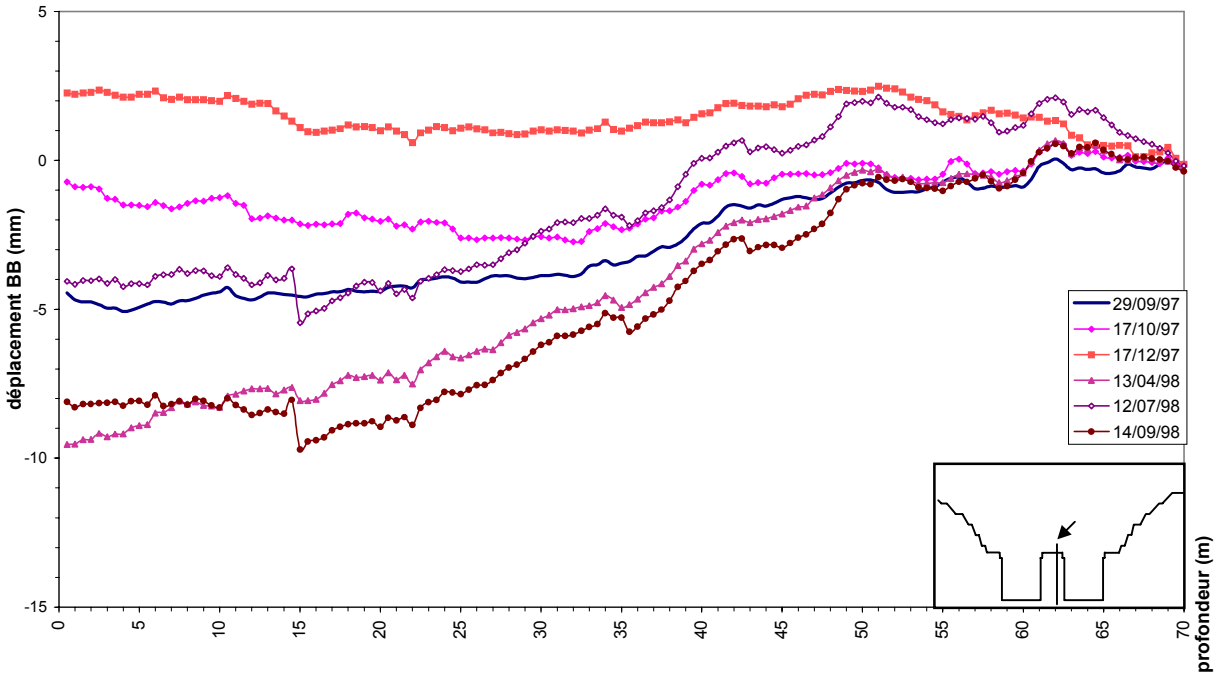


Figure C-25 : Déplacements mesurés dans la direction BB le long de l'inclinomètre IN02CZ32.

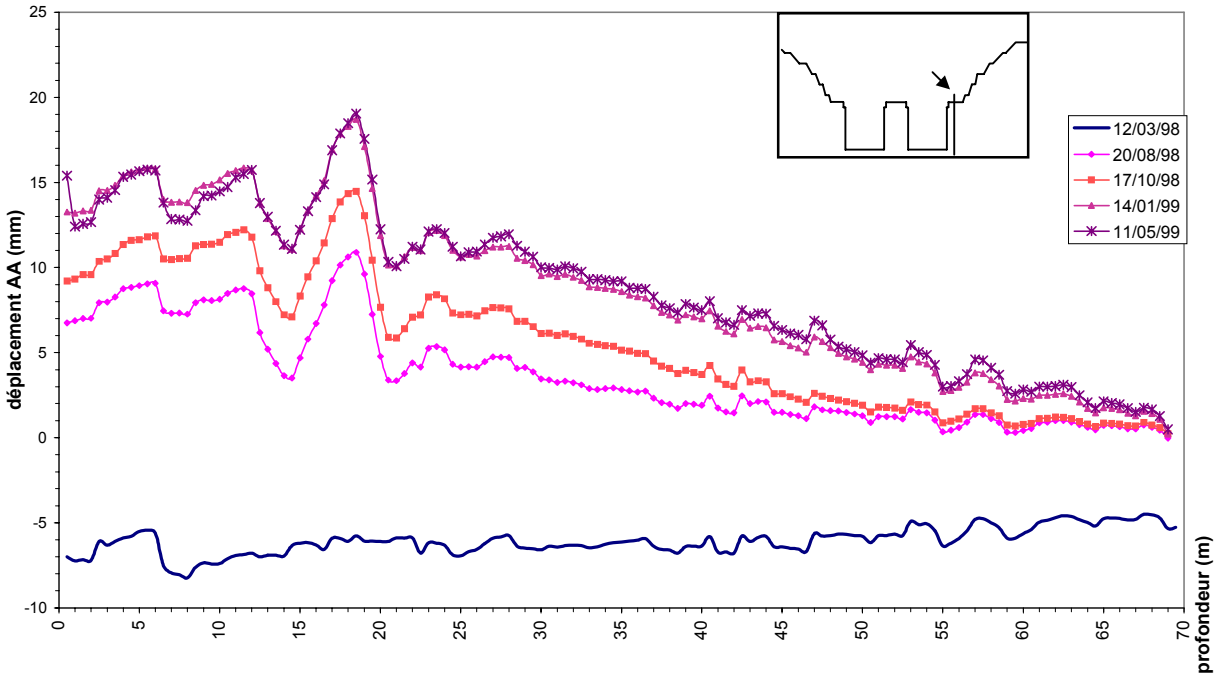


Figure C-26 : Déplacements mesurés dans la direction AA le long de l'inclinomètre IN16GP02.

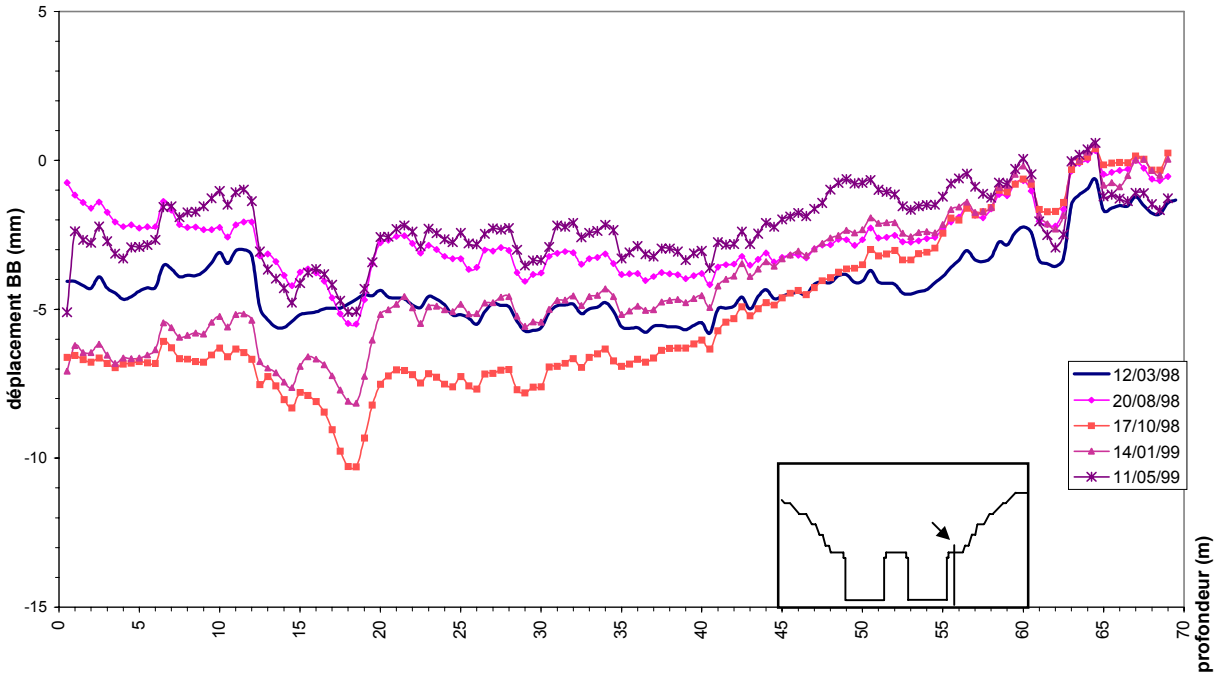


Figure C-27 : Déplacements mesurés dans la direction BB le long de l'inclinomètre IN16GP02.

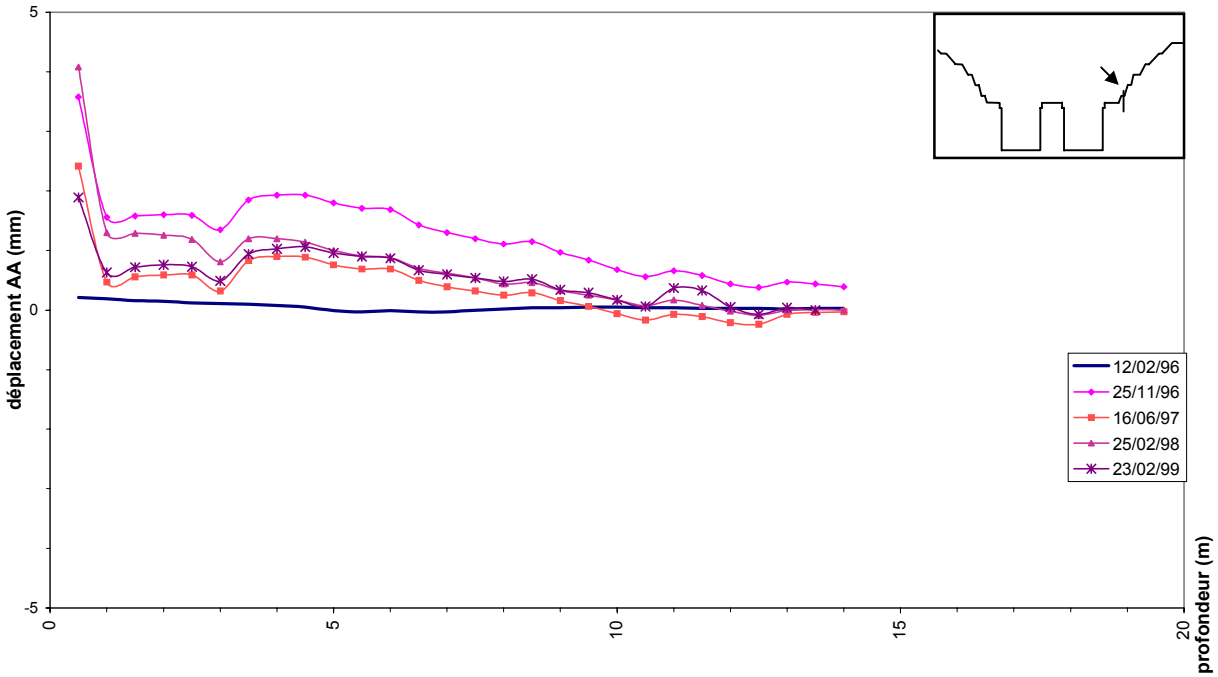


Figure C-28 : Déplacements mesurés dans la direction AA le long de l'inclinomètre IN13GP02.

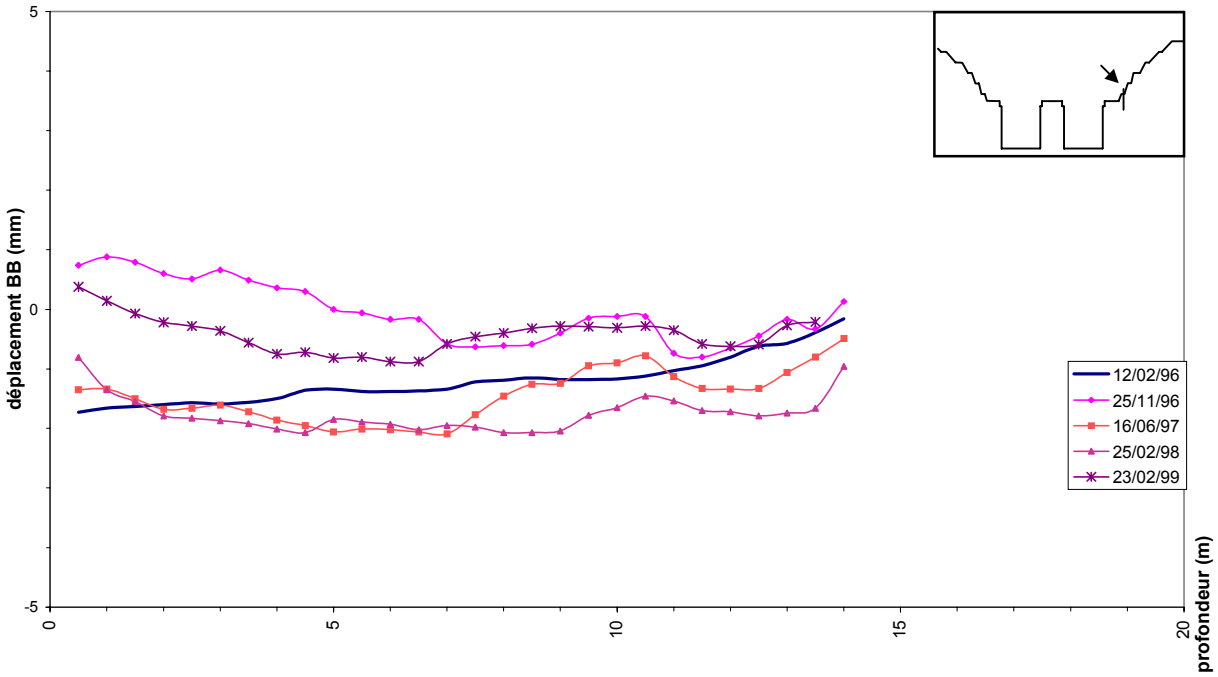


Figure C-29 : Déplacements mesurés dans la direction BB le long de l'inclinomètre IN13GP02.

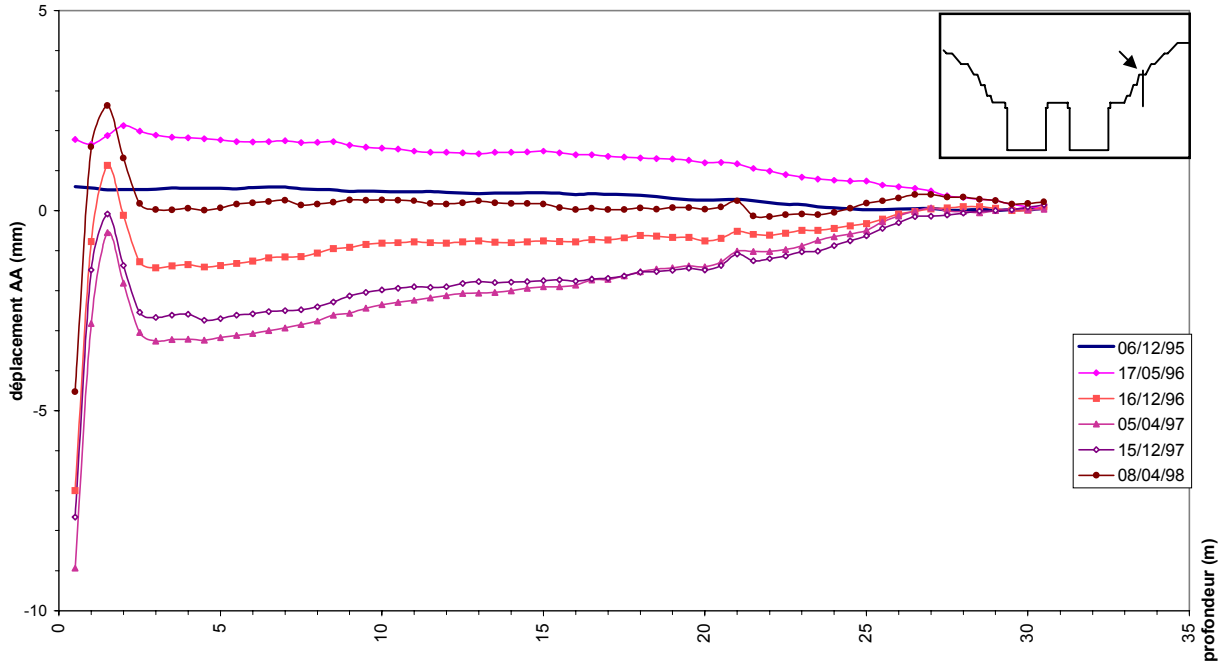


Figure C-30 : Déplacements mesurés dans la direction AA le long de l'inclinomètre IN07GP02.

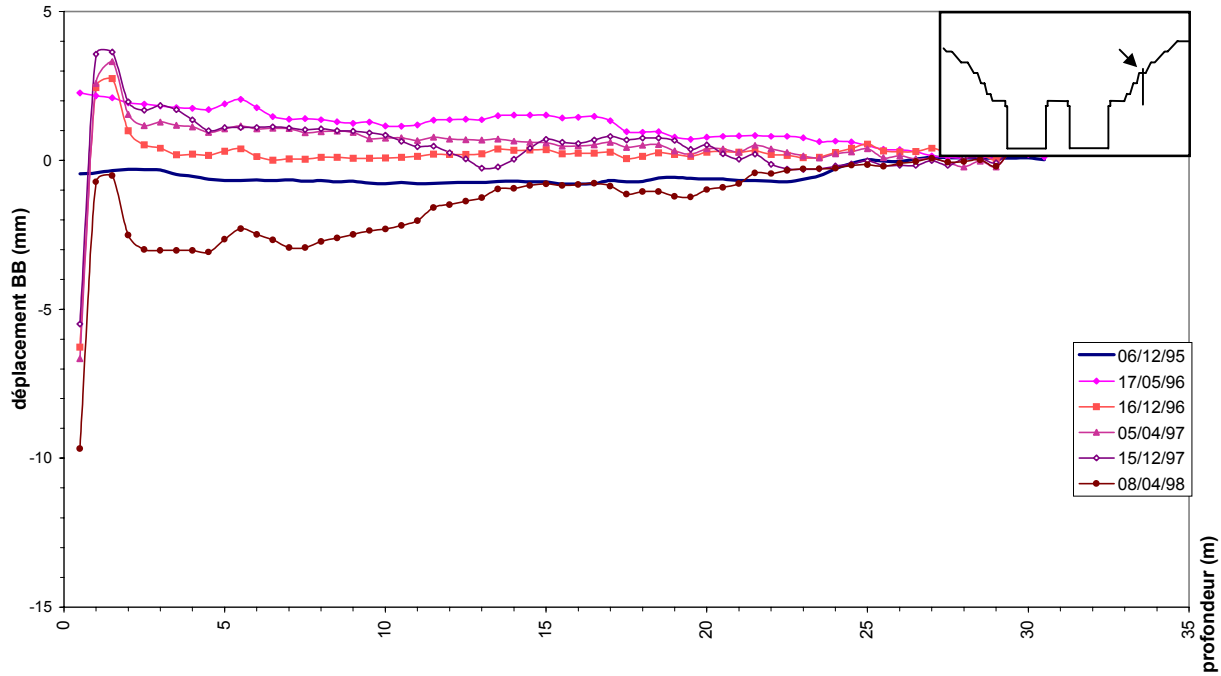


Figure C-31 : Déplacements mesurés dans la direction BB le long de l'inclinomètre IN07GP02.

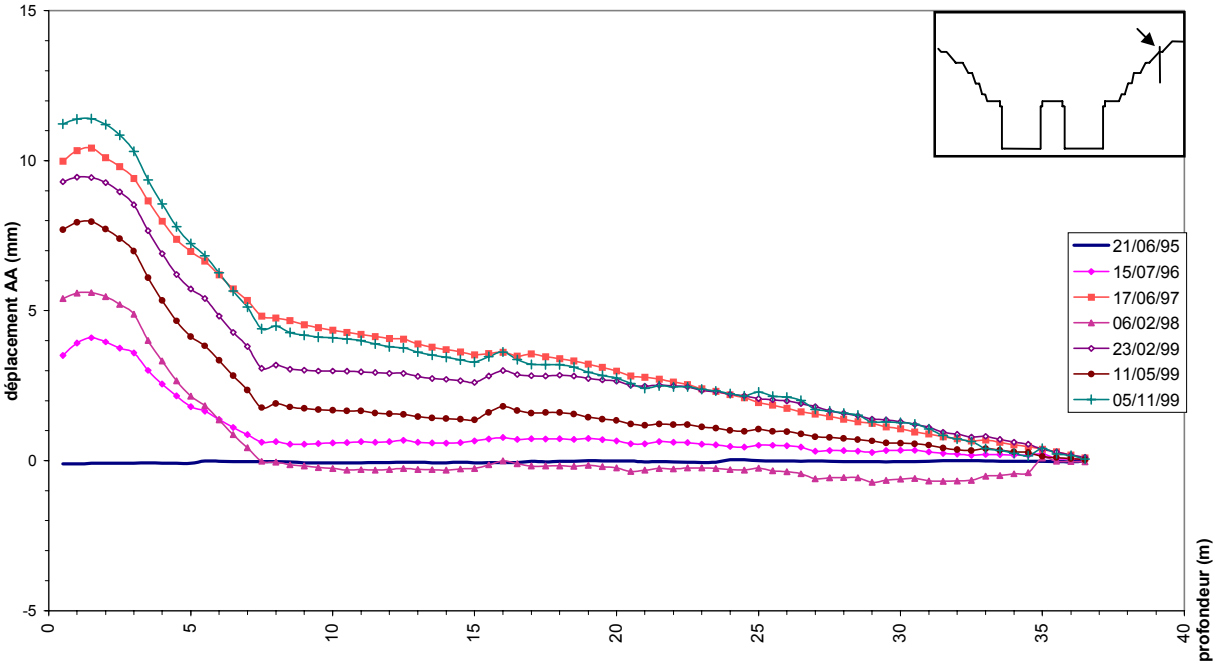


Figure C-32 : Déplacements mesurés dans la direction AA le long de l'inclinomètre IN06GP02.

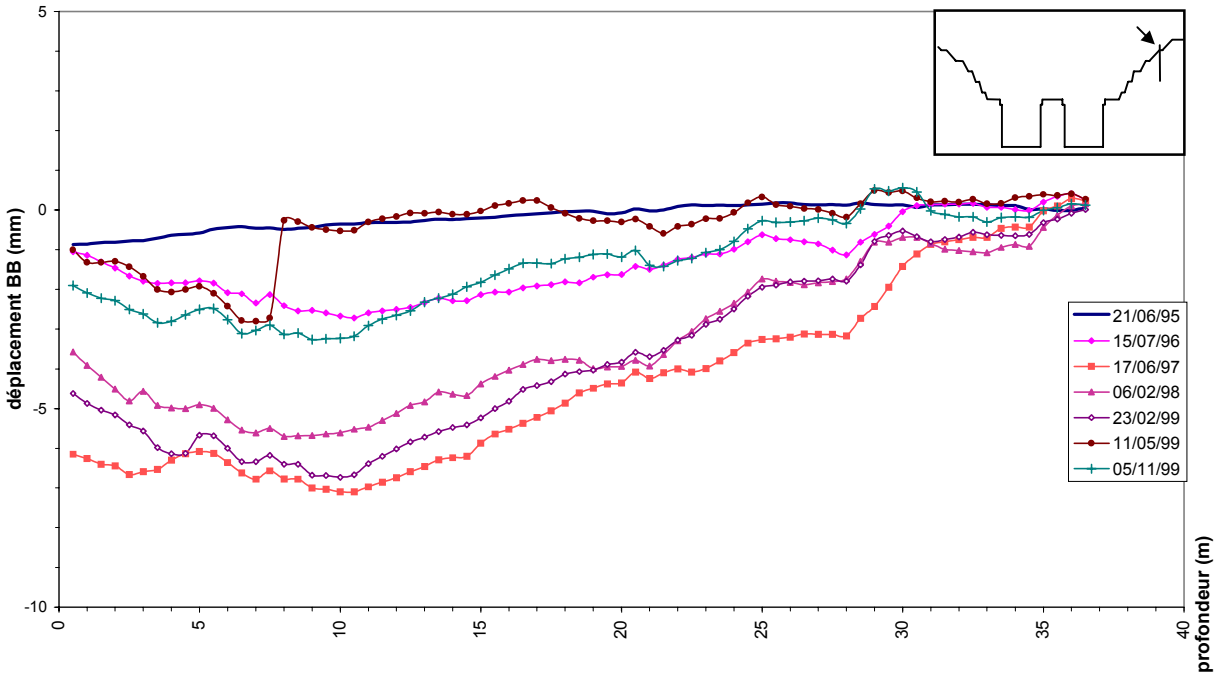


Figure C-33 : Déplacements mesurés dans la direction BB le long de l'inclinomètre IN06GP02.

4 Piézomètres

Afin de suivre l'état du rabattement de nappe et la variation des pressions interstitielles, liée notamment à la pluviométrie, des piézomètres ont été installés sur le profil 17-17' ou à proximité immédiate (Figure C-34).

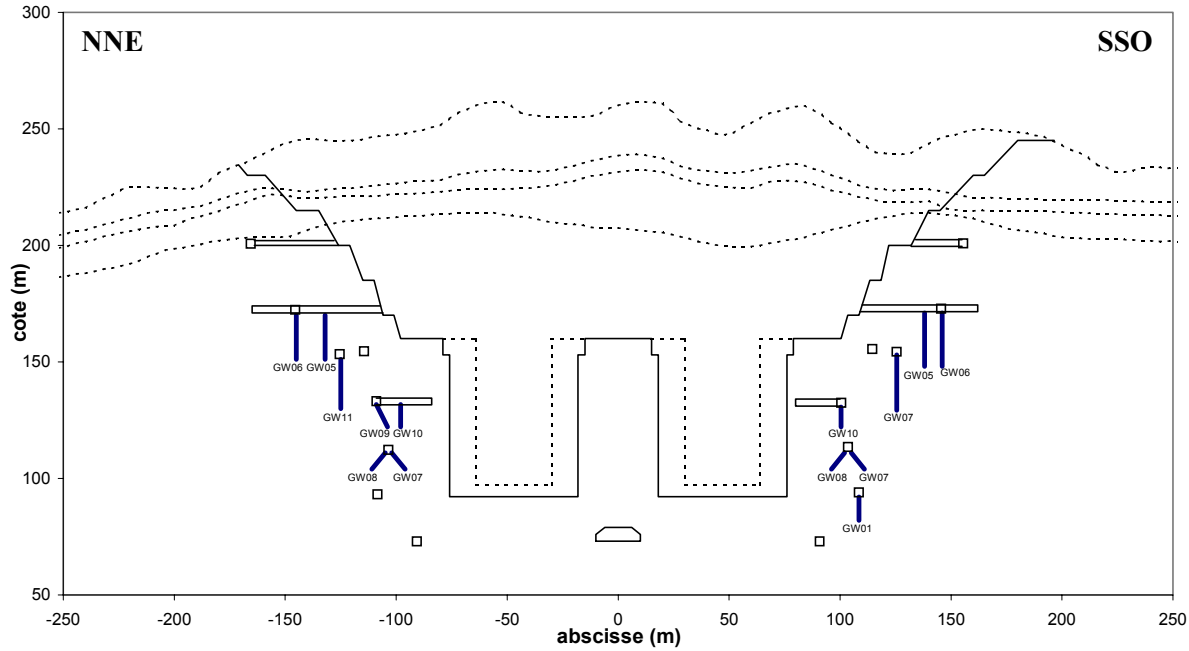


Figure C-34 : Localisation des piézomètres au niveau du profil 17-17'.

Le relevé mensuel de ces mesures nous permet de tracer un profil fidèle de la surface piézométrique pendant et après l'excavation du massif rocheux. La Figure C-35 et la Figure C-36 font état des relevés des niveaux piézométriques, sur les versants nord et sud du profil 17-17', entre janvier 1996 et octobre 2000.

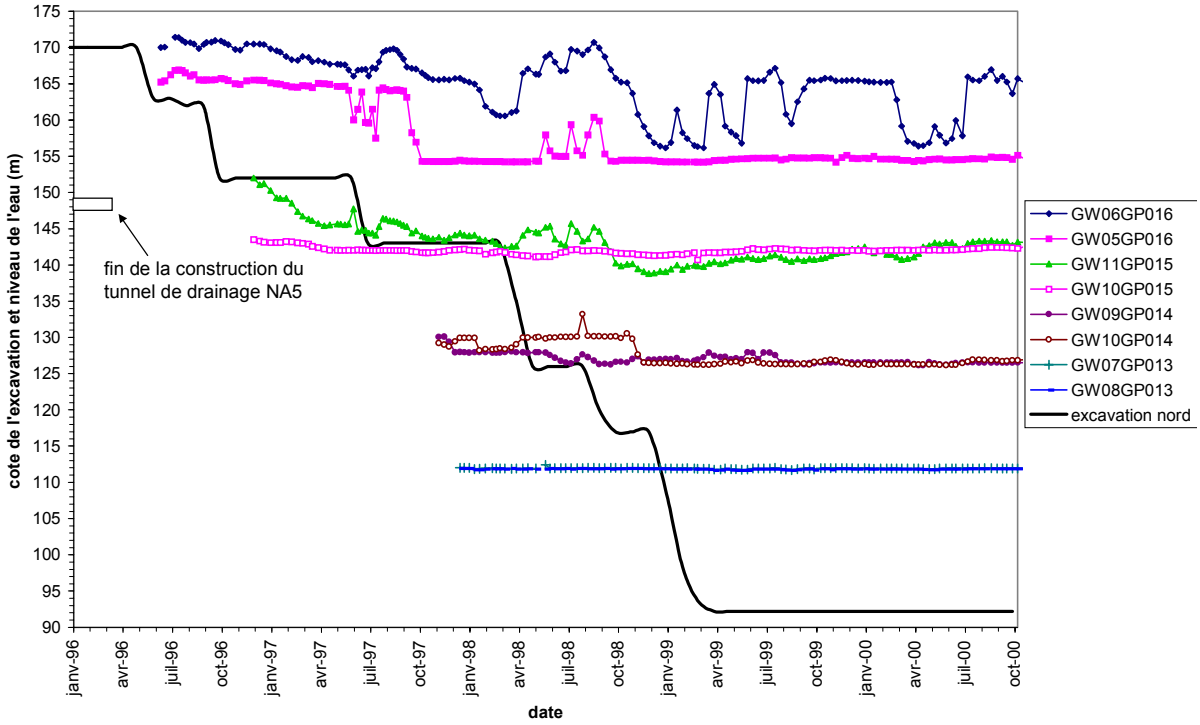


Figure C-35 : Niveaux piézométriques relevés sur le versant nord de l'écluse à bateaux, au niveau du profil 17-17'.

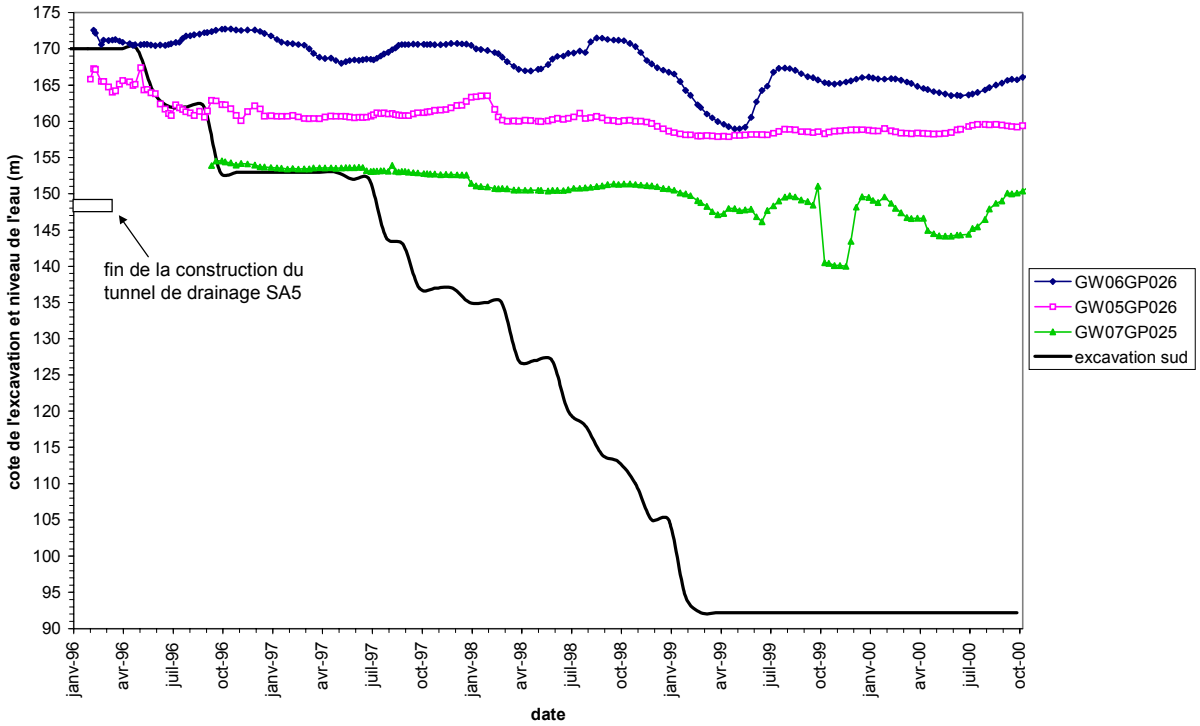


Figure C-36 : Niveaux piézométriques relevés sur le versant sud de l'écluse à bateaux, au niveau du profil 17-17'.

Annexe D

Méthodes de classification

des masses rocheuses fracturées

1. Le Rock Quality Designation index (Deere, 1967)
2. Le Tunnelling Quality Index (Barton, 1974)
3. Le Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976)
4. Le Geological Strength Index (Hoek et Brown, 1995)
5. Le GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999)
6. Corrélations entre les différentes méthodes de classification

1 Le Rock Quality Designation index (Deere, 1967)

Le *Rock Quality Designation* (*RQD)* a été développé par Deere et al. (1967) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le *RQD* est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage.

$$RQD = \frac{\sum longueur\ des\ morceaux > 10\ cm}{longueur\ totale\ du\ forage} \times 100 \qquad \textbf{(D- 1)}$$

Palmström (1982) a suggéré que le *RQD* puisse être lié et déduit du nombre de discontinuités par unité de volume. Il a proposé la relation suivante, qui serait valable pour des roches sans argile et utilisable lorsqu'aucun forage n'est disponible mais que des traces de discontinuités sont visibles en surface :

$$RQD = 115 - 3{,}3J_v \qquad \textbf{(D- 2)}$$

où J_v est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre de joints par m^3, pour toutes les familles de discontinuités présentes (*ISRM*, 1978). Ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé.

2 Le Tunnelling Quality Index (Barton, 1974)

Le *Tunnelling Quality Index* (*NGI rock mass classification*), ou *Q*, a été introduit par Barton, Lien et Lunde en 1974. Sur la base d'analyses d'un grand nombre de cas d'excavations souterraines, cet indice permet de rendre compte de la qualité de surface des discontinuités, afin d'en déduire le comportement mécanique de la masse rocheuse.

Les valeurs numériques de l'indice *Q* varient sur une base logarithmique de 0,001 à 1 000, d'après la formule suivante :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \qquad \textbf{(D- 3)}$$

où *RQD* est le *Rock Quality Designation index*,
J_n est un nombre caractérisant l'ensemble formé par les familles de joints,
J_r caractérise la rugosité des joints,
J_a caractérise l'altération des joints,
J_w est le facteur de réduction hydraulique des joints,
SRF est le facteur de réduction des contraintes (*Stress Reduction Factor*)

Chacun de ces paramètres peut être estimé à partir des Tableaux D-1, D-2 et D-3.

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	**RQD**	1. Where *RQD* is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate *Q*. 2. *RQD* intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate
A. Very poor	0 – 25	
B. Poor	25 – 50	
C. Fair	50 – 75	
D. Good	75 – 90	
E. Excellent	90 – 100	
2. JOINT SET NUMBER	**J_n**	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$ 2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
A. Massive, no or few joints	0.5 – 1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	**J_r**	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m 2. J_r = 0.5 can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	**J_a**	**ϕ_r**
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25 – 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-tree disintegrated rock, etc.	2.0	25 – 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 – 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite, etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 – 2 mm or less)	4.0	8 – 16

1. Values of ϕ_r, the residual friction angle, are intended as an appropriate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present

Tableau D-1 : Classification de Barton : paramètres individuels pour le calcul de l'indice Q, d'après Barton et al, 1974.

DESCRIPTION	VALUE		NOTES
5. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
F. Sandy particles, clay-free, disintegrated rock, etc.	4.0	25 – 30	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 – 24	
H. Medium or low over-consolidation, soften-ing clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 – 16	
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water	8.0 – 12.0	6 – 12	
d. No rock wall contact when sheared			
I. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see Gn H and J for clay conditions)	6.0 – 12.0	6 – 24	
J. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0		
K. Thick continuous zones or bands of clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0 – 24.0		
6. JOINT WATER REDUCTION	J_w	Approx. water pressure (kgf/cm²)	
I. Dry excavation or minor inflow i.e. <5 l/m locally	1.0	< 1.0	
J. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 – 2.5	1. Factors C to F are crude estimates ; increase J_w if drainage installed
K. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 – 10.0	
L. Large inflow or high pressure	0.33	> 10	2. Special problems caused by ice formation are not considered
M. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 – 0.1		
N. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 – 0.05	> 10	
7. STRESS REDUCTION FACTOR		***SRF***	
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)		10.0	
B. Single weakness zones containing clay, or chemical disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0	1. Reduce these values of *SRF* by 25 – 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
C. Single weakness zones containing clay, or chemical disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free), (depth of excavation < 50 m)		5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free), (depth of excavation > 50 m)		2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or ‘sugar cube’, (any depth)		5.0	

Tableau D-2 : Classification de Barton : paramètres individuels pour le calcul de l’indice Q, d’après Barton et al, 1974. (suite)

DESCRIPTION	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	VALUE	NOTES
8. STRESS REDUCTION FACTOR				
b. Competent rock, rock stress problems				
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	2. For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \le \sigma_1/\sigma_3 \le 10$, reduce σ_c to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ reduce σ_c to $0.6\sigma_c$ and σ_t to $0.6\sigma_t$.
J. Medium stress	200 – 10	13 – 0.66	1.0	
K. High stress, very light structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 – 5	0.66 – 0.33	0.5 – 2	
L. Mild rockburst (massive rock)	5 – 2.5	0.33 – 0.16	5 – 10	
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 – 20	
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure				3. Few case records available when depth of crown below surface is less than span width. Suggest *SRF* increase from 2.5 to 5 for such cases (see H)
N. Mild squeezing rock pressure			5 – 10	
O. Heavy squeezing rock pressure			10 – 20	
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water				
P. Mild squeezing rock pressure			5 – 10	
R. Heavy squeezing rock pressure			10 – 15	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables.

1. When borehole core is available, *RQD* can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to *RQD* for the case of clay free rock masses. $RQD = 115 - 3.3J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding, etc. if strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n.
3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r / J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r / J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r / J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.
4. When a rock mass contains clay, the factor *SRF* appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

Tableau D-3 : Classification de Barton : paramètres individuels pour le calcul de l'indice Q, d'après Barton et al, 1974. (fin)

Le *Tunnelling Quality Index Q* peut alors être considéré comme une fonction de seulement trois paramètres, qui sont une mesure directe :

1. de la taille des blocs *(RQD/J_n)*,
2. de la résistance au cisaillement inter-blocs *(J_r/J_a)*, et
3. des contraintes actives globales et hydrauliques *(J_w/SRF)*.

3 Le Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976)

Bieniawski a publié en 1976 les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée *Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR) system*. Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées. Désormais, plusieurs variantes de la classification de Bieniawski sont disponibles. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées.

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres pour chacun desquels un coefficient numérique est attribué suivant le barème présenté dans le Tableau D-4. La somme de ces coefficients détermine la valeur du *RMR,* qui peut varier entre 0 et 100.

Les six paramètres suivants sont nécessaires pour estimer la résistance à la compression d'un massif rocheux en utilisant le système *RMR* :

1. la résistance à la compression uniaxiale de la roche,
2. la valeur de l'indice *RQD* pour la masse rocheuse,
3. l'espacement des discontinuités,
4. l'état des discontinuités,
5. les conditions hydrauliques, et
6. l'orientation des discontinuités.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality *RQD*		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)						
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS						
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21	
Class number	I	II	III	IV	V	
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock	

D. MEANING OF ROCK CLASSES					
Class number	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions					
Discontinuity length (persistence) Rating	< 1 m 6	1 - 3 m 4	3 - 10 m 2	10 - 20 m 1	> 20 m 0
Separation (aperture) Rating	None 6	< 0.1 mm 5	0.1 - 1.0 mm 4	1 - 5 mm 1	> 5 mm 0
Roughness Rating	Very rough 6	Rough 5	Slightly rough 3	Smooth 1	Slickensided 0
Infilling (gouge) Rating	None 6	Hard filling < 5 mm 4	Hard filling > 5 mm 2	Soft filling < 5 mm 2	Soft filling > 5 mm 0
Weathering Ratings	Unweathered 6	Slightly weathered 5	Moderately weathered 3	Highly weathered 1	Decomposed 0

F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**			
Strike perpendicular to tunnel axis		Strike parallel to tunnel axis	
Drive with dip - Dip 45 - 90°	Drive with dip - Dip 20 - 45°	Dip 45 - 90°	Dip 20 - 45°
Very favourable	Favourable	Very unfavourable	Fair
Drive against dip - Dip 45-90°	Drive against dip - Dip 20-45°	Dip 0-20 - Irrespective of strike°	
Fair	Unfavourable	Fair	

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.
** Modified after Wickham et al (1972).

Tableau D-4 : Détails de la classification RMR, d'après Bieniawski (1989).

4 Le Geological Strength Index (Hoek et Brown, 1995)

Introduit par Hoek (1995) et Hoek, Kaiser et Bawden (1995), le *GSI* est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode *GSI* s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

La Figure D-1 (d'après Hoek, 1995) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du *GSI* à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse).

Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs, et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des gammes de valeurs peuvent être estimées à partir de la classification *GSI*.

Par exemple, pour une roche FRACTUREE avec des discontinuités ayant des conditions de surface TRES BONNES, les valeurs du *GSI* obtenues à partir de la Figure D-1 varient entre 63 et 85.

L'imprécision apparente peut susciter des interrogations, mais Hoek indique que la géologie n'aspire pas à une telle précision et qu'il serait simplement irréaliste d'assigner une valeur unique. Il ajoute que pour des études préliminaires il peut être prudent de considérer des déviations plus importantes pour les paramètres d'entrée.

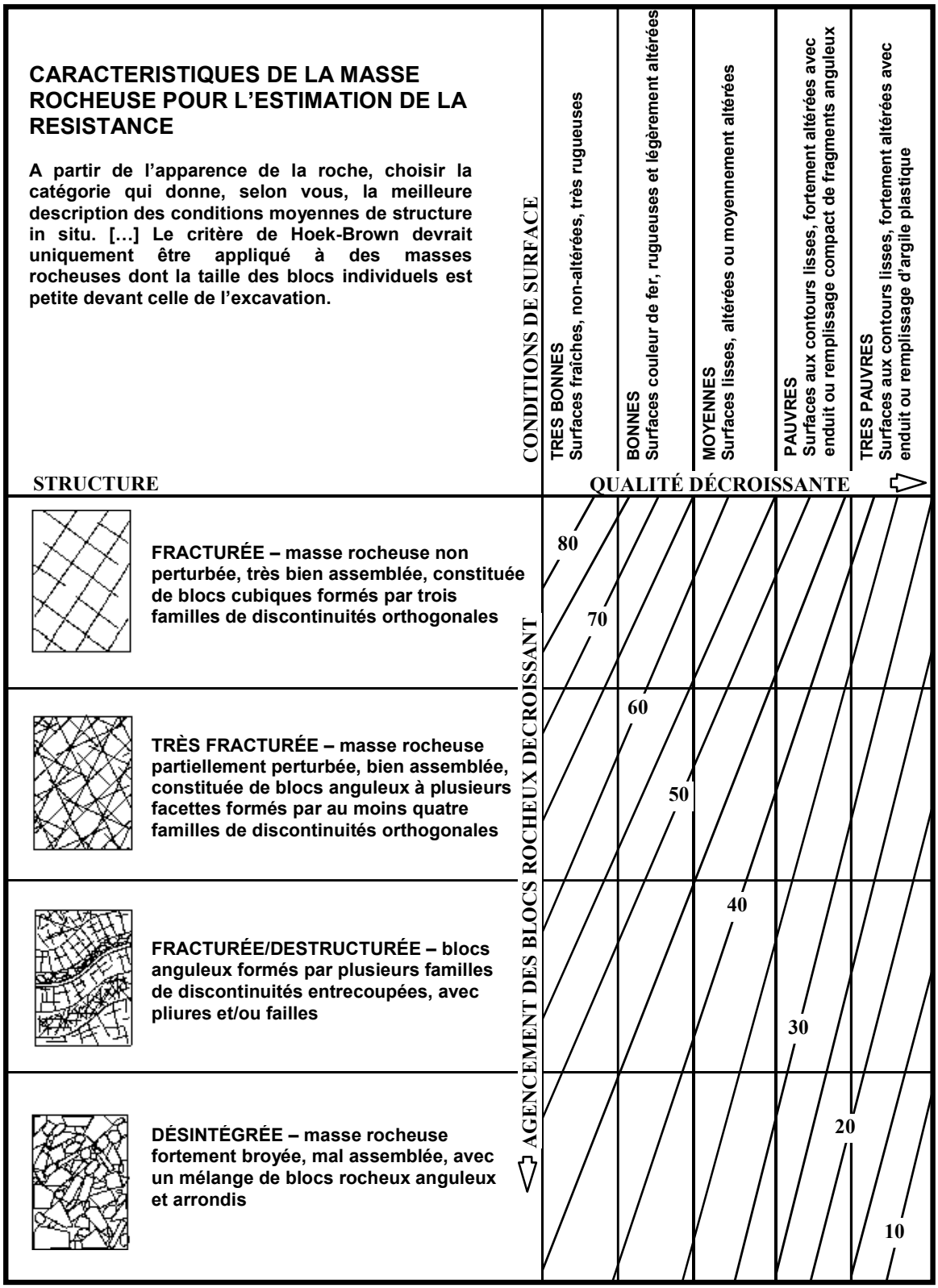


Figure D-1 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).

5 Le GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999)

Sonmez et Ulusay (1999) ont proposé des perfectionnements à la classification *GSI* qu'ils estiment trop approximative. A leur avis, le manque de paramètres permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités et la structure de la masse rocheuse empêche d'obtenir des valeurs plus précises du *GSI*. Pour ces raisons, ils ont suggéré l'introduction de deux paramètres additionnels :

- *le Surface Condition Rating SCR :*

  Cet indice s'obtient par sommation de 3 coefficients décrivant la rugosité, l'altération et le remplissage des joints :

$$SCR = R_r + R_w + R_r \qquad \textbf{(D- 4)}$$

  R_r , R_w et R_r peuvent être estimés à partir du tableau situé en haut à droite de laFigure D-2. La valeur maximale pouvant être atteinte par le *SCR* étant 18, l'axe horizontal de la classification *GSI* a été divisé en 18 intervalles de même longueur.

- *le Structure Rating SR :*

  La dimension des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche : de grands blocs sont en général moins déformables, et moins sujets à des rotations que des blocs plus petits.
  La courbe semi-logarithmique située en haut à gauche de la Figure D-2 permet de déduire une valeur du *SR*, à partir de la mesure de la densité volumique des joints (J_v).

A l'aide de ces deux paramètres supplémentaires, Sonmez et Ulusay estiment que l'apport d'informations concernant les propriétés structurelles de la roche permettent de déterminer une valeur plus précise pour le *GSI*.

On peut toutefois s'interroger sur la validité de cette argumentation, au vu de la précision discutable des paramètres additionnels utilisés (notamment J_v).

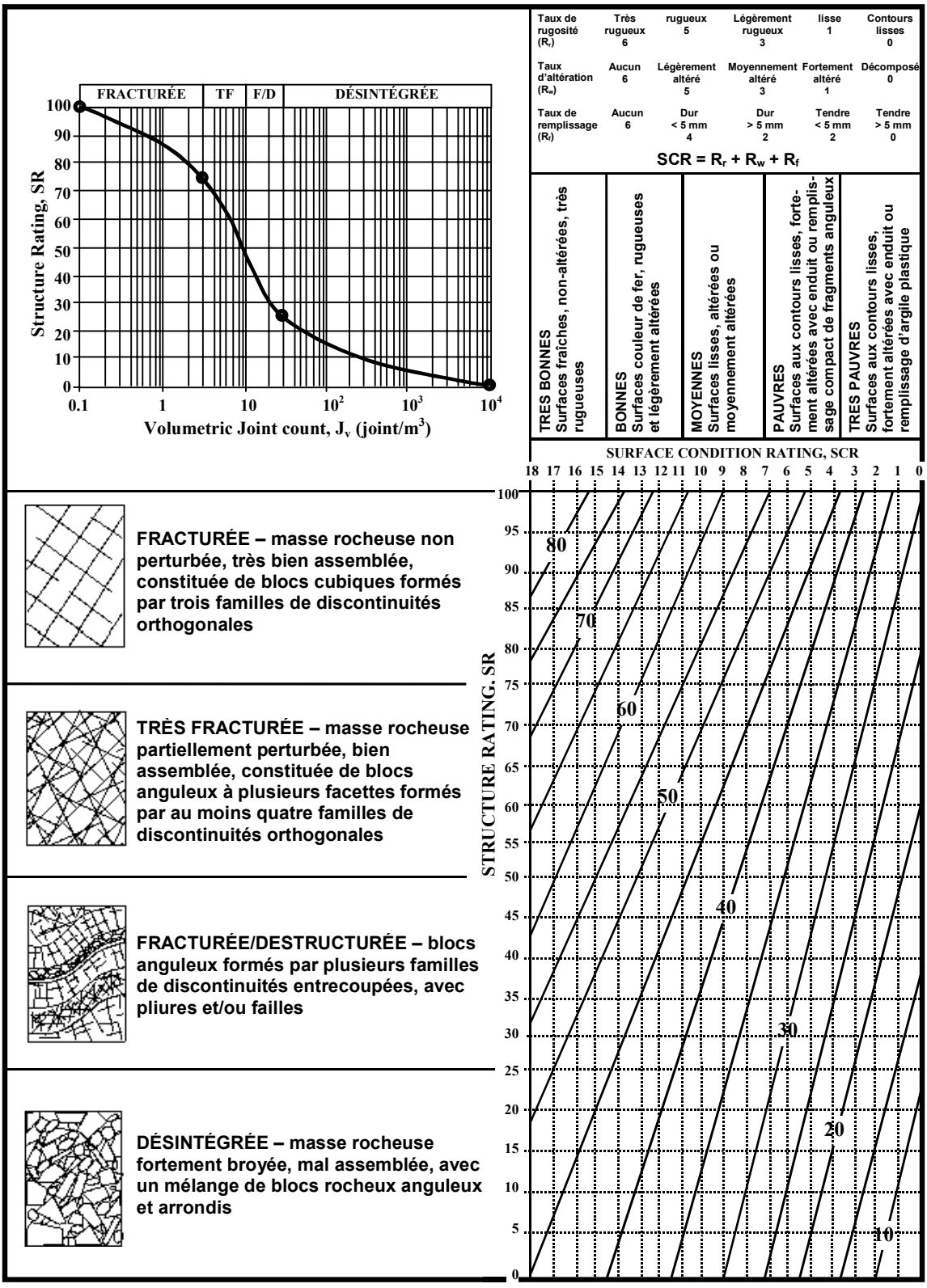


Figure D-2 : Classification GSI modifiée, d'après Sonmez et Ulusay (1999).

6 Corrélations entre les différentes méthodes de classification

Des relations empiriques existent entre ces différents indices. Bieniawski propose de relier le *RMR* et le *Tunnelling Quality Index Q* de Barton :

$$RMR = 9 \log Q + 44 \qquad \textbf{(D- 5)}$$

Pour des roches de bonne qualité ($GSI > 25$), la valeur de *GSI* peut également être estimée directement à partir de la version 1976 du *RMR* de Bieniawski :

$$GSI = RMR_{76}{}^{*} \qquad \textbf{(D- 6)}$$

* avec un *groundwater rating* de 10 (humide) et un ajustement pour l'orientation des discontinuités égal à 0 (très favorable) (Tableau D-4).

De même, si la version 1989 de la classification *RMR* de Bieniawski est utilisée, alors on peut estimer un *GSI* correspondant :

$$GSI = RMR_{89} - 5^{*} \qquad \textbf{(D- 7)}$$

* avec un *groundwater rating* de 15 (sec) et un ajustement pour l'orientation des discontinuités égal à 0.

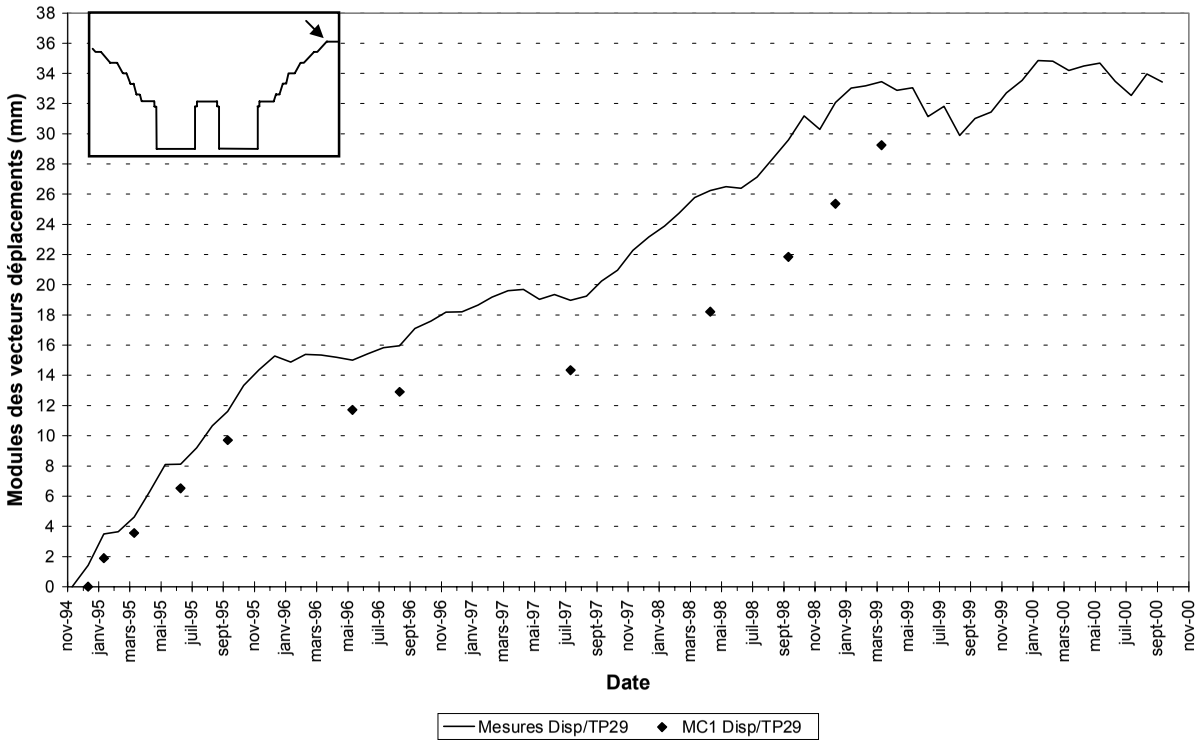
Annexe E-1

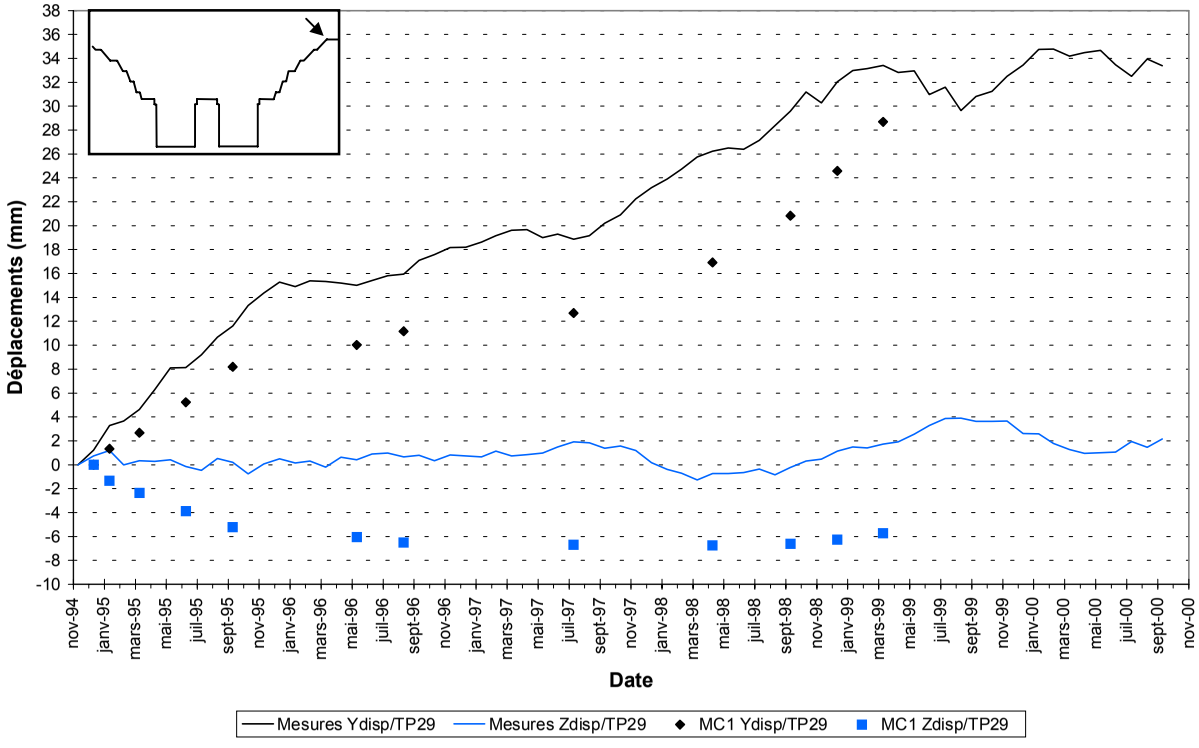
Déformation des parois de l'écluse à bateaux

Modèle MC1, Mohr-Coulomb sans faille

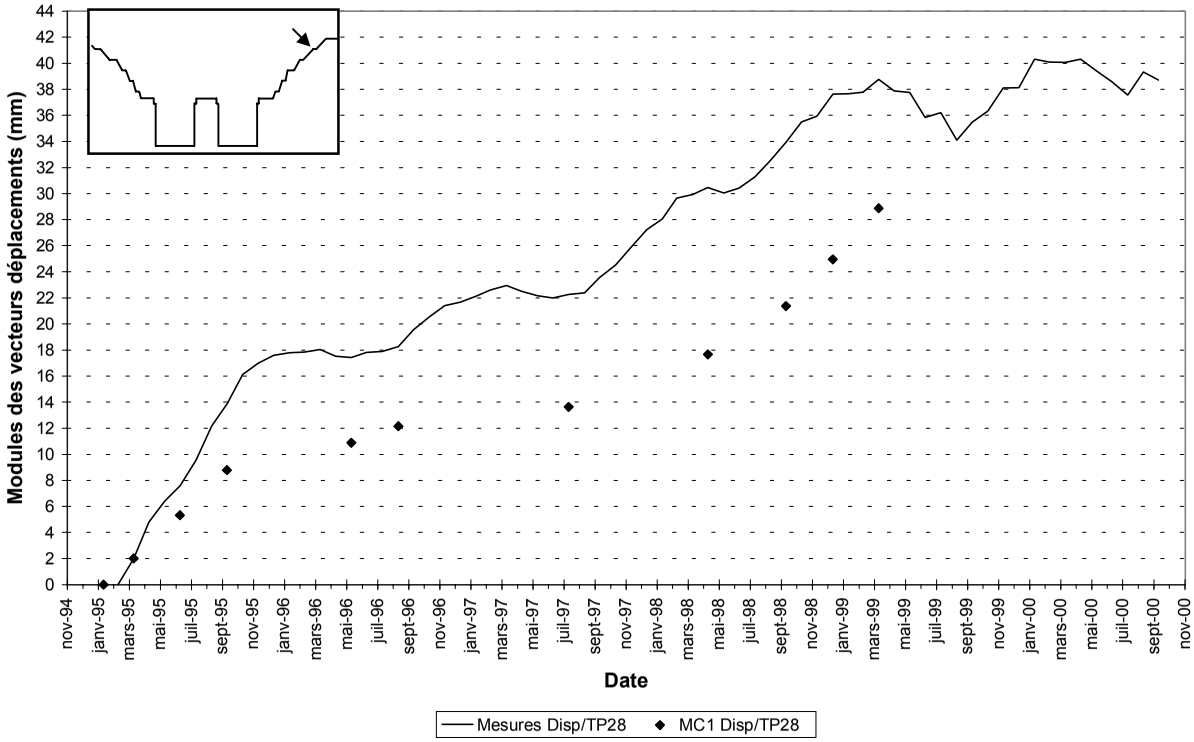
- ⇨ tenseurs de contraintes principales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales maximales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales minimales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes de cisaillement
- ⇨ indicateurs de plasticité
- ⇨ vecteurs déplacements cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements horizontaux cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements verticaux cumulés
- ⇨ vecteurs déplacements – calculés et mesurés – au niveau des bornes topographiques
- ⇨ évolution des déplacements (module, composantes Y et Z) – calculés et mesurés – entre janvier 1995 et novembre 2000.

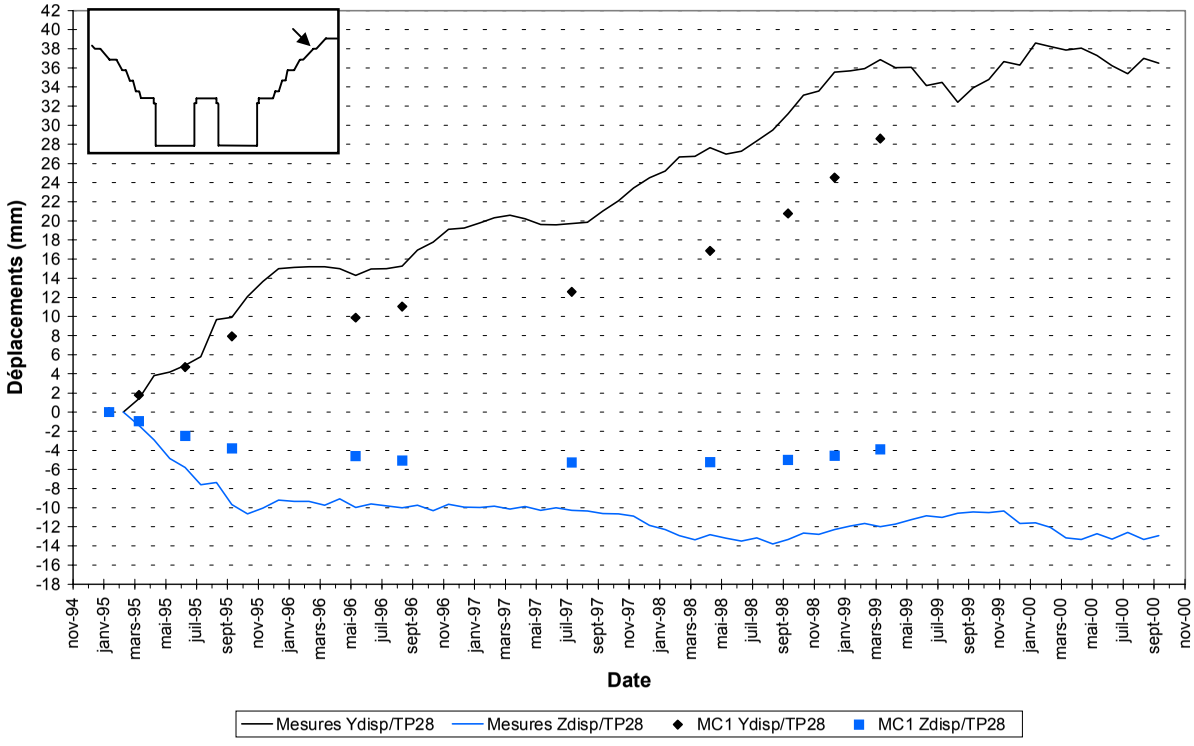
BORNE TP29


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP29
MC1 Disp/TP29

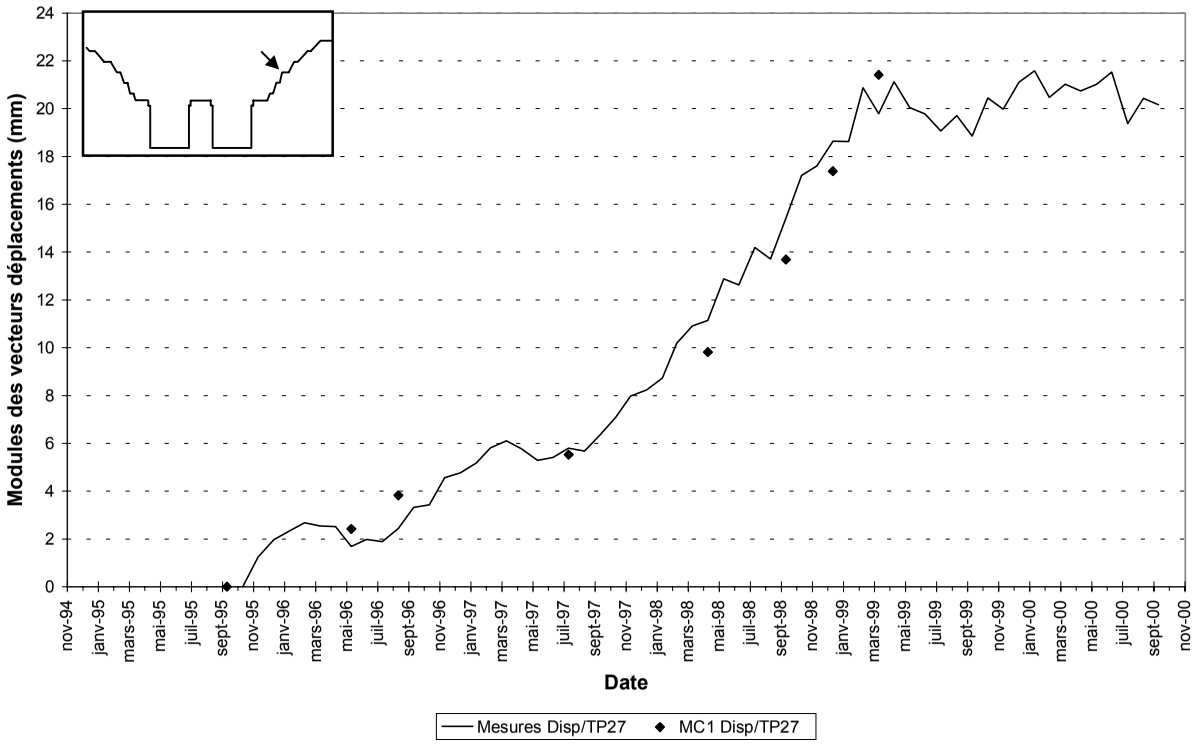

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP29
Mesures Zdisp/TP29
MC1 Ydisp/TP29
MC1 Zdisp/TP29

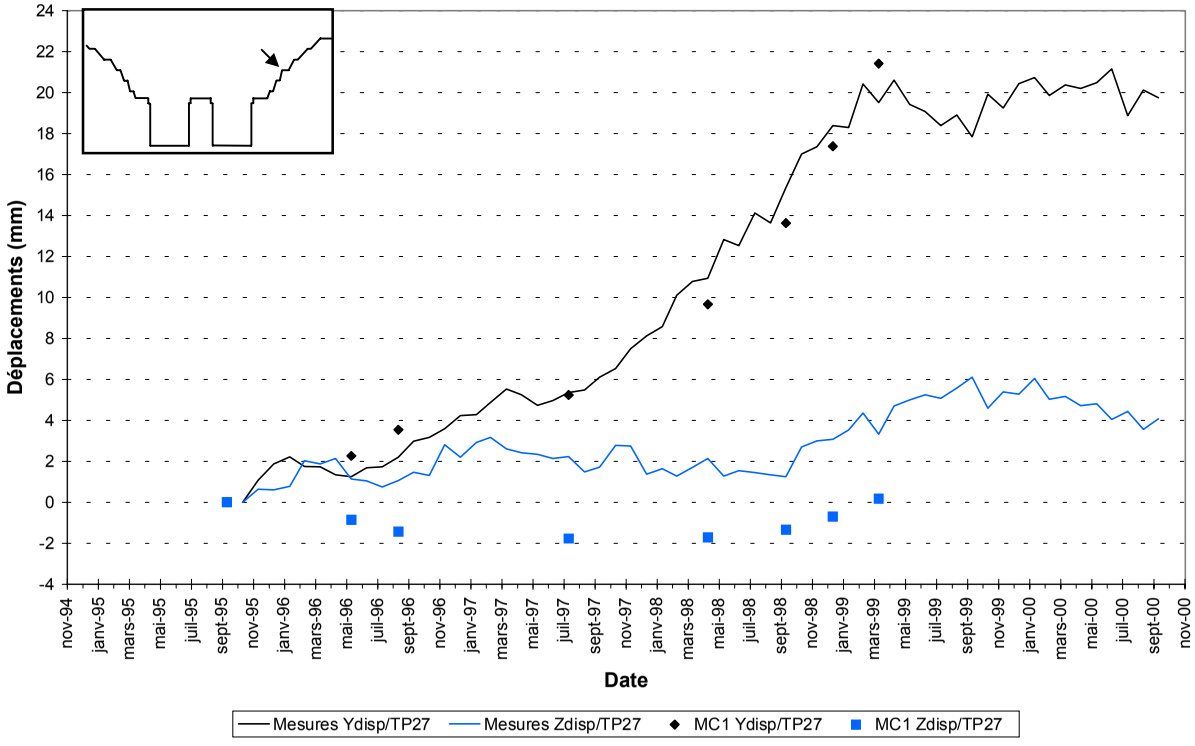
BORNE TP28


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP28
MC1 Disp/TP28

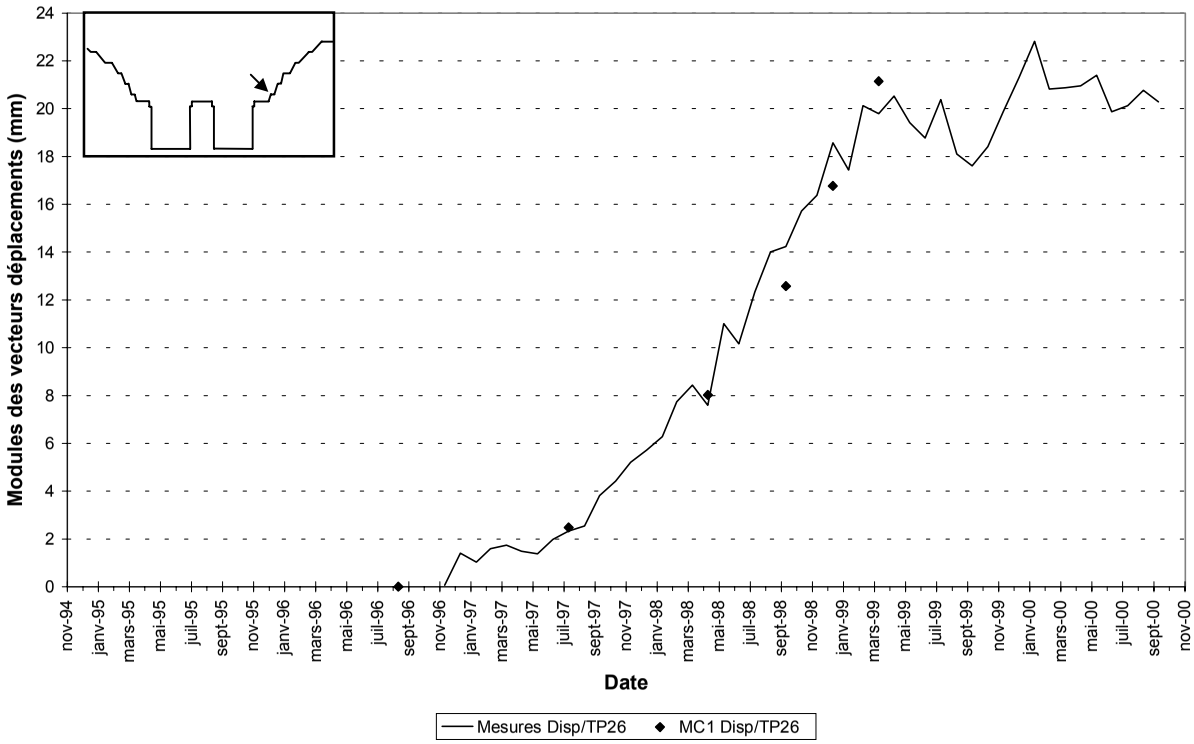

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP28
Mesures Zdisp/TP28
MC1 Ydisp/TP28
MC1 Zdisp/TP28

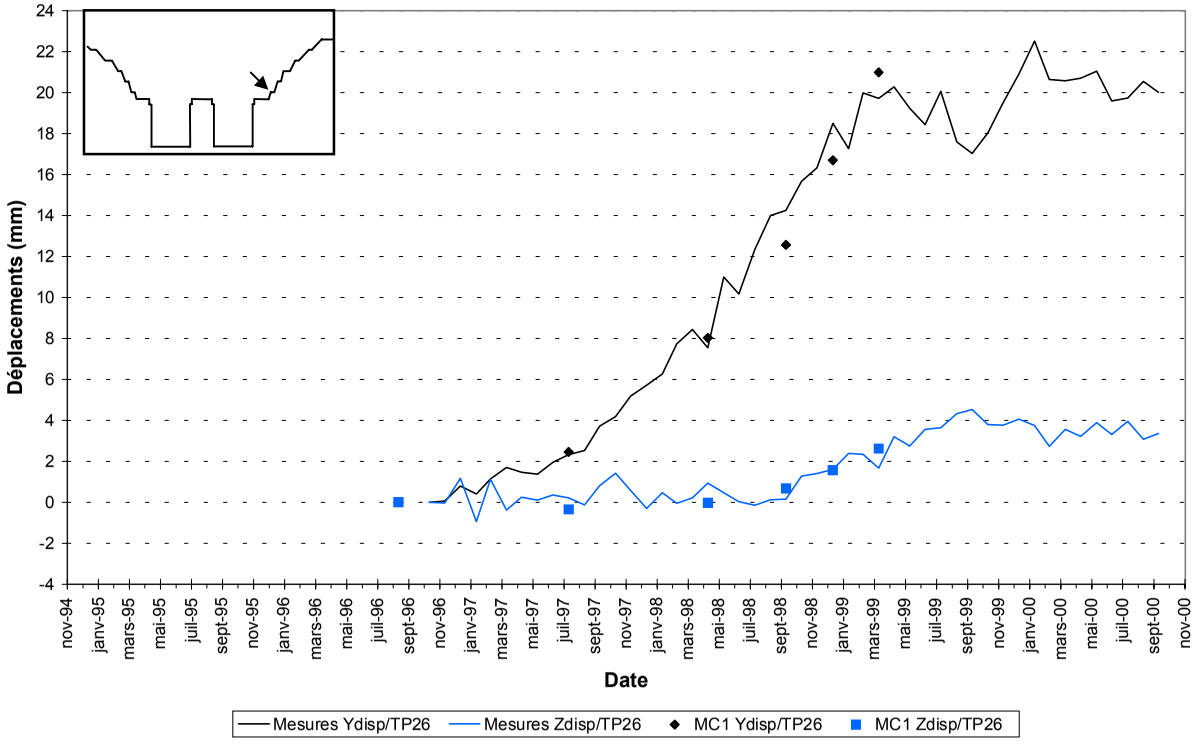
BORNE TP27


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP27
MC1 Disp/TP27

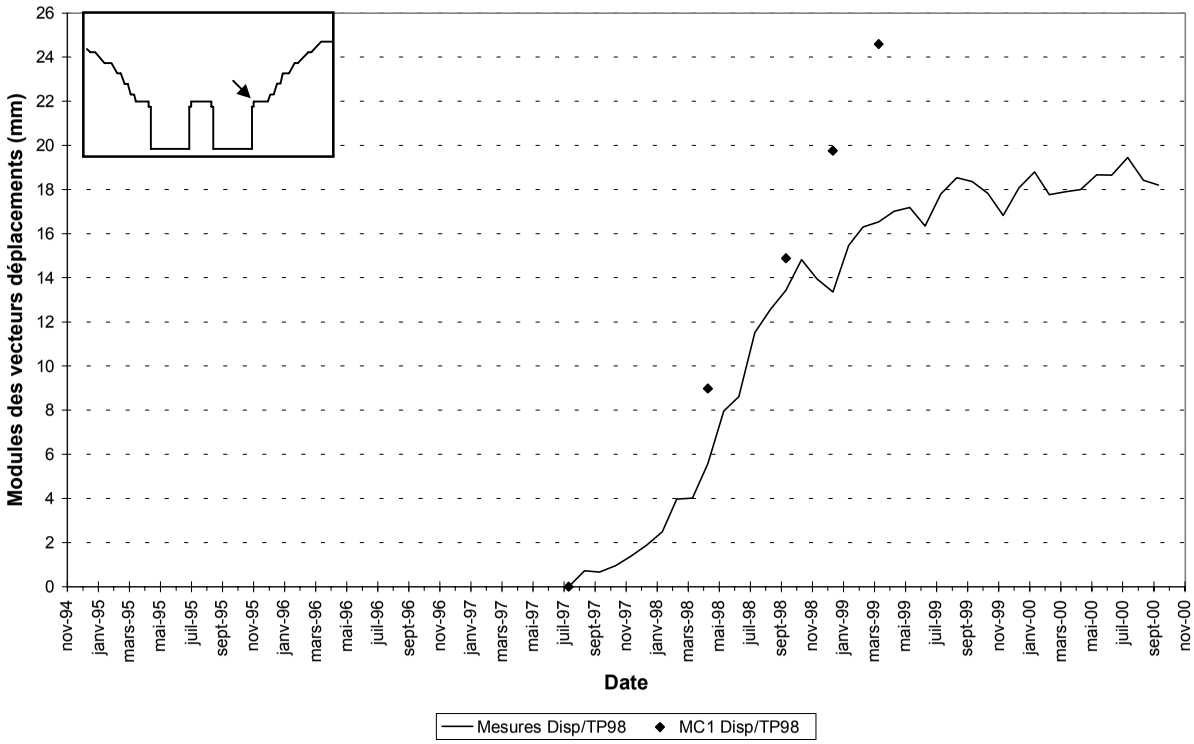

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP27
Mesures Zdisp/TP27
MC1 Ydisp/TP27
MC1 Zdisp/TP27

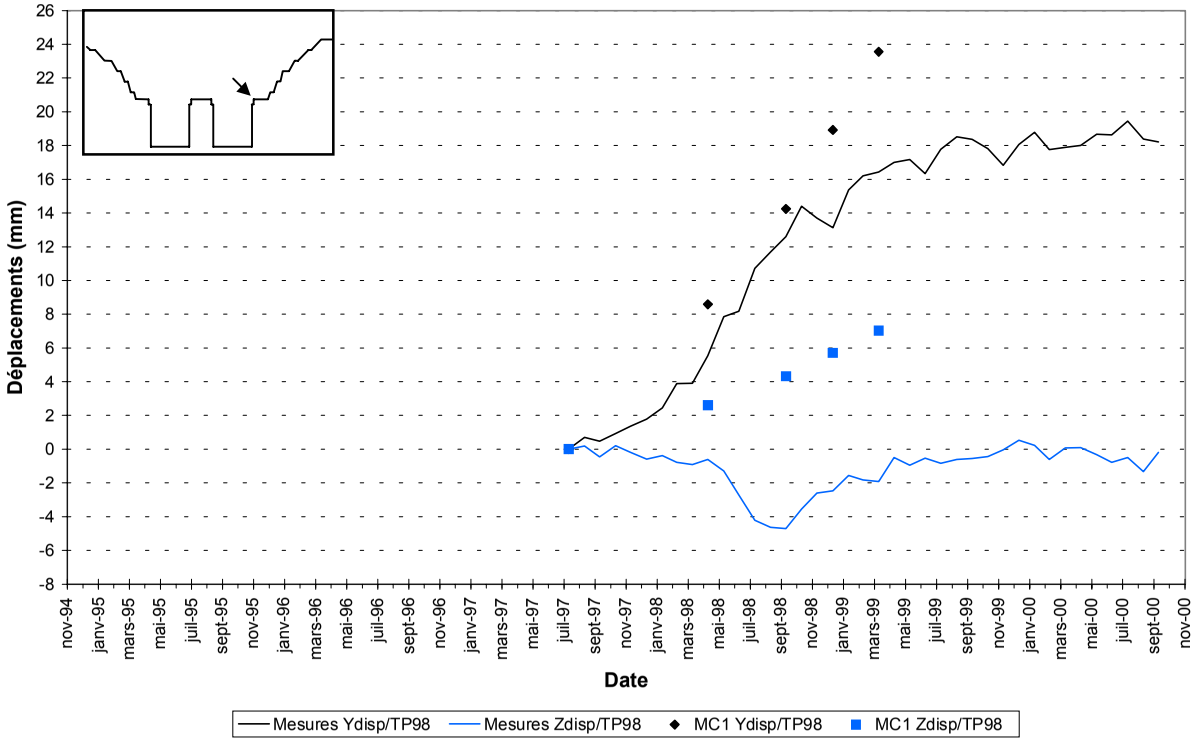
BORNE TP26


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP26
MC1 Disp/TP26

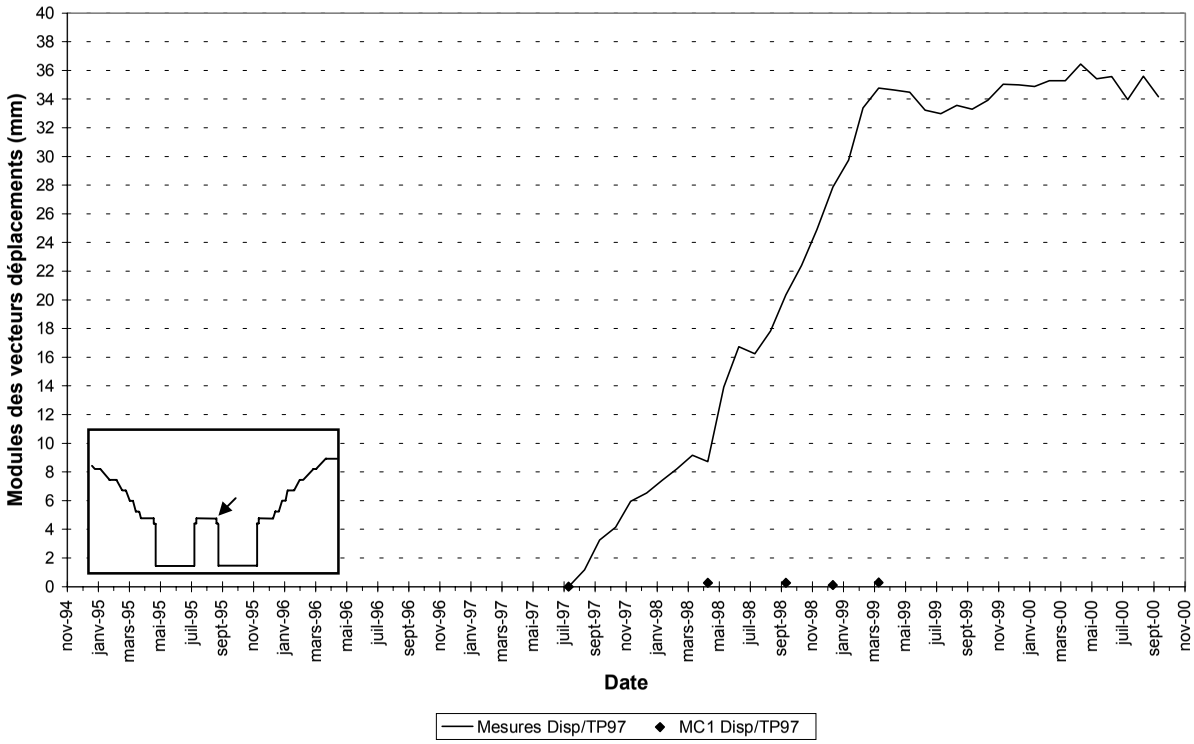

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP26
Mesures Zdisp/TP26
MC1 Ydisp/TP26
MC1 Zdisp/TP26

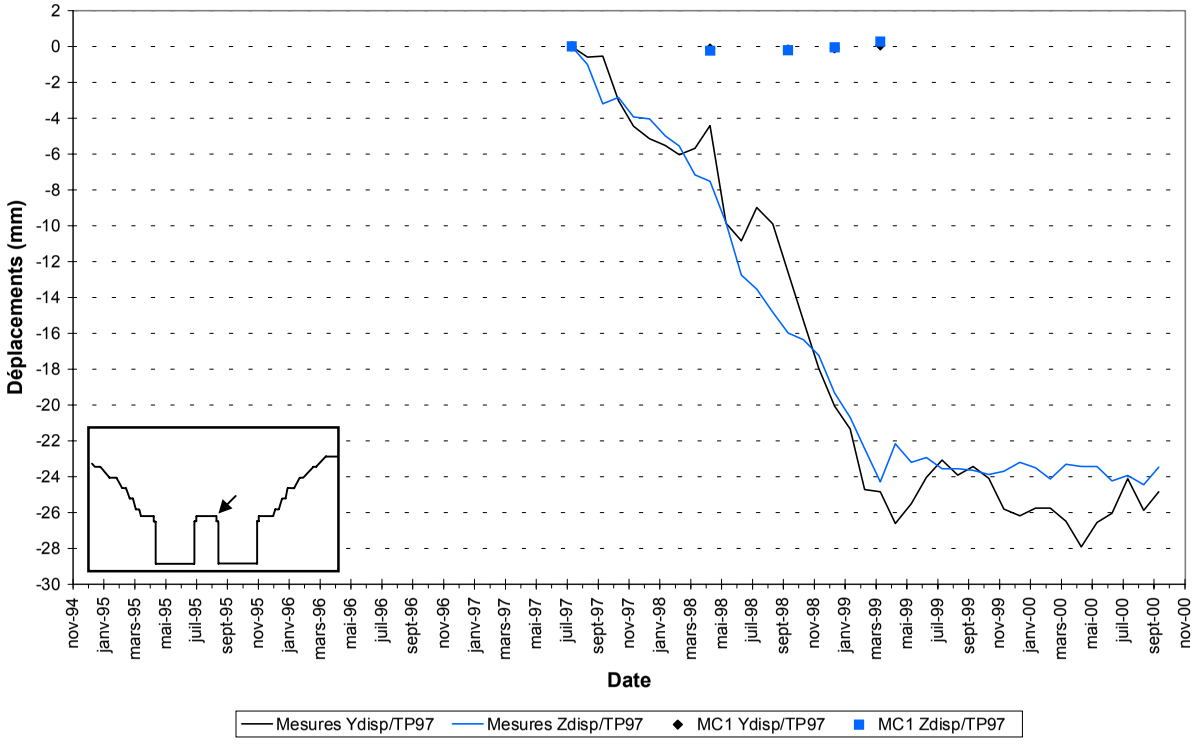
BORNE TP98


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP98
MC1 Disp/TP98

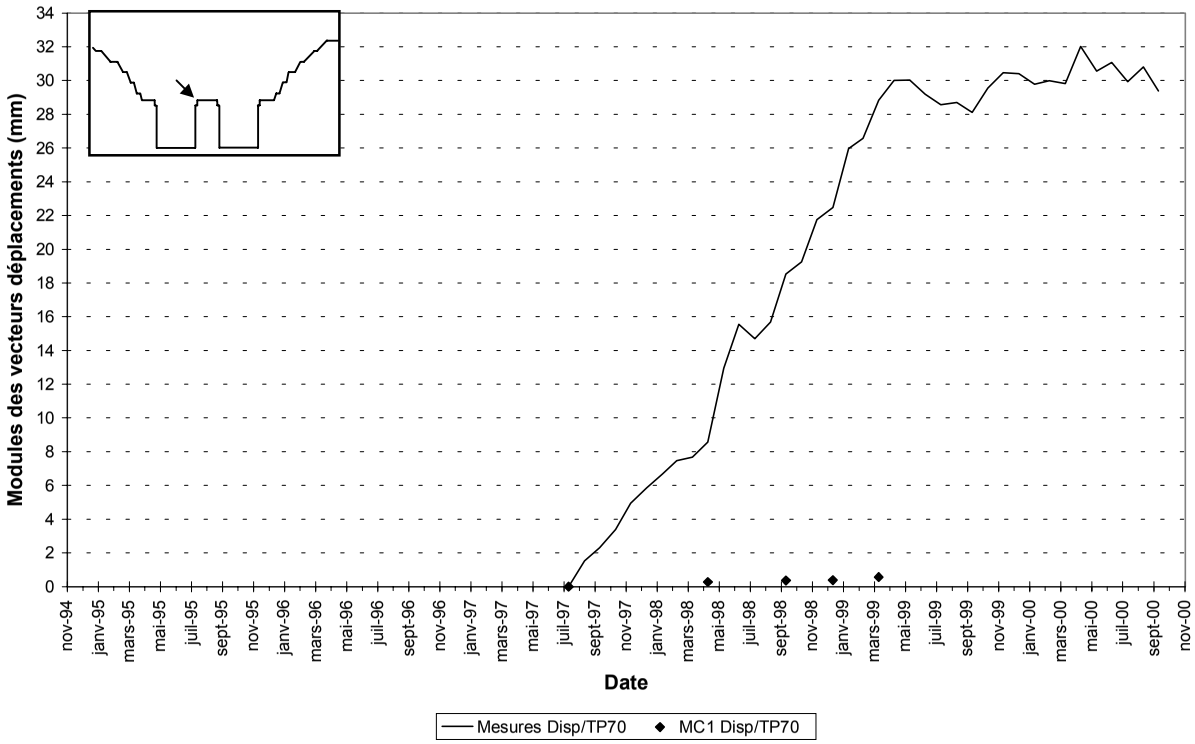

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP98
Mesures Zdisp/TP98
MC1 Ydisp/TP98
MC1 Zdisp/TP98

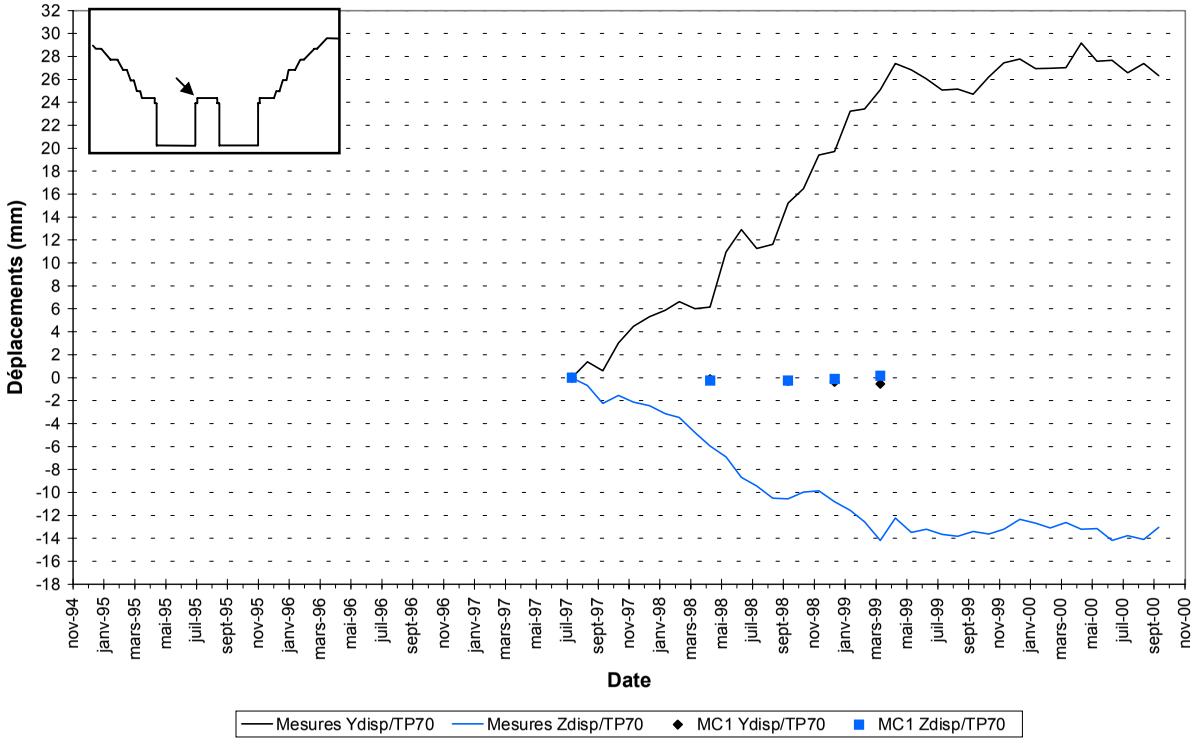
BORNE TP97


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP97
MC1 Disp/TP97

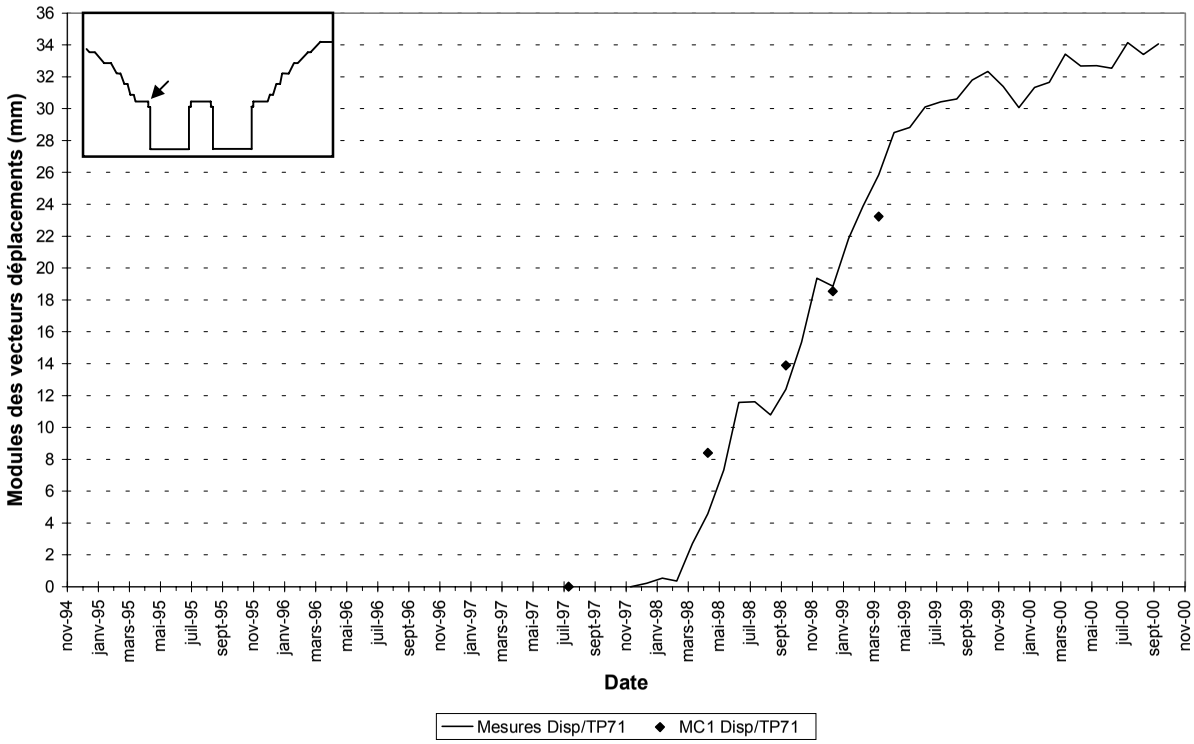

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP97
Mesures Zdisp/TP97
MC1 Ydisp/TP97
MC1 Zdisp/TP97

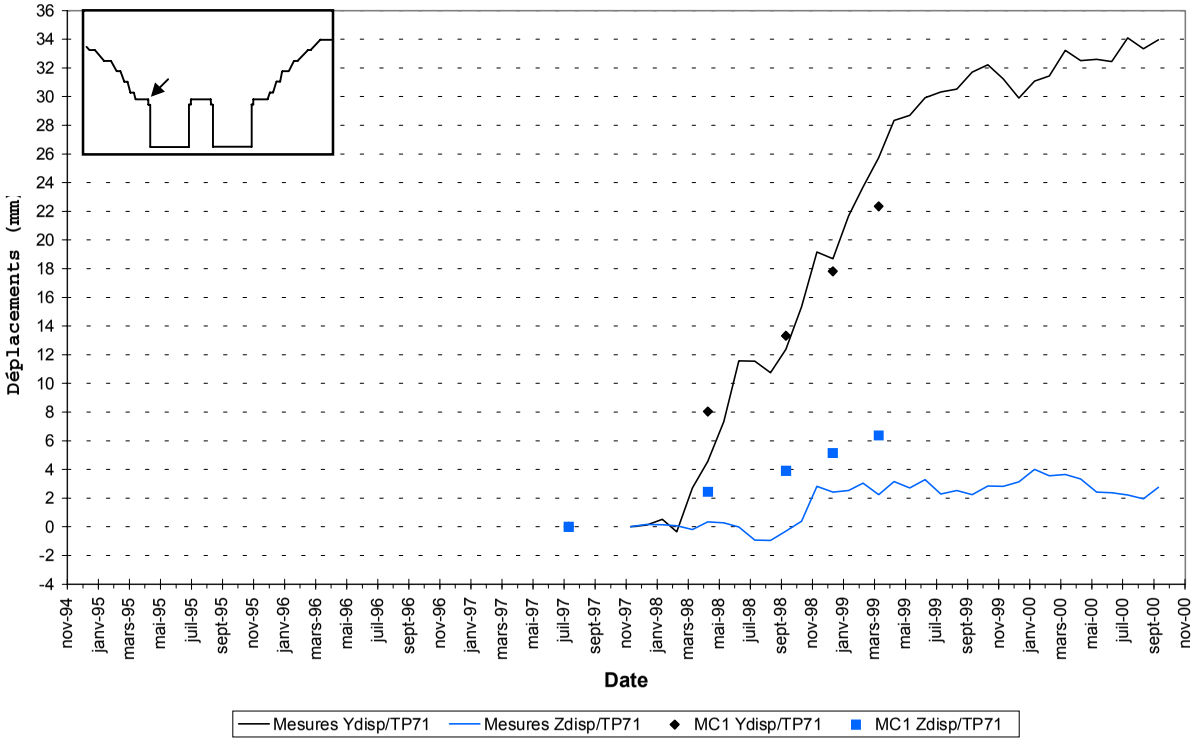
BORNE TP70


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP70
MC1 Disp/TP70

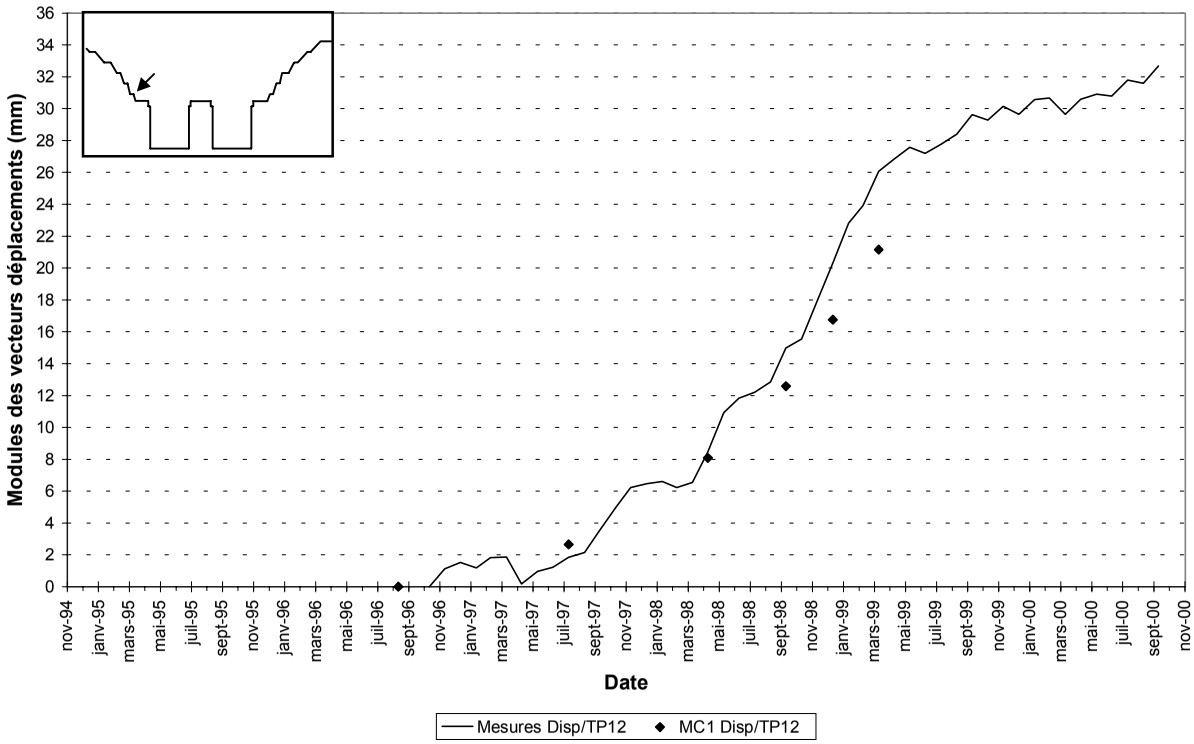

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP70
Mesures Zdisp/TP70
MC1 Ydisp/TP70
MC1 Zdisp/TP70

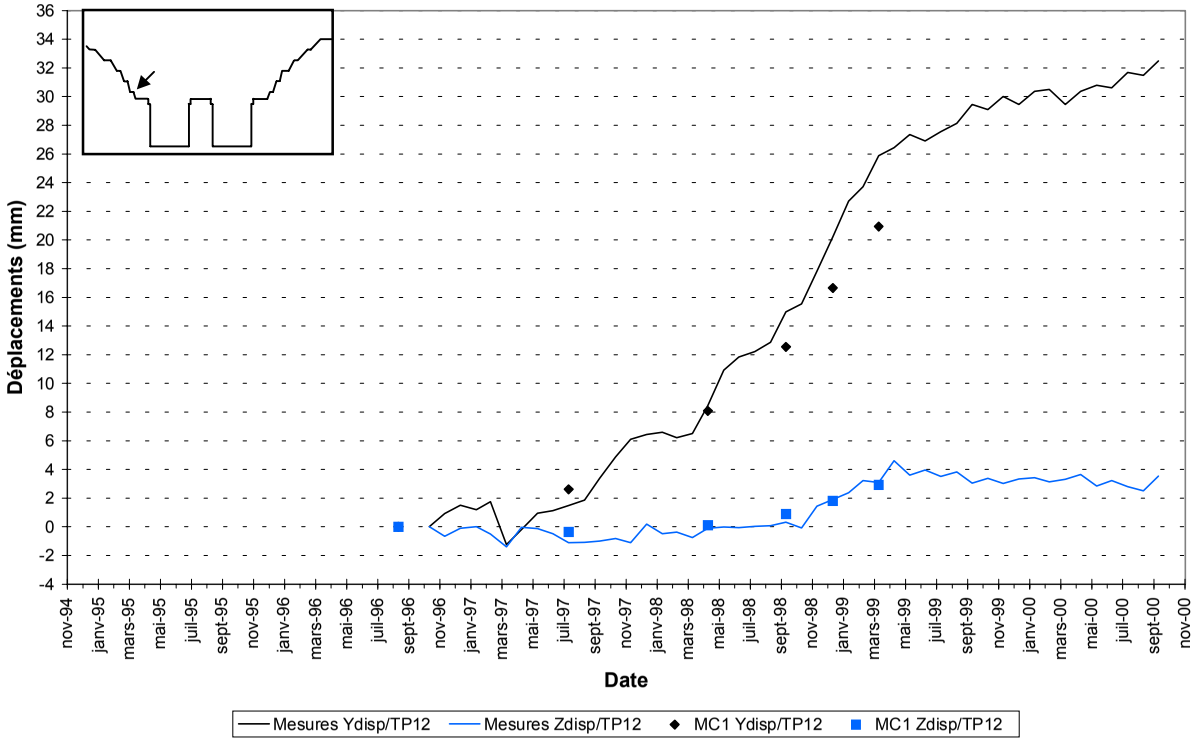
BORNE TP71


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP71
MC1 Disp/TP71

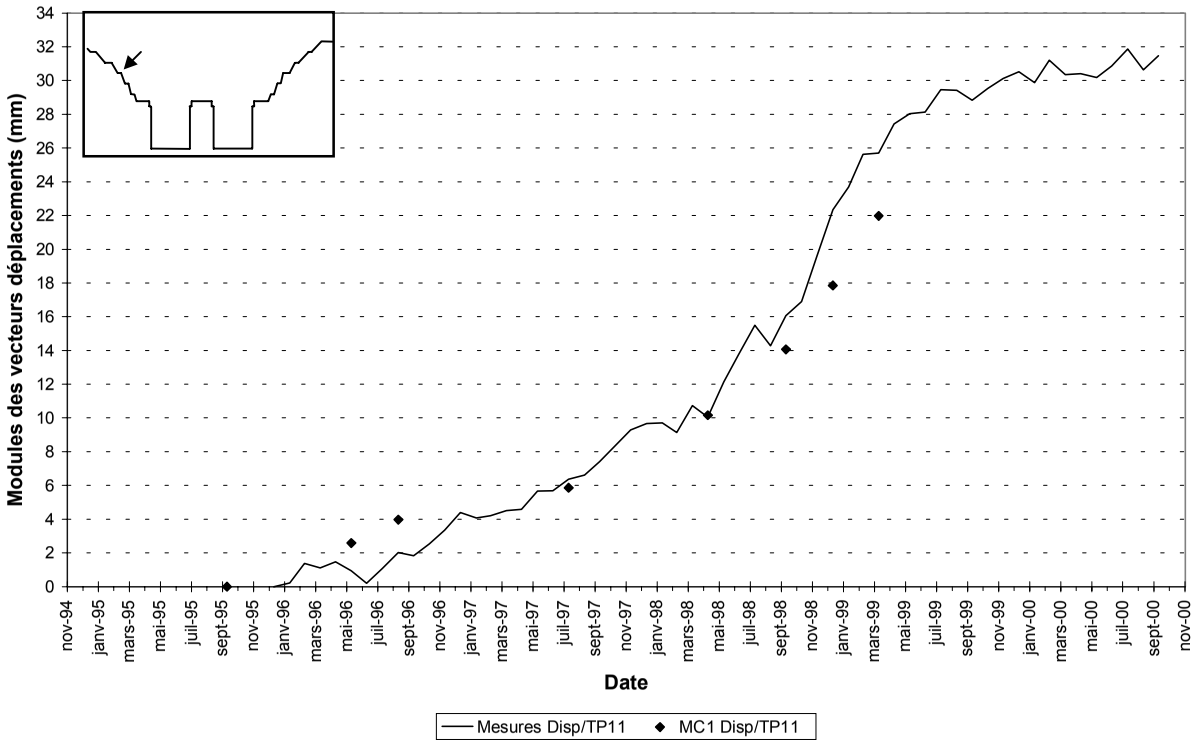

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP71
Mesures Zdisp/TP71
MC1 Ydisp/TP71
MC1 Zdisp/TP71

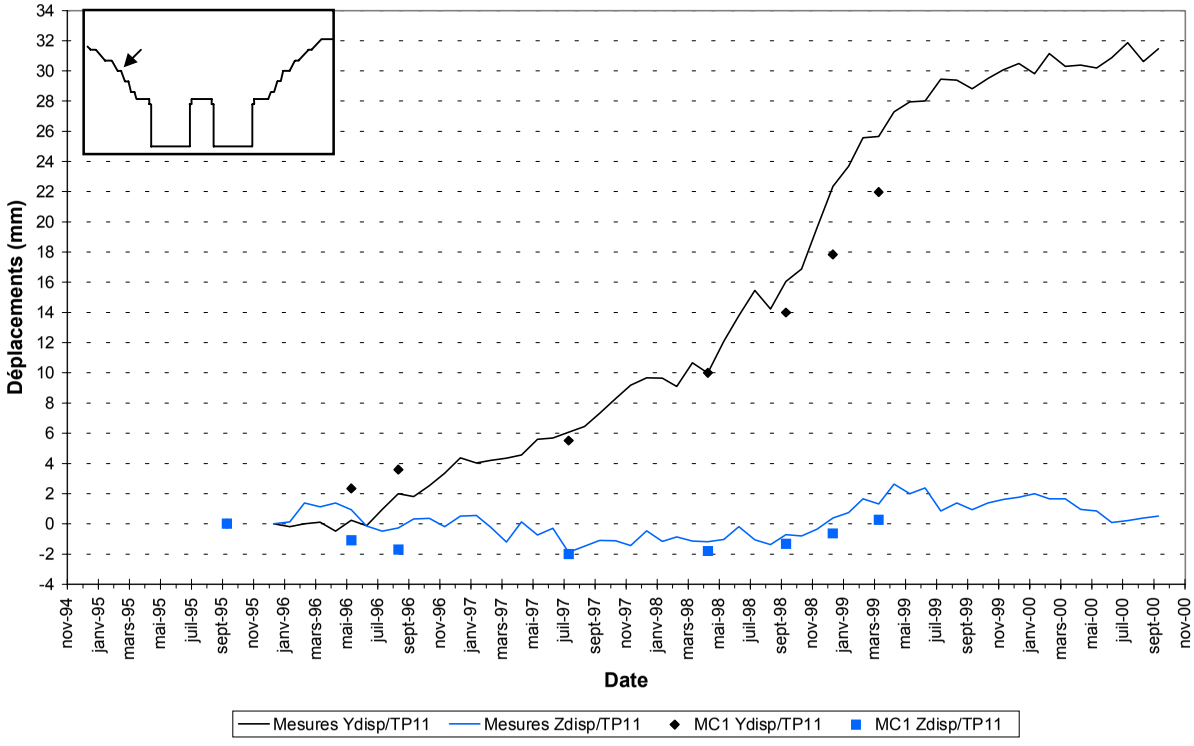
BORNE TP12


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP12
MC1 Disp/TP12

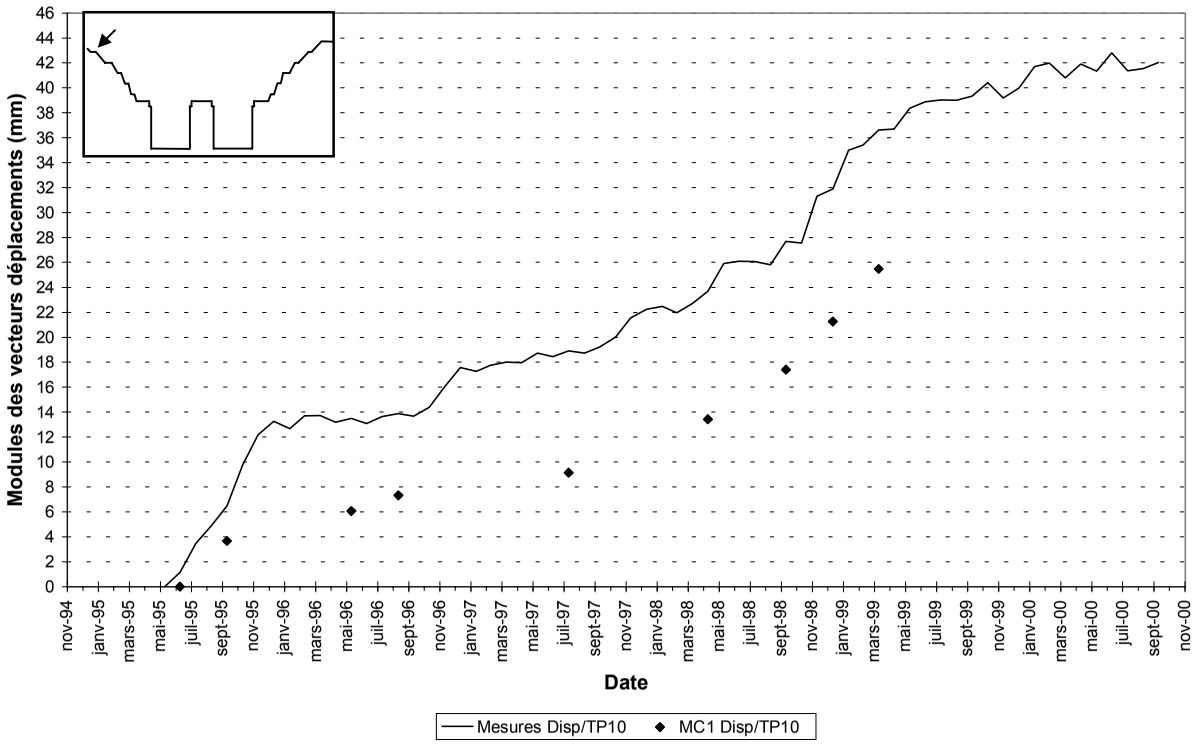

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP12
Mesures Zdisp/TP12
MC1 Ydisp/TP12
MC1 Zdisp/TP12

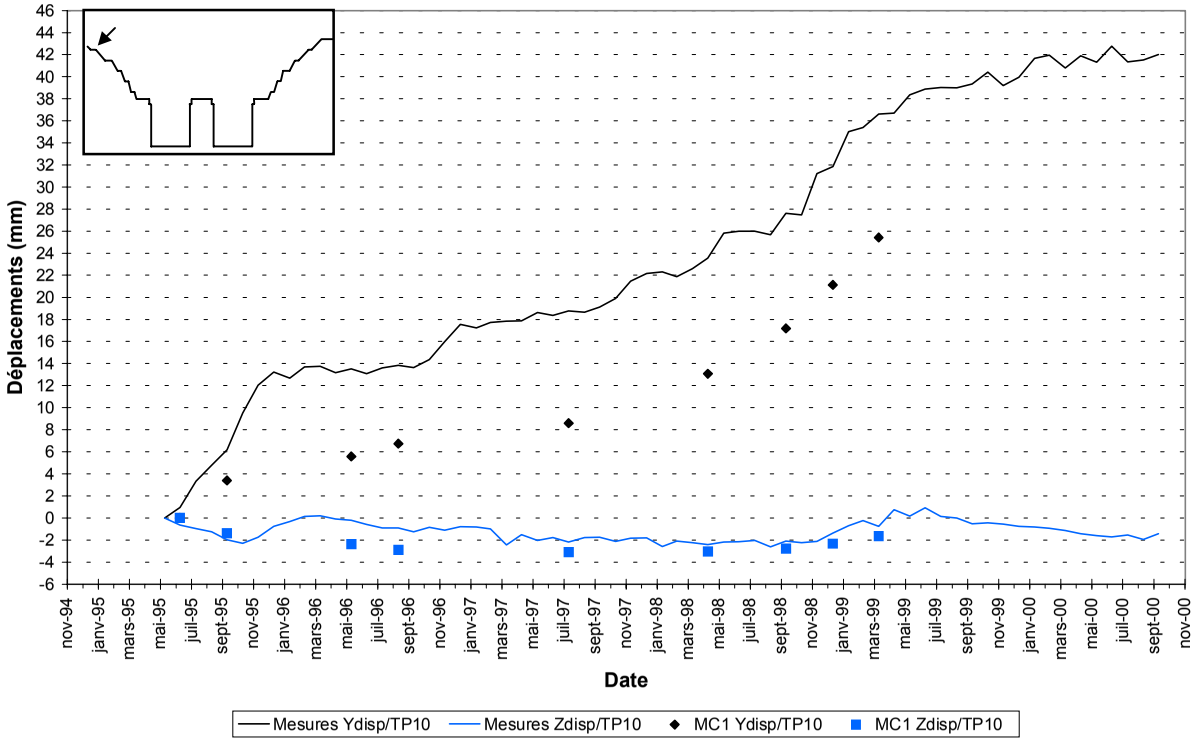
BORNE TP11


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP11
MC1 Disp/TP11


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP11
Mesures Zdisp/TP11
MC1 Ydisp/TP11
MC1 Zdisp/TP11

BORNE TP10


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP10
MC1 Disp/TP10


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP10
Mesures Zdisp/TP10
MC1 Ydisp/TP10
MC1 Zdisp/TP10

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb sans faille, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

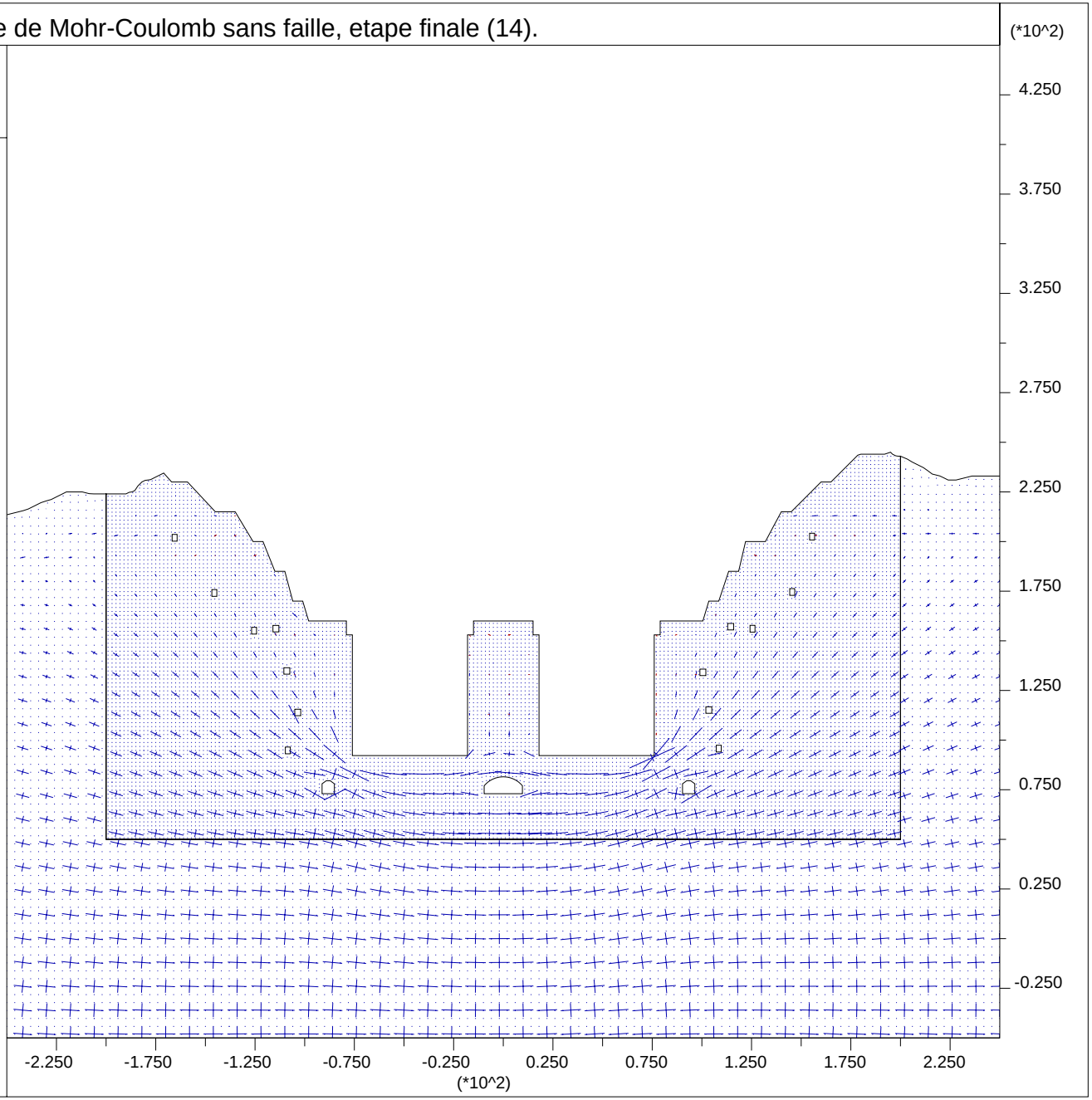
LEGEND

step 115000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Principal stresses
Max. Value = 2.137E+07

0 1E 8

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb sans faille, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

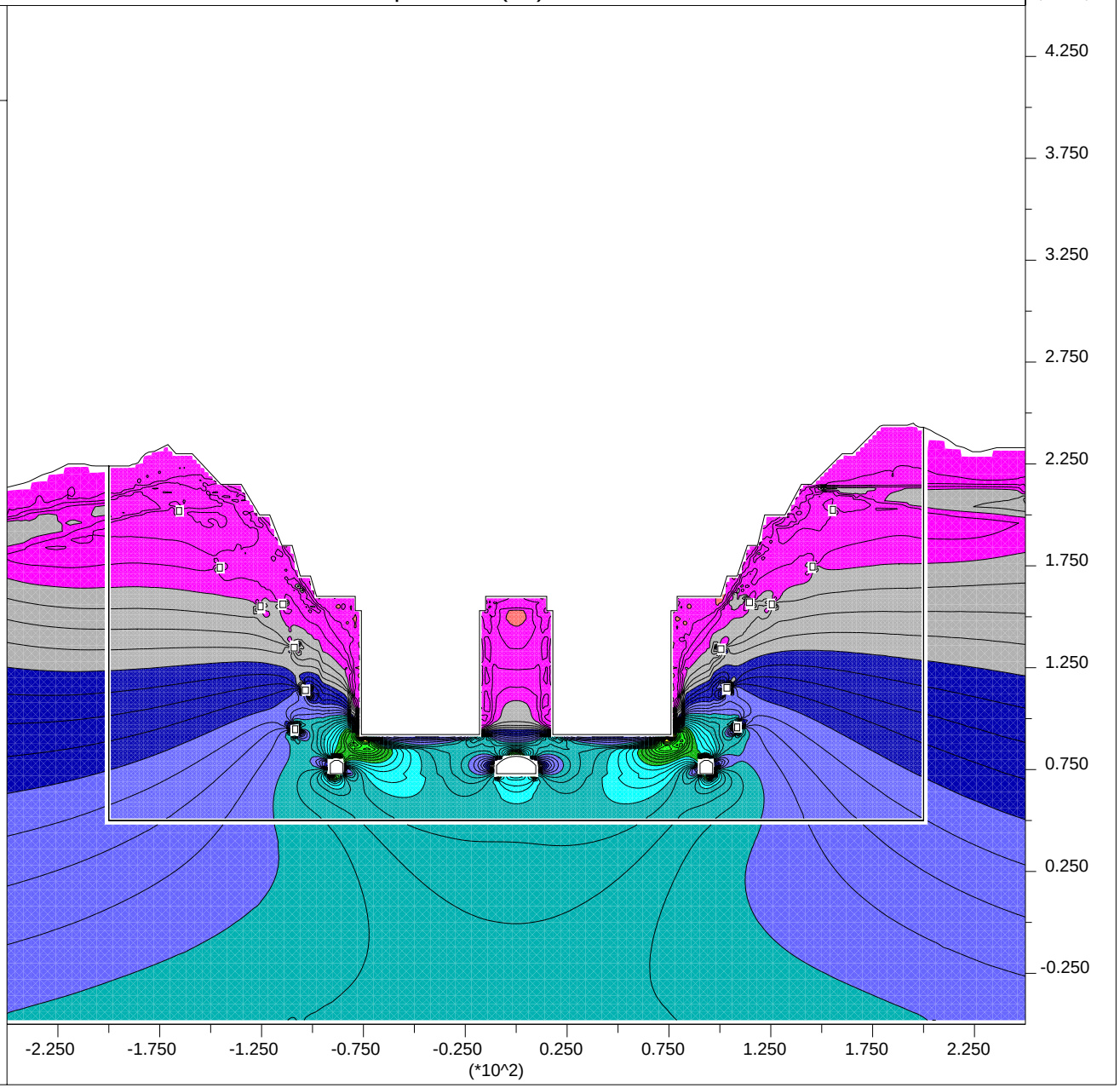
LEGEND

step 115000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Maximum principal stress
-2.20E+07
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -2.30E+07
Maximum: 0.00E+00

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb sans faille, etape finale (14).

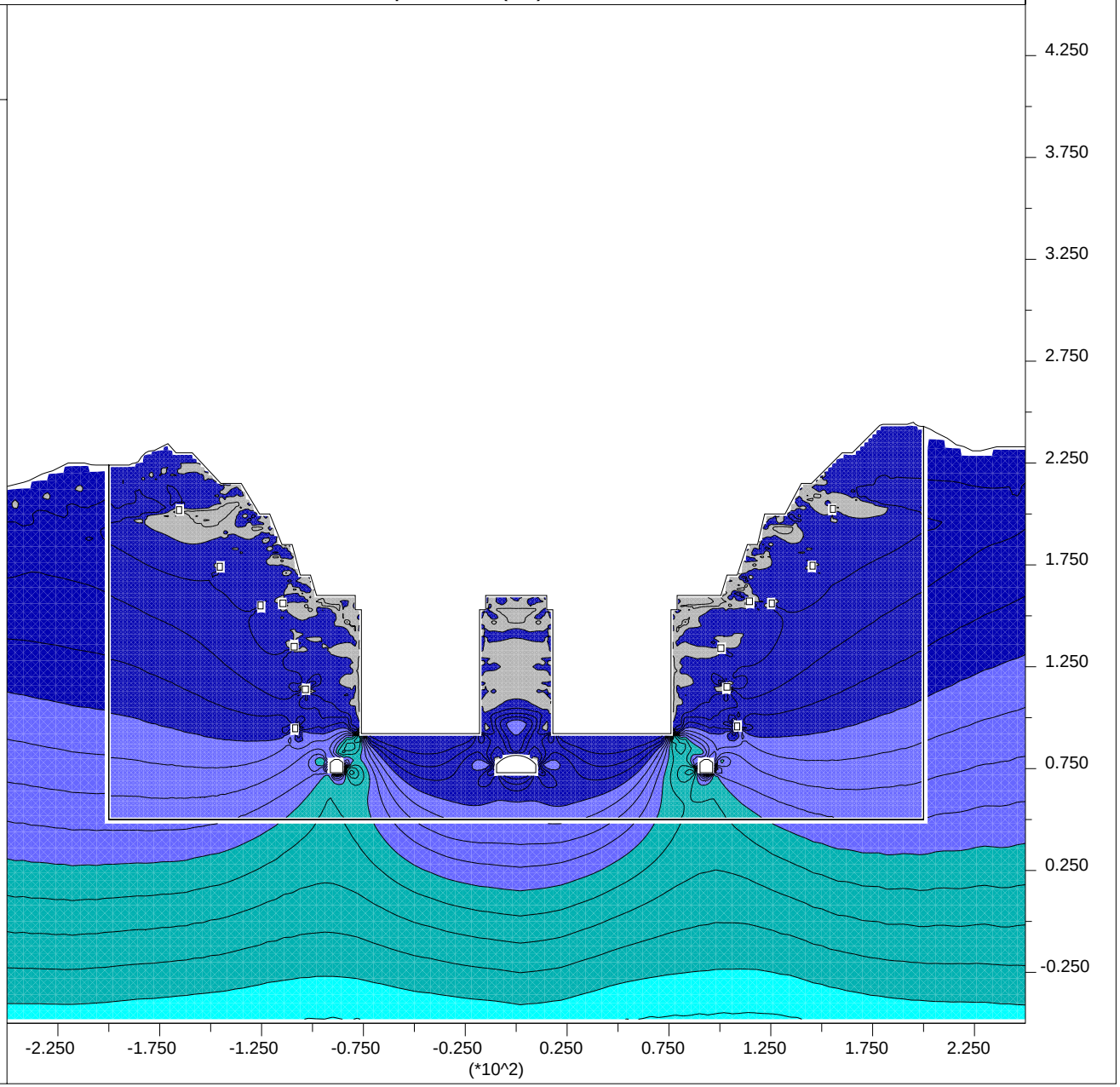
FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 115000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Minimum principal stress
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -1.70E+07
Maximum: 1.00E+06



Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb sans faille, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 115000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

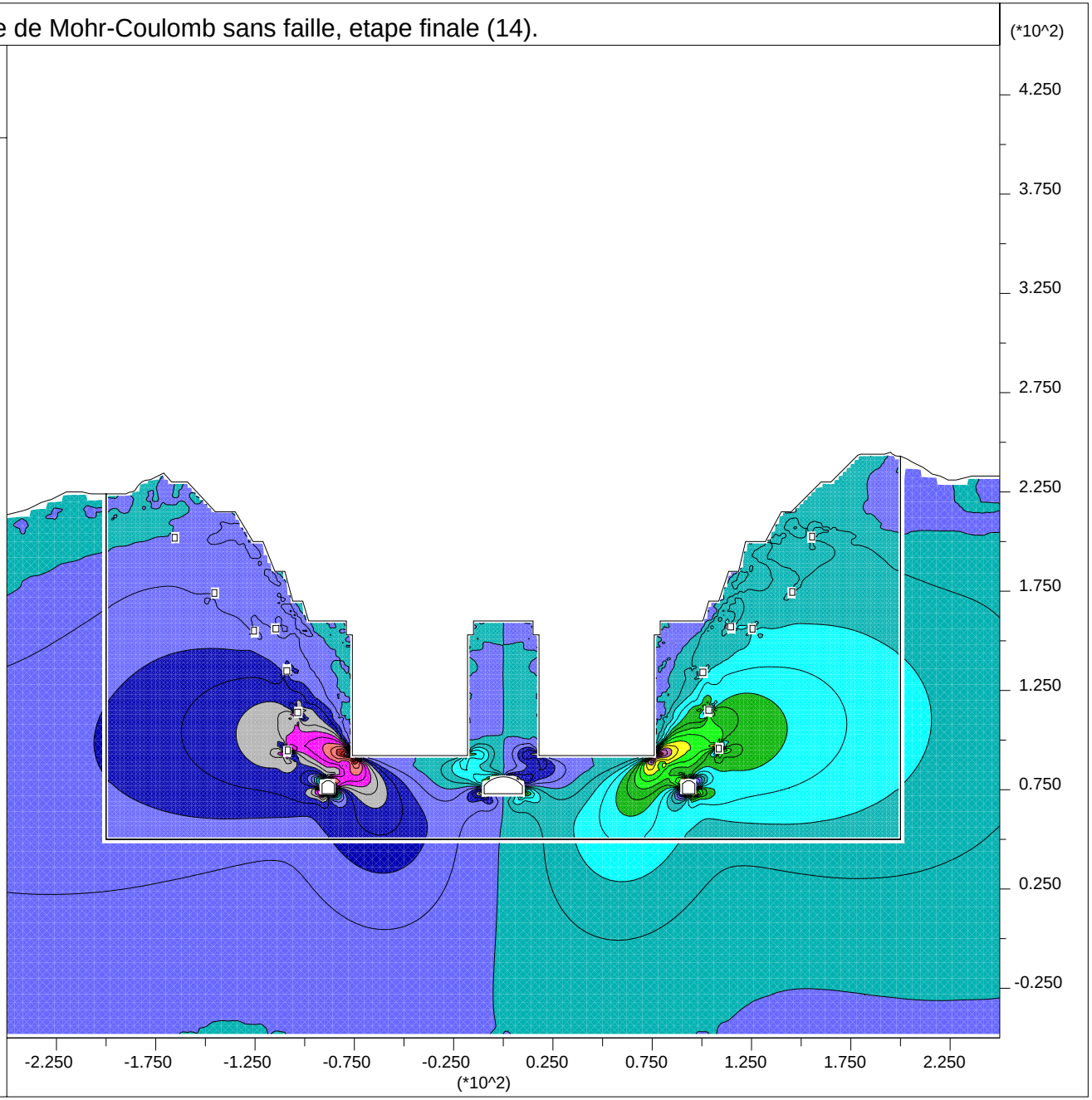
XY-stress contours

-7.00E+06
-5.00E+06
-3.00E+06
-1.00E+06
1.00E+06
3.00E+06
5.00E+06
7.00E+06

Contour interval= 1.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -7.00E+06
Maximum: 7.00E+06

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb sans faille, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

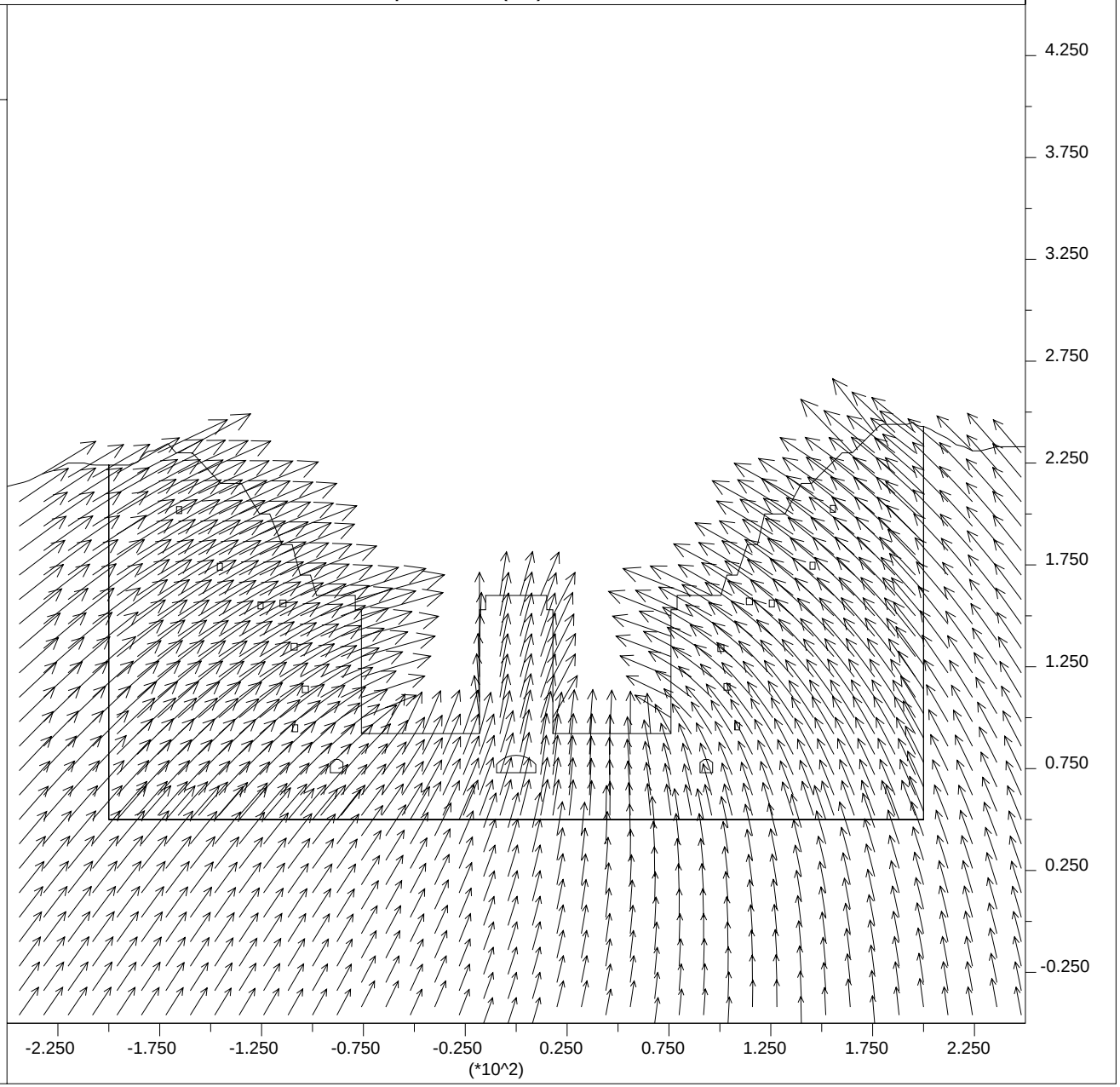
step 115000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Displacement vectors

Max Vector = 4.853E-02

0 1E -1

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb sans faille, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

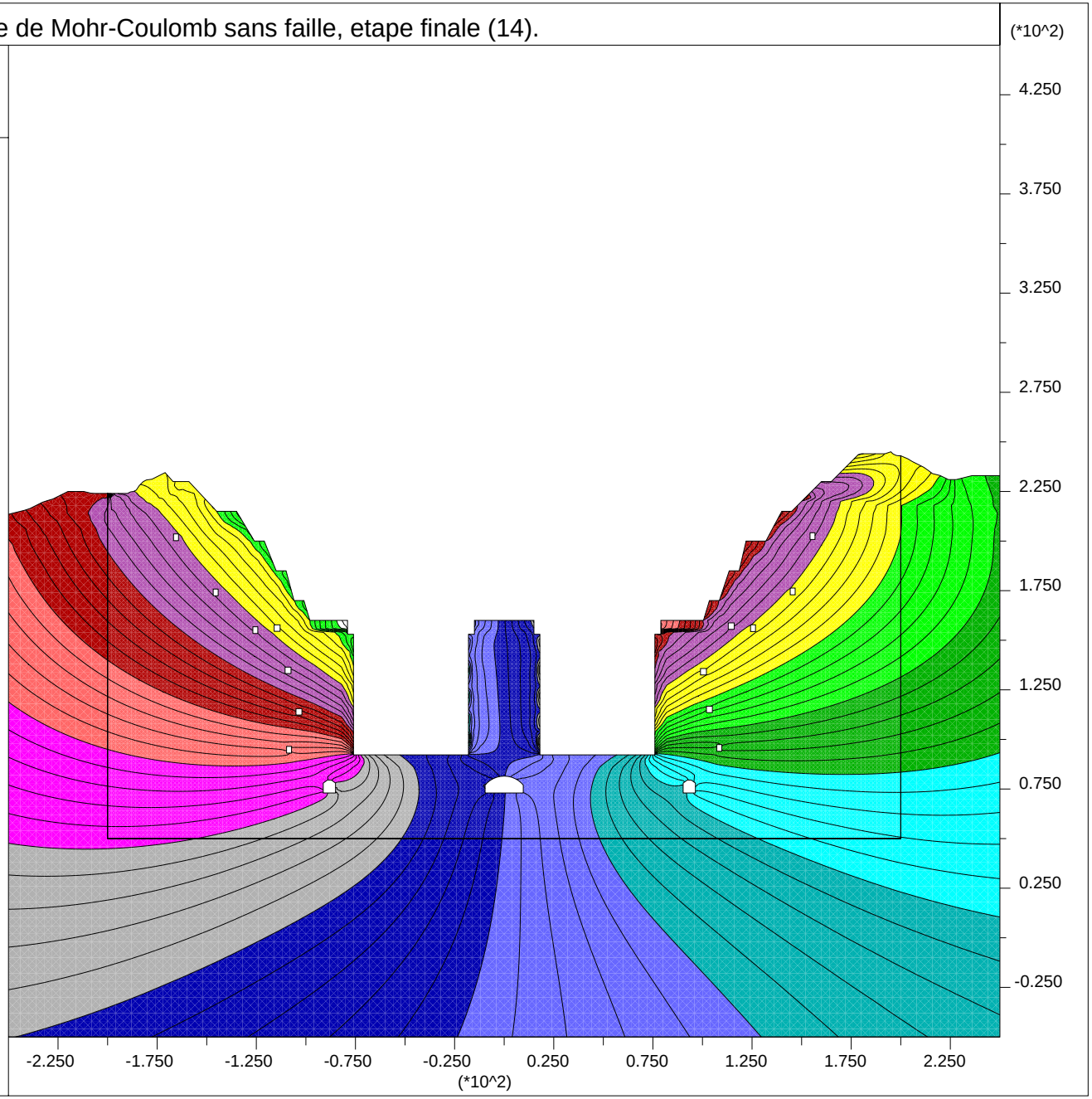
LEGEND

step 115000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

X-displacement contours
-3.50E-02
-2.50E-02
-1.50E-02
-5.00E-03
5.00E-03
1.50E-02
2.50E-02
3.50E-02
4.50E-02
Contour interval= 5.00E-03

Contour interval= 1.00E-03
Minimum: -3.80E-02
Maximum: 4.60E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb sans faille, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

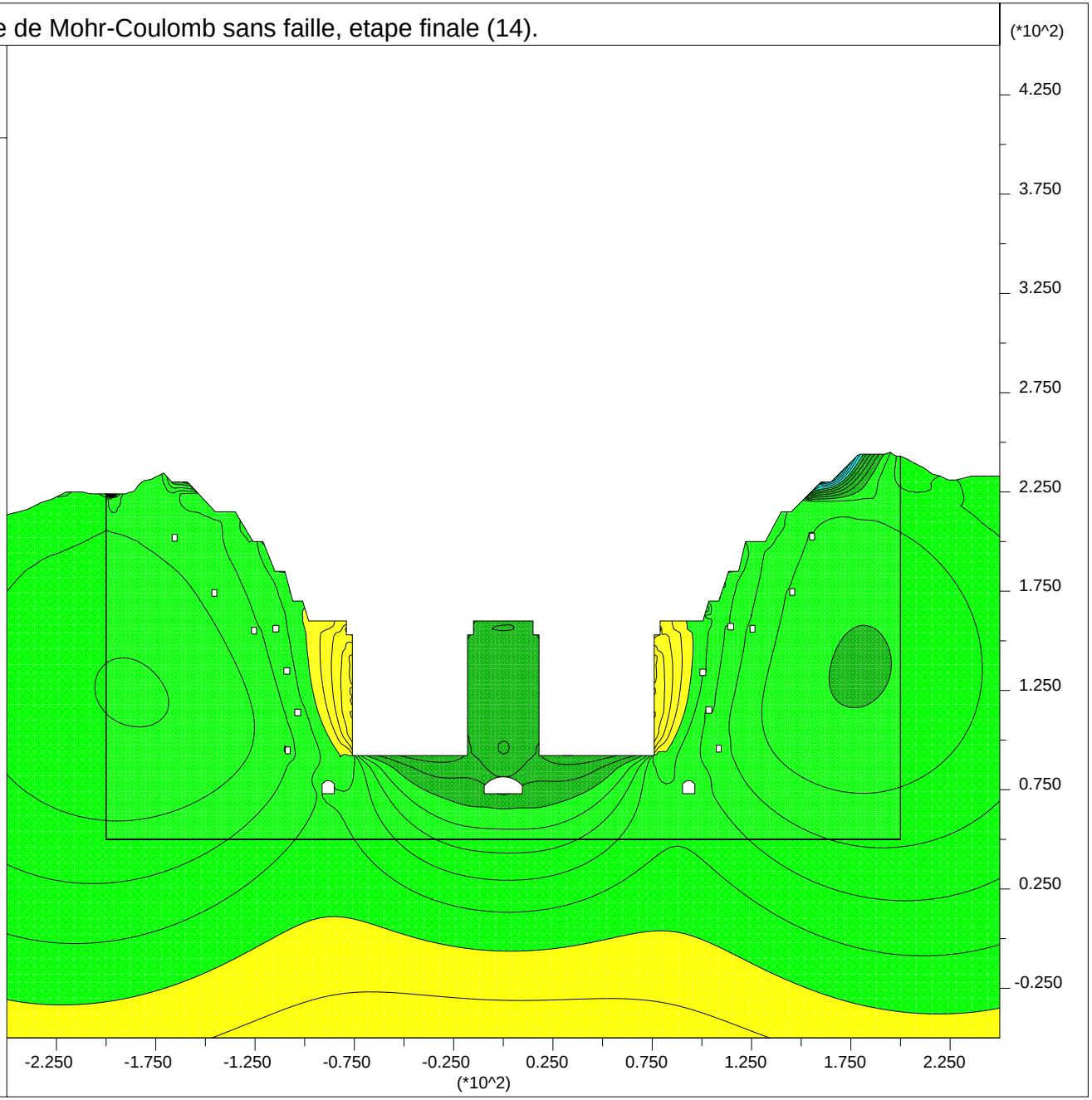
step 115000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Y-displacement contours
0.00E+00
5.00E-03
1.00E-02
1.50E-02
2.00E-02
2.50E-02
3.00E-02

Contour interval= 5.00E-03

Contour interval= 1.00E-03
Minimum: 8.00E-03
Maximum: 2.90E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



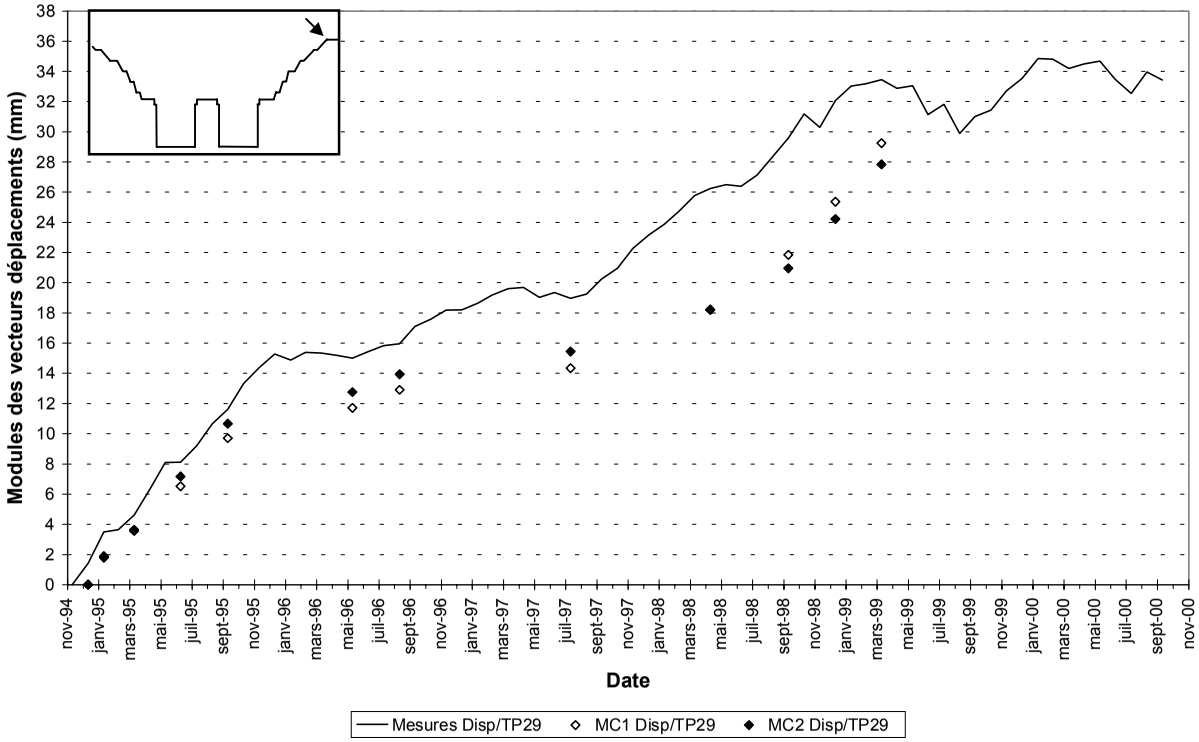
Annexe E-2

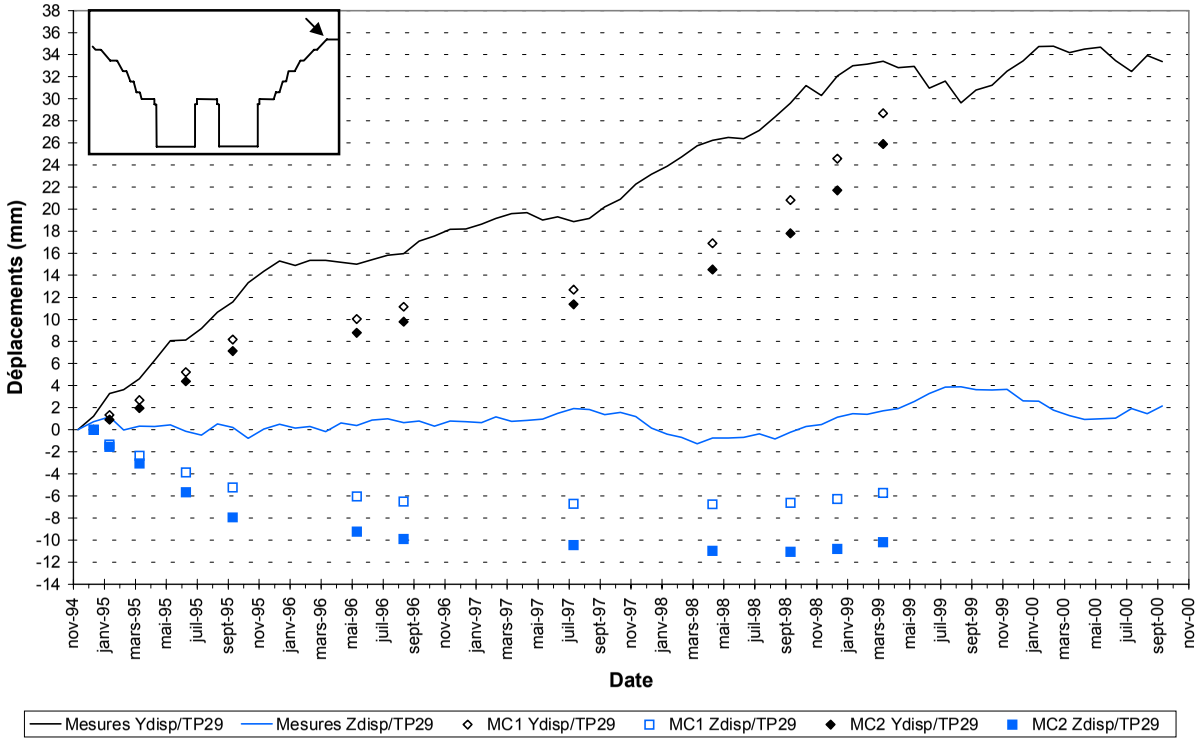
Déformation des parois de l'écluse à bateaux

Modèle MC2, Mohr-Coulomb avec failles

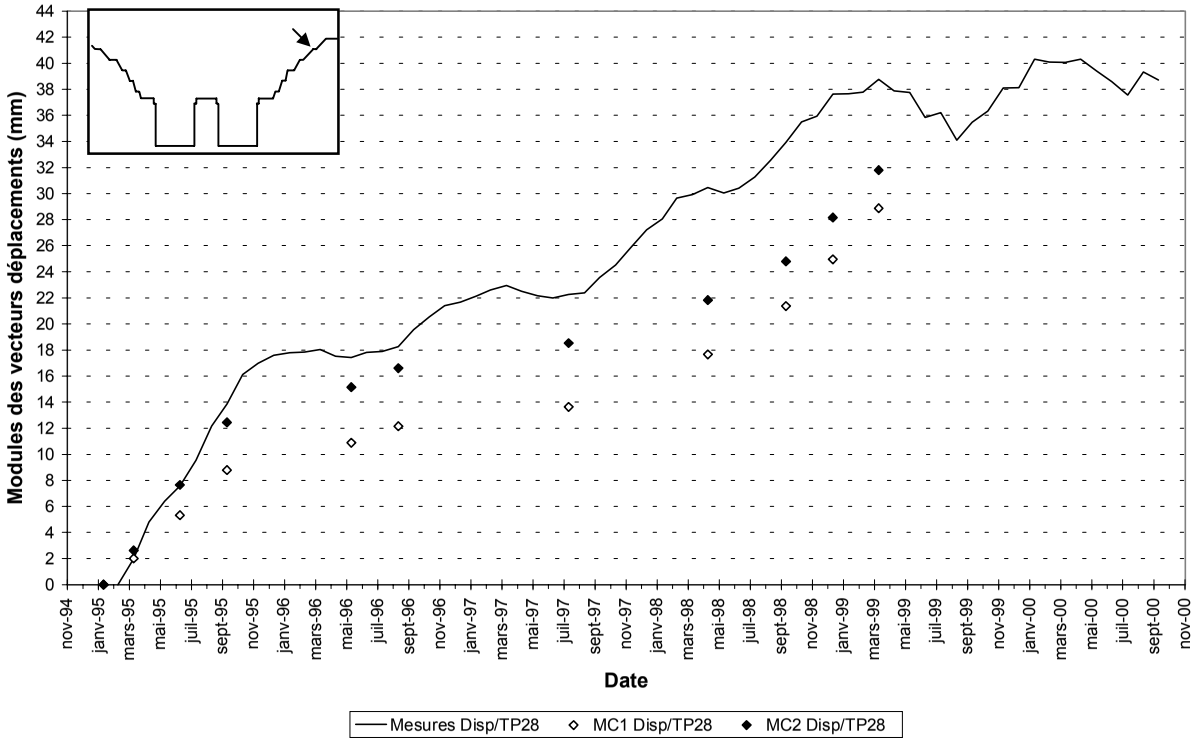
- ⇨ tenseurs de contraintes principales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales maximales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales minimales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes de cisaillement
- ⇨ indicateurs de plasticité
- ⇨ vecteurs déplacements cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements horizontaux cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements verticaux cumulés
- ⇨ vecteurs déplacements – calculés et mesurés – au niveau des bornes topographiques
- ⇨ évolution des déplacements (module, composantes Y et Z) – calculés et mesurés – entre janvier 1995 et novembre 2000.

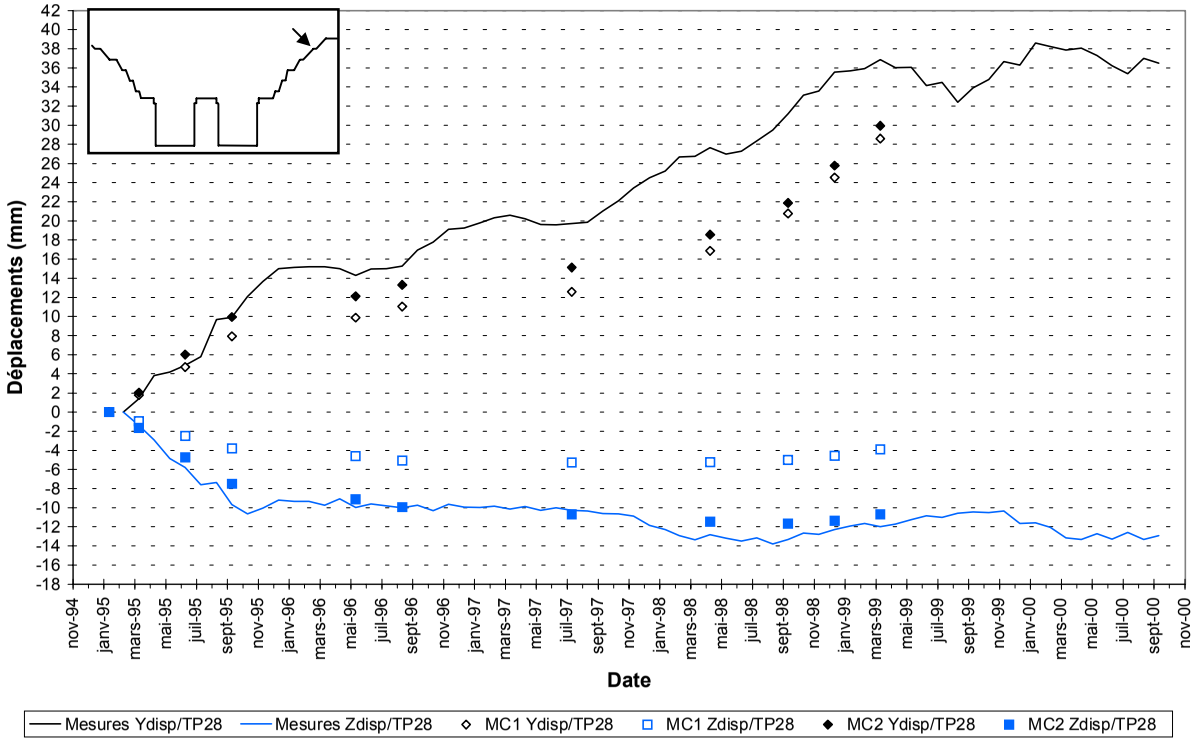
BORNE TP29


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP29
MC1 Disp/TP29
MC2 Disp/TP29

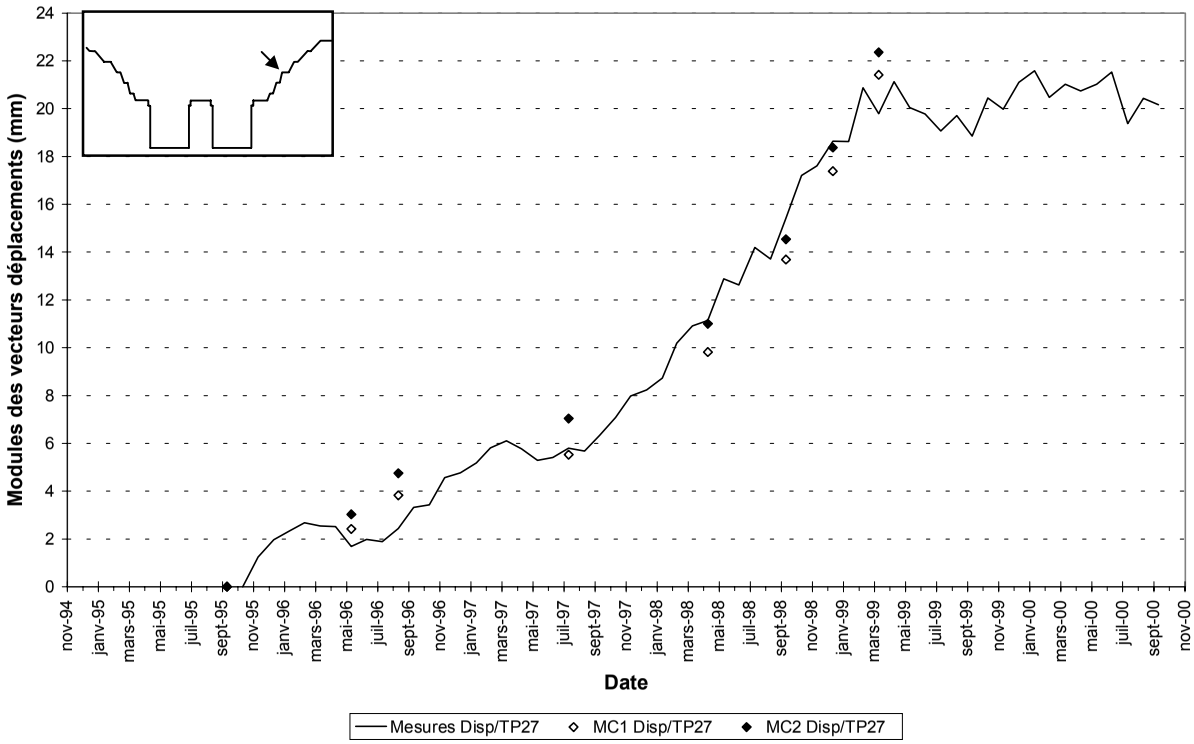

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP29
Mesures Zdisp/TP29
MC1 Ydisp/TP29
MC1 Zdisp/TP29
MC2 Ydisp/TP29
MC2 Zdisp/TP29

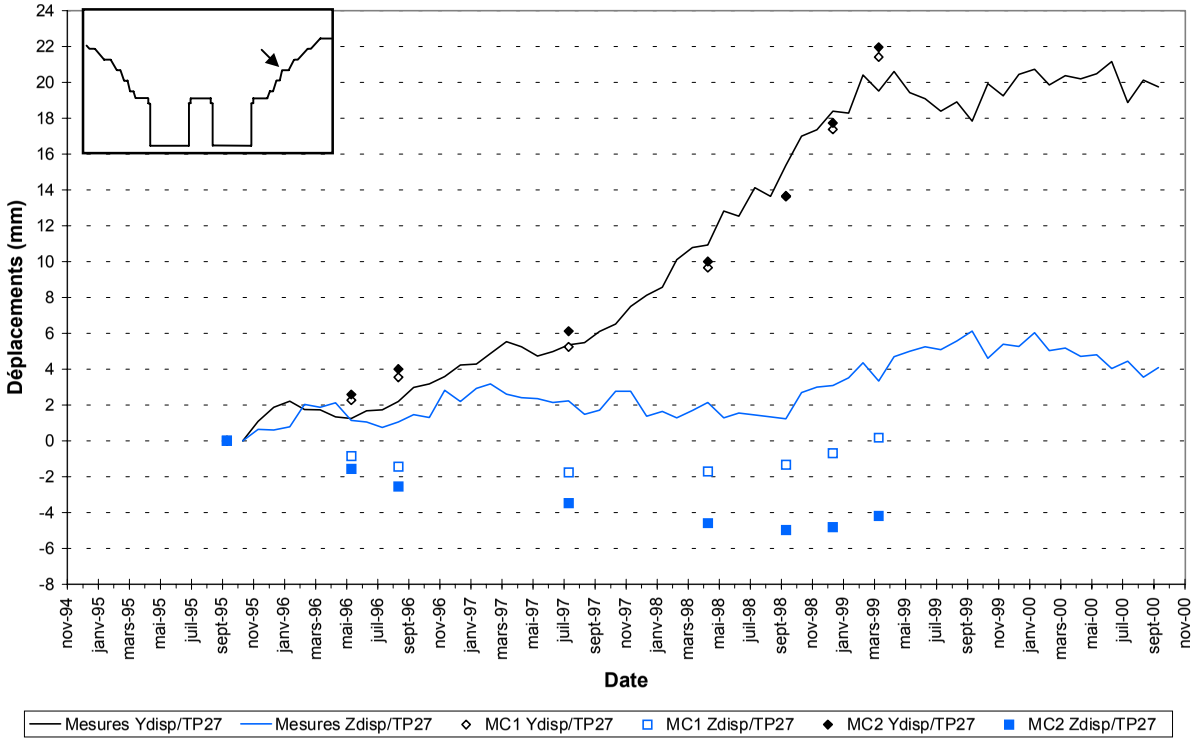
BORNE TP28


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP28
MC1 Disp/TP28
MC2 Disp/TP28

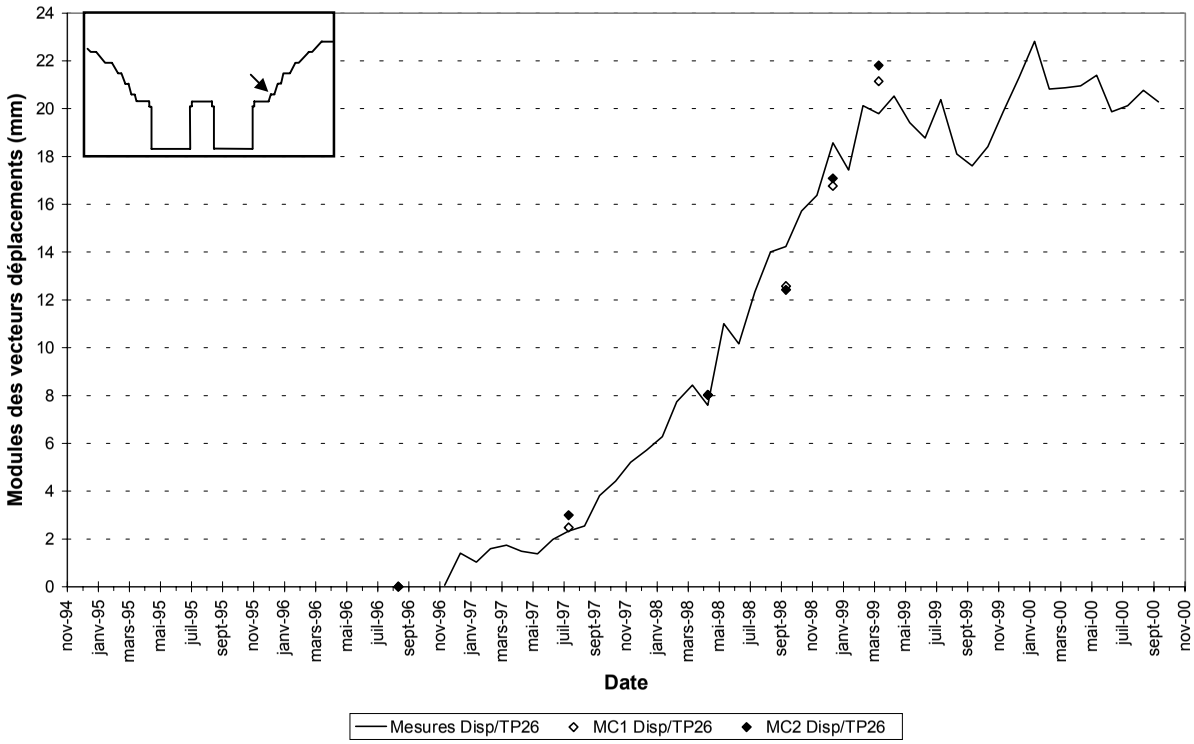

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP28
Mesures Zdisp/TP28
MC1 Ydisp/TP28
MC1 Zdisp/TP28
MC2 Ydisp/TP28
MC2 Zdisp/TP28

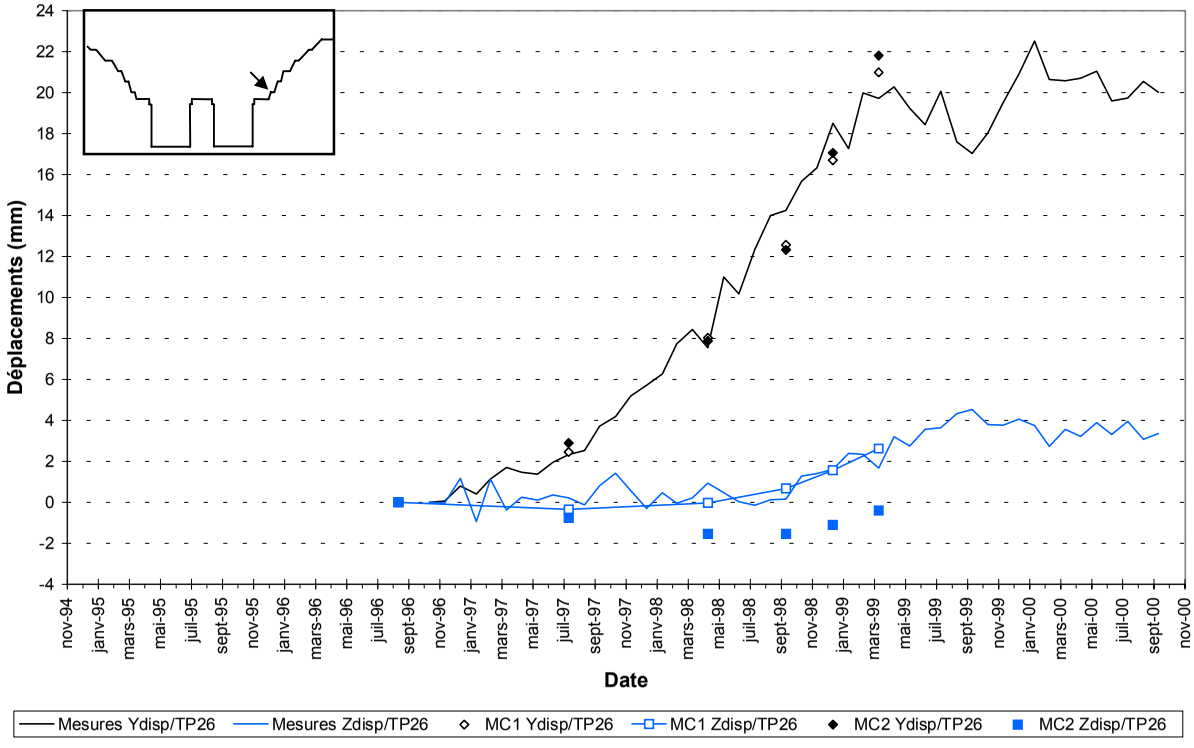
BORNE TP27


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP27
MC1 Disp/TP27
MC2 Disp/TP27

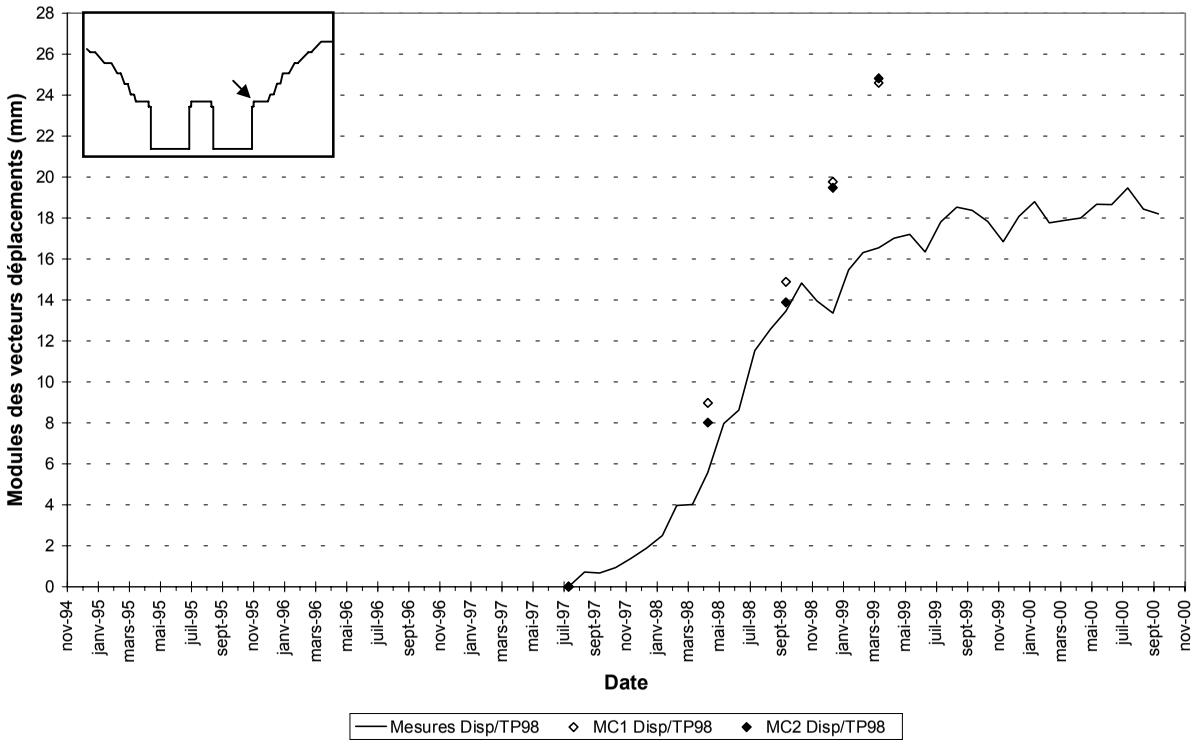

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP27
Mesures Zdisp/TP27
MC1 Ydisp/TP27
MC1 Zdisp/TP27
MC2 Ydisp/TP27
MC2 Zdisp/TP27

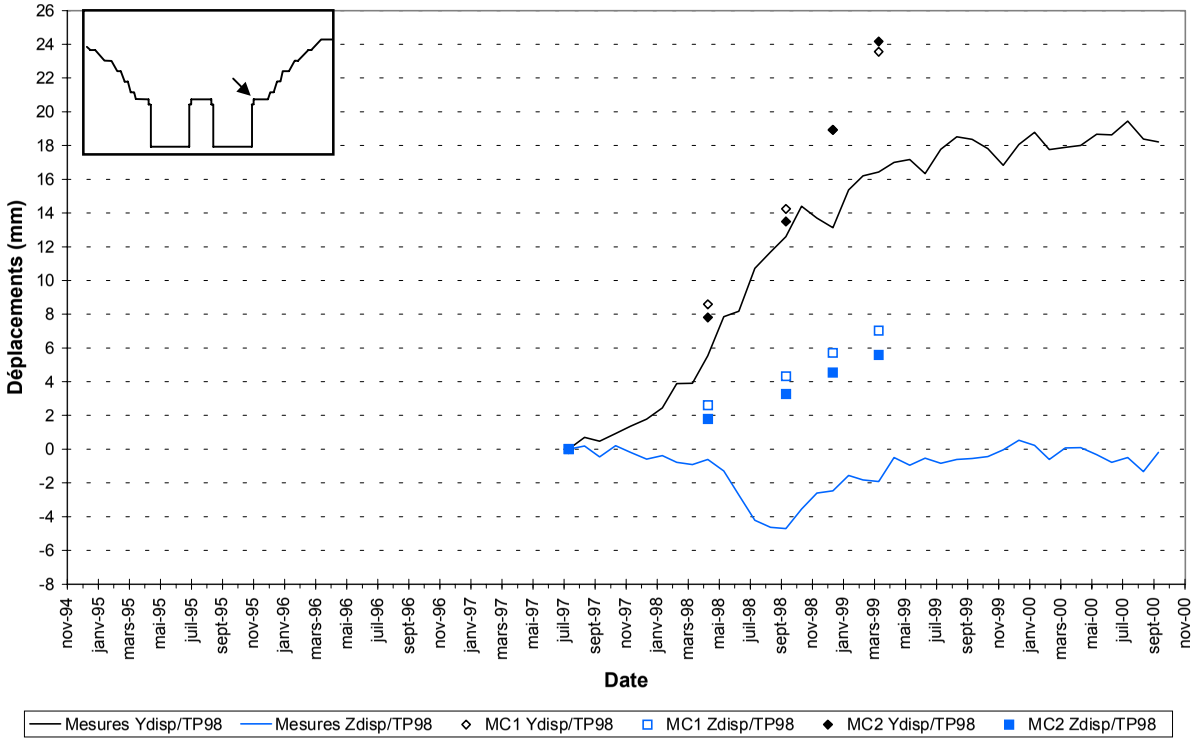
BORNE TP26


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP26
MC1 Disp/TP26
MC2 Disp/TP26

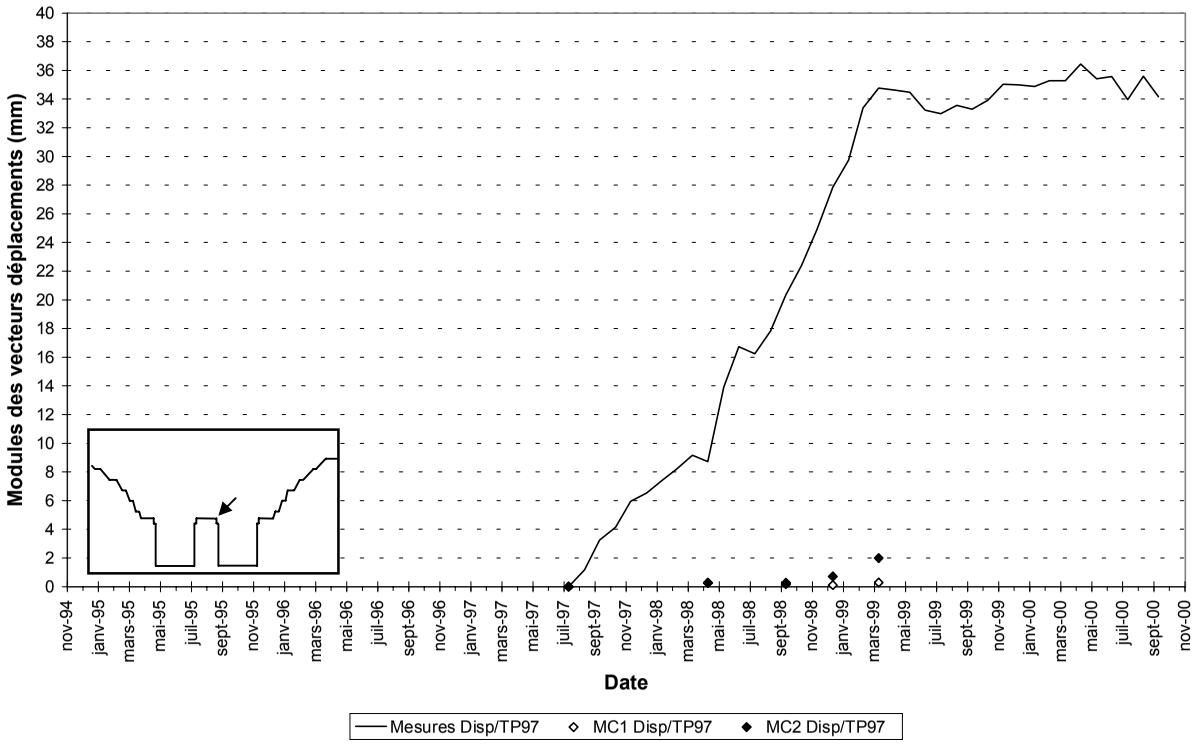

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP26
Mesures Zdisp/TP26
MC1 Ydisp/TP26
MC1 Zdisp/TP26
MC2 Ydisp/TP26
MC2 Zdisp/TP26

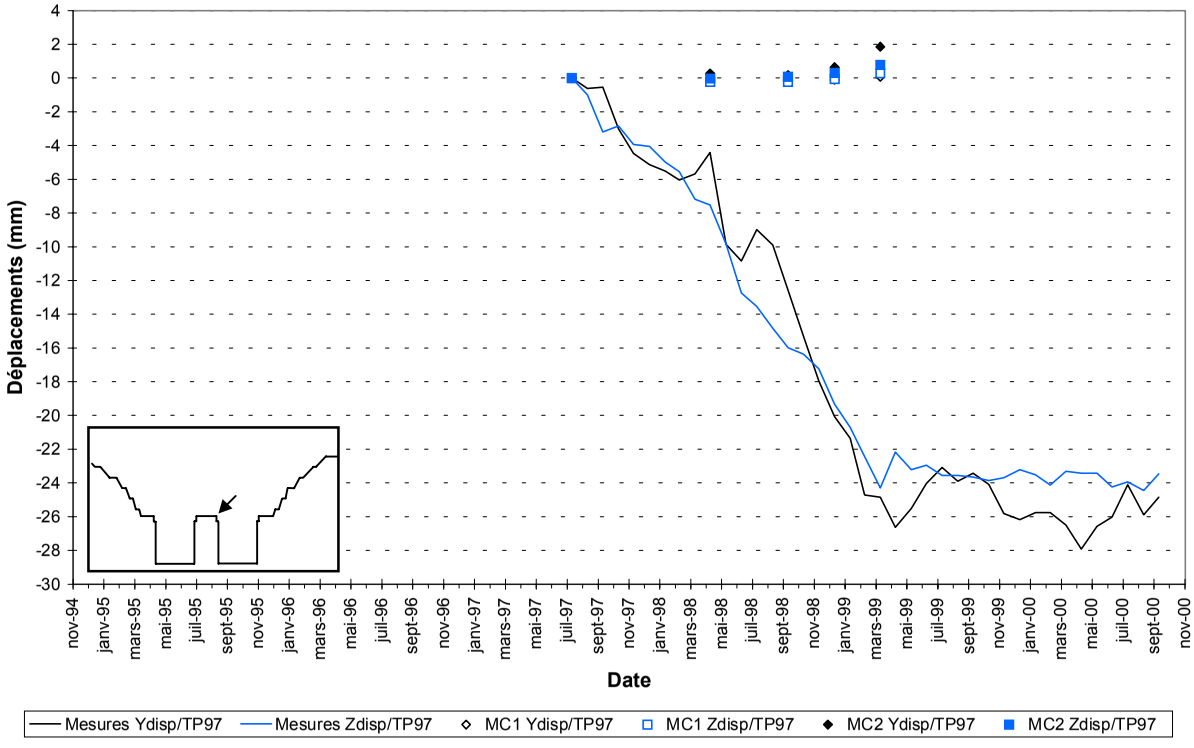
BORNE TP98


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP98
MC1 Disp/TP98
MC2 Disp/TP98

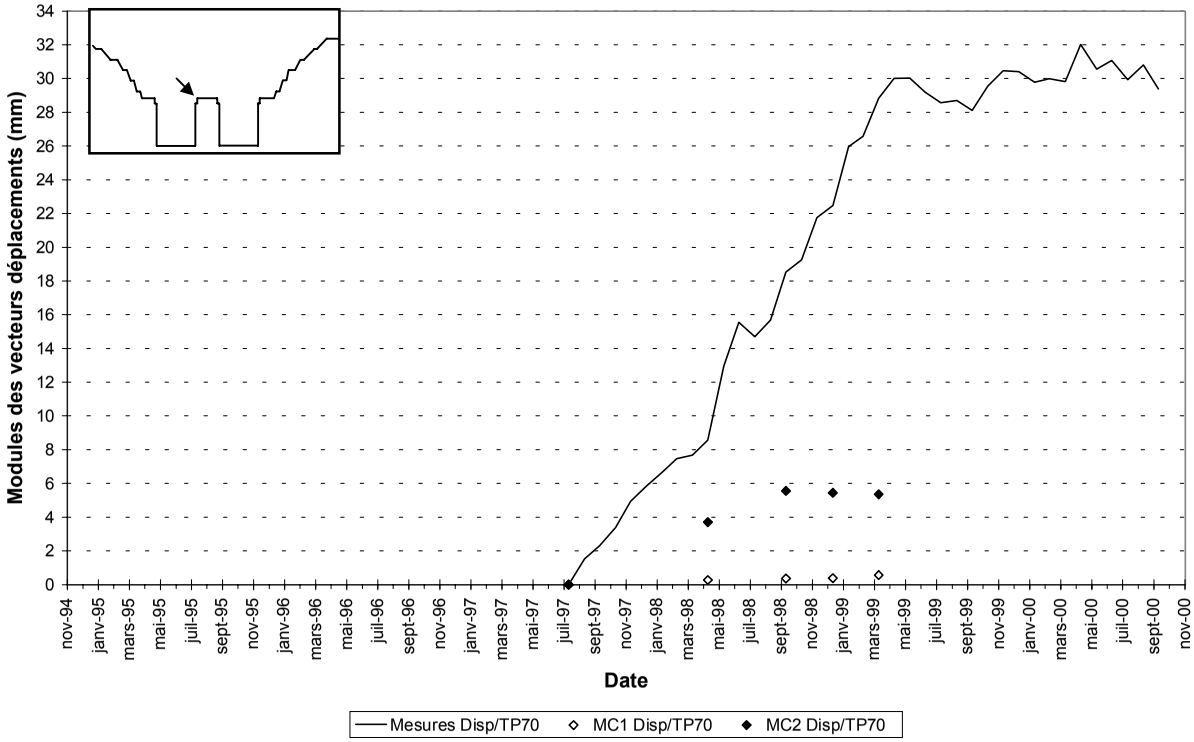

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP98
Mesures Zdisp/TP98
MC1 Ydisp/TP98
MC1 Zdisp/TP98
MC2 Ydisp/TP98
MC2 Zdisp/TP98

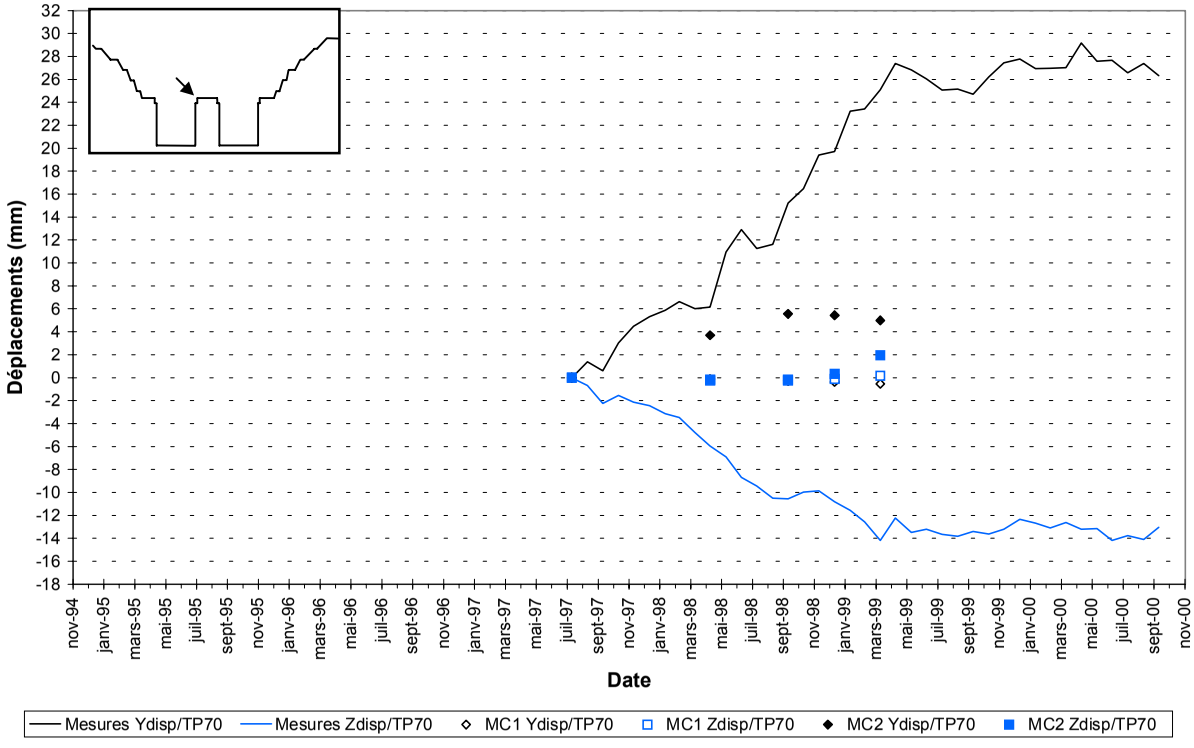
BORNE TP97


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP97
MC1 Disp/TP97
MC2 Disp/TP97

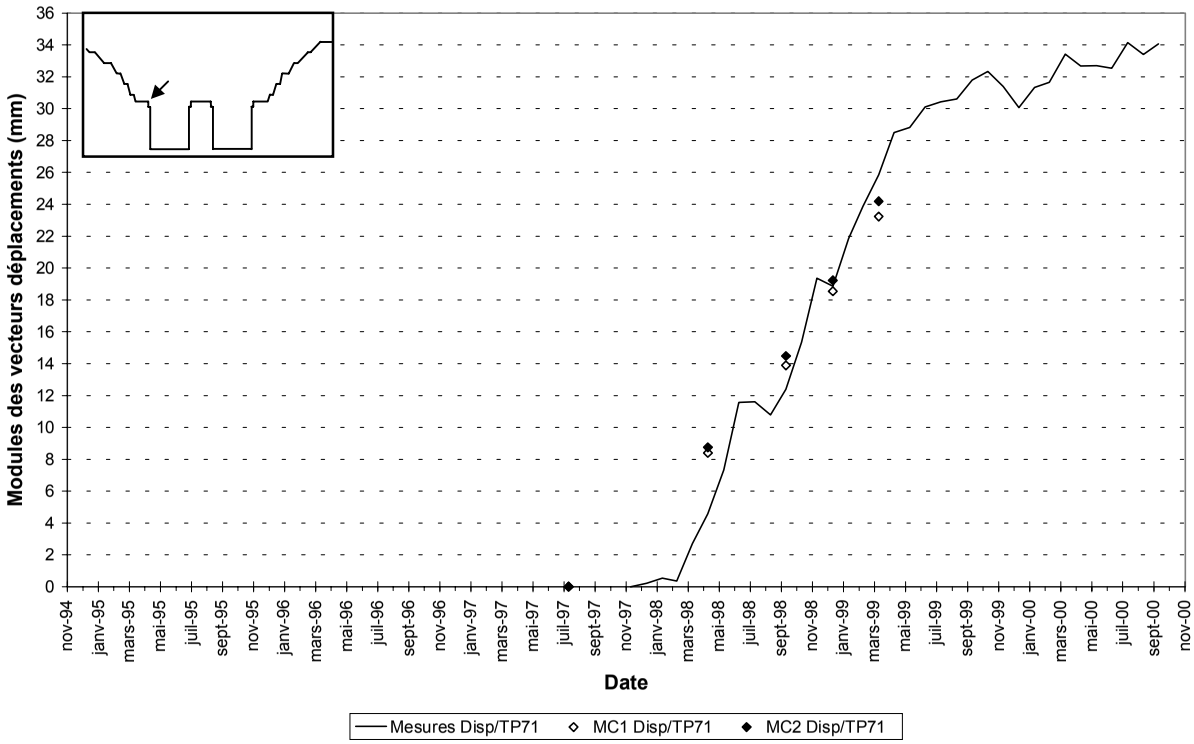

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP97
Mesures Zdisp/TP97
MC1 Ydisp/TP97
MC1 Zdisp/TP97
MC2 Ydisp/TP97
MC2 Zdisp/TP97

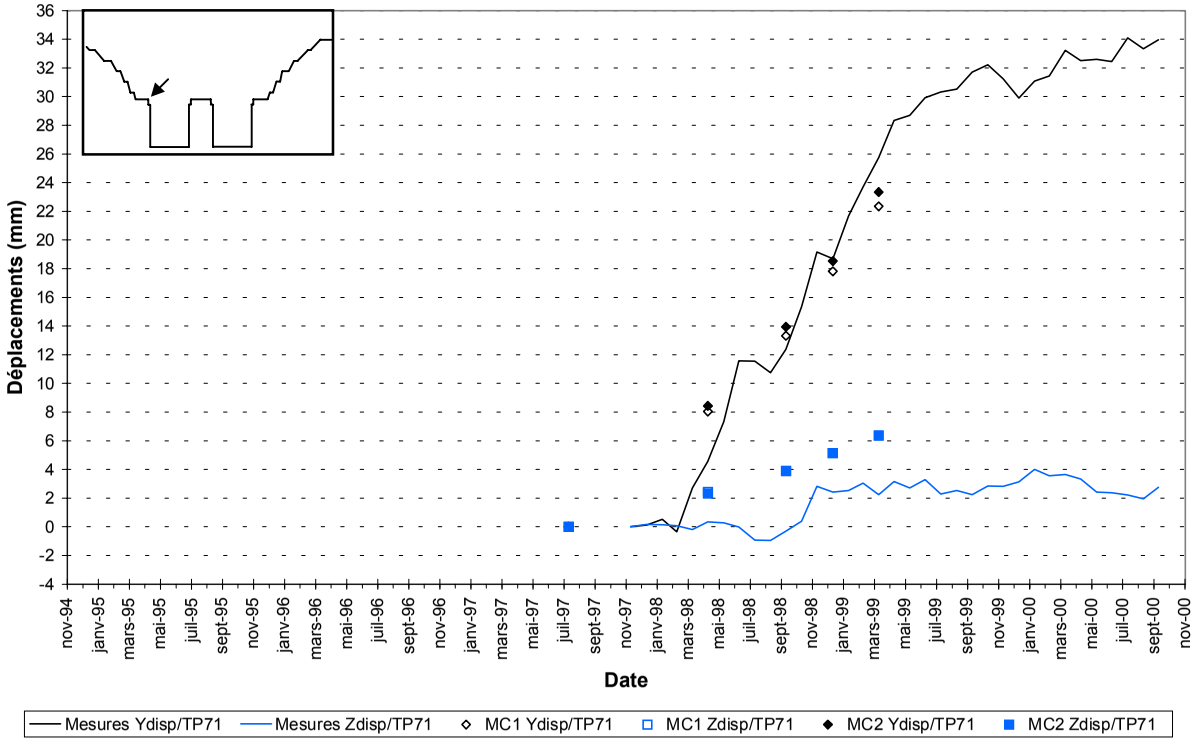
BORNE TP70


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP70
MC1 Disp/TP70
MC2 Disp/TP70

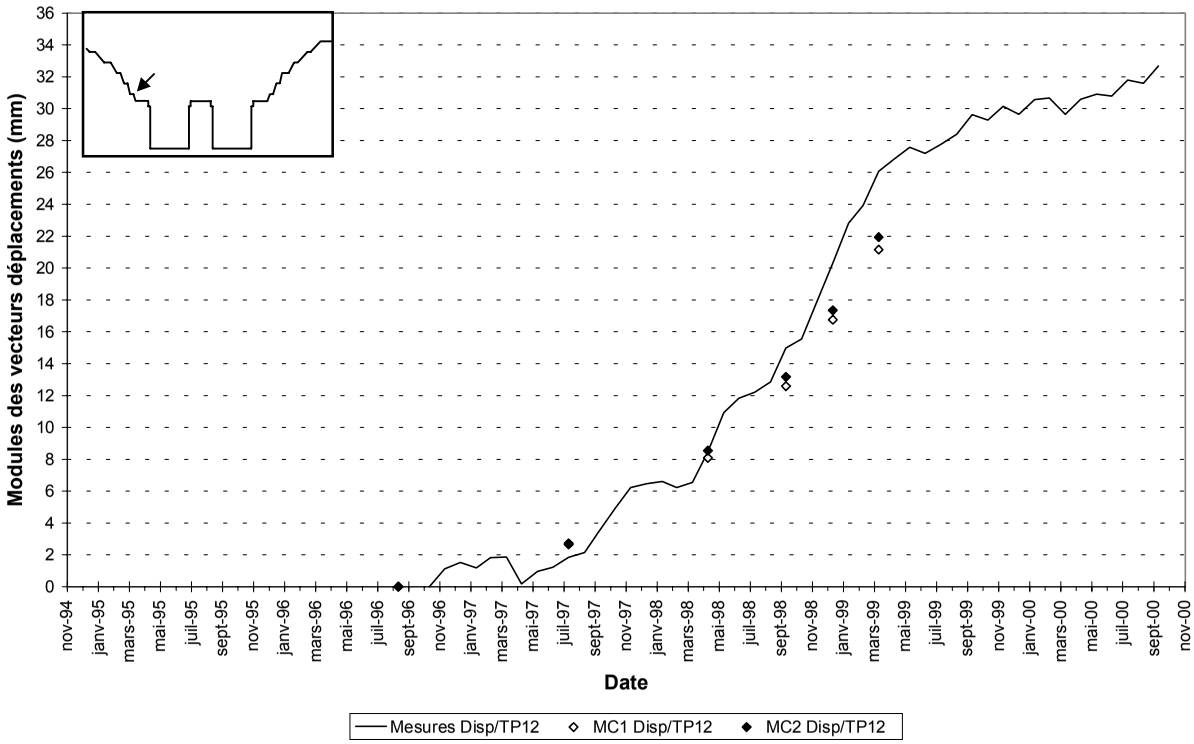

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP70
Mesures Zdisp/TP70
MC1 Ydisp/TP70
MC1 Zdisp/TP70
MC2 Ydisp/TP70
MC2 Zdisp/TP70

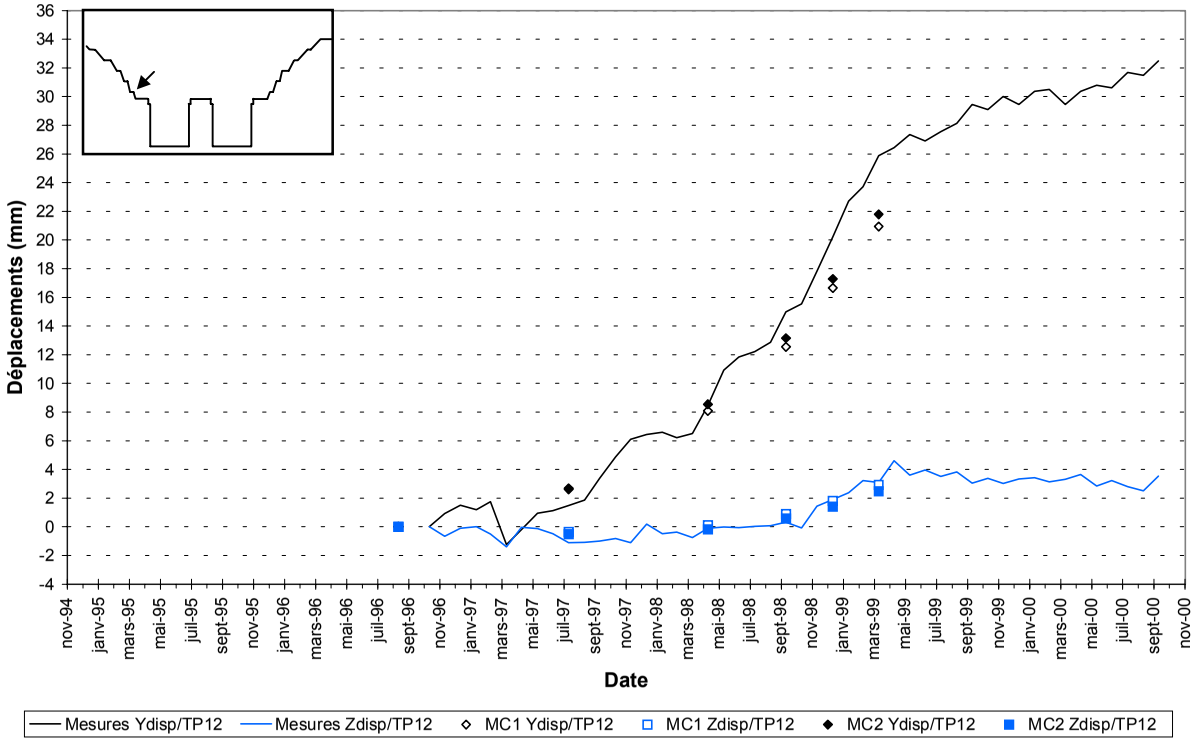
BORNE TP71


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP71
MC1 Disp/TP71
MC2 Disp/TP71

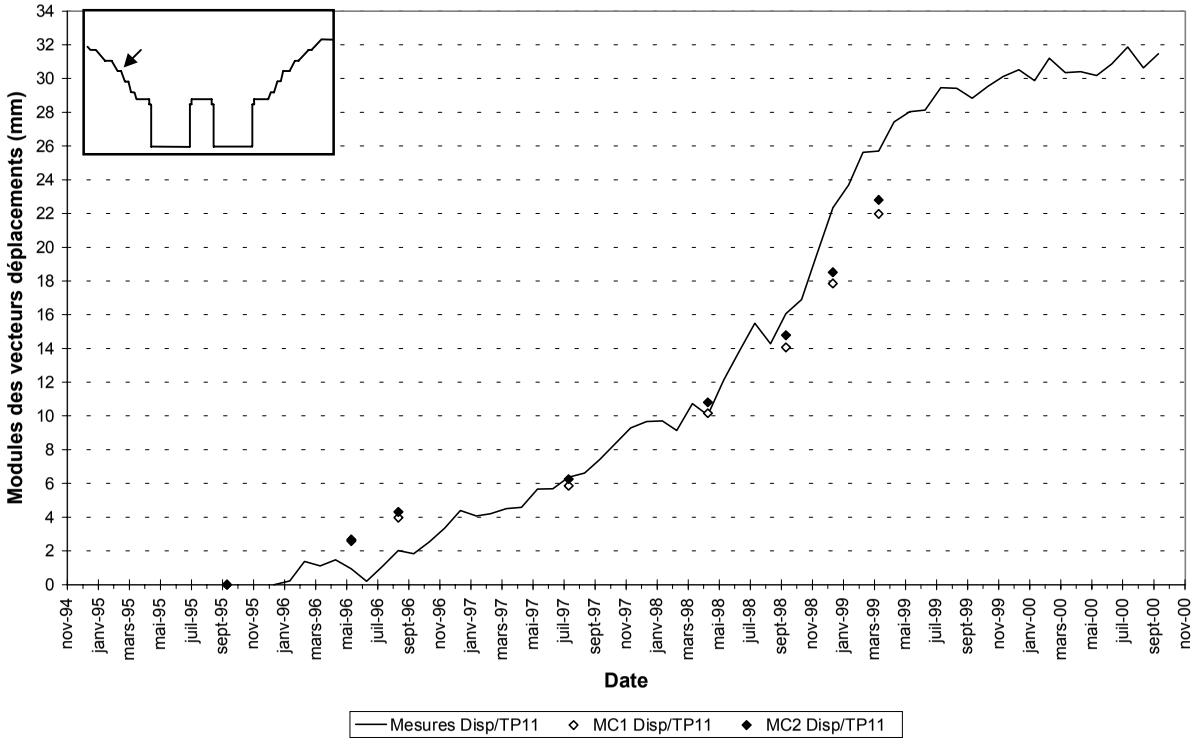

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP71
Mesures Zdisp/TP71
MC1 Ydisp/TP71
MC1 Zdisp/TP71
MC2 Ydisp/TP71
MC2 Zdisp/TP71

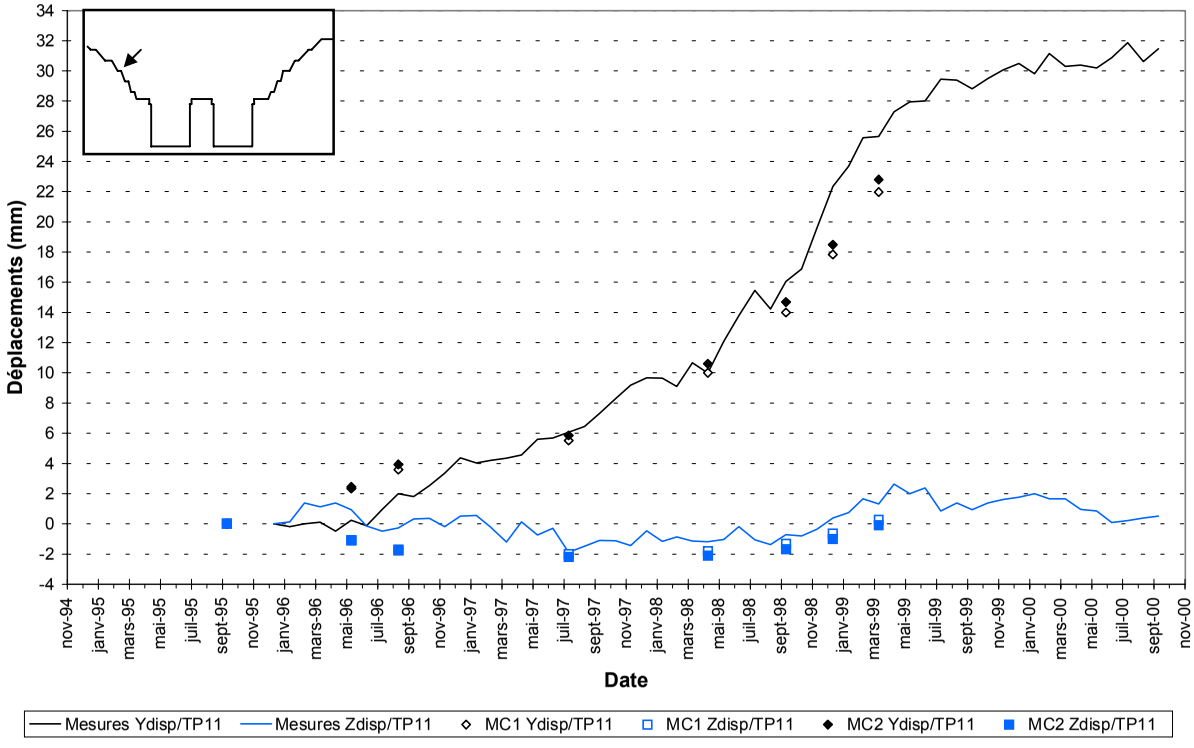
BORNE TP12


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP12
MC1 Disp/TP12
MC2 Disp/TP12

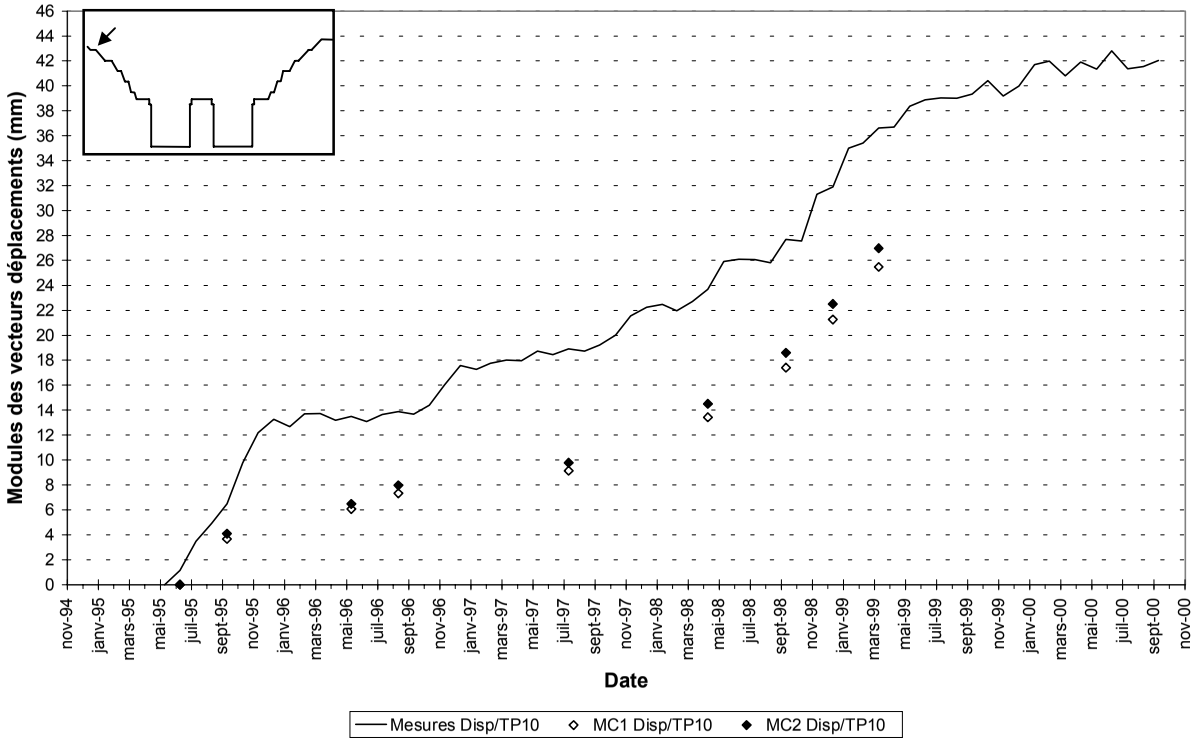

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP12
Mesures Zdisp/TP12
MC1 Ydisp/TP12
MC1 Zdisp/TP12
MC2 Ydisp/TP12
MC2 Zdisp/TP12

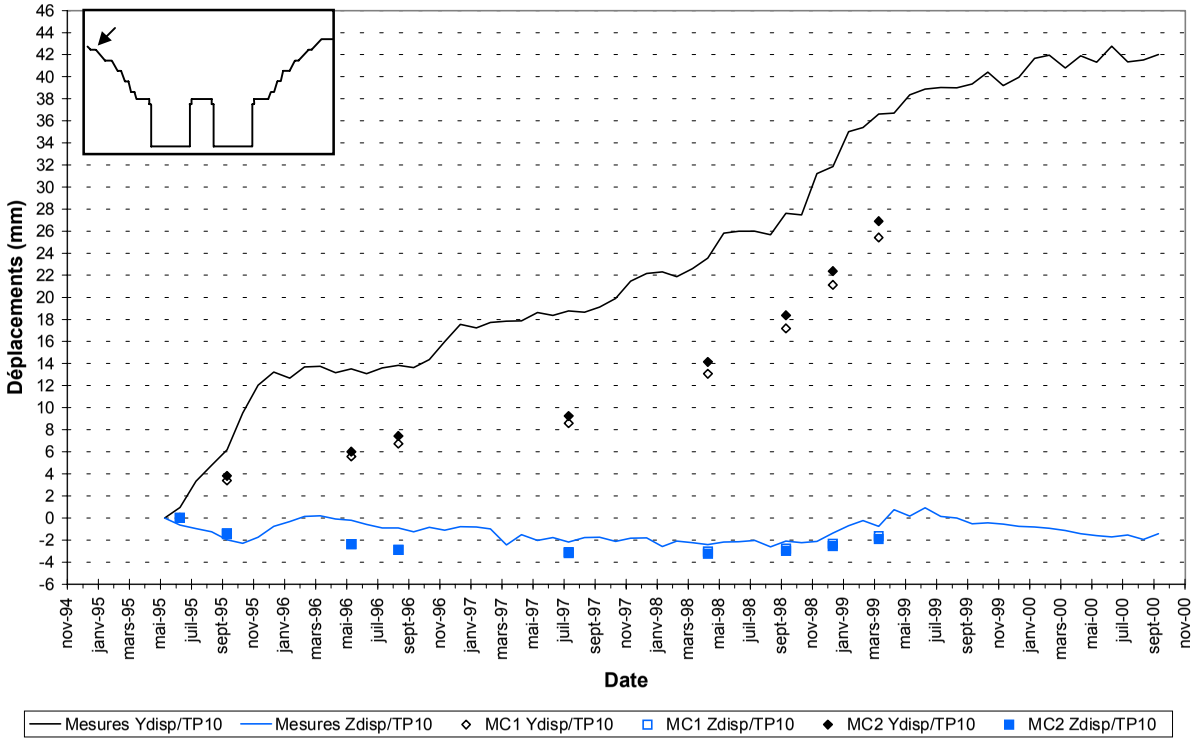
BORNE TP11


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP11
MC1 Disp/TP11
MC2 Disp/TP11


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP11
Mesures Zdisp/TP11
MC1 Ydisp/TP11
MC1 Zdisp/TP11
MC2 Ydisp/TP11
MC2 Zdisp/TP11

BORNE TP10


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP10
MC1 Disp/TP10
MC2 Disp/TP10


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP10
Mesures Zdisp/TP10
MC1 Ydisp/TP10
MC1 Zdisp/TP10
MC2 Ydisp/TP10
MC2 Zdisp/TP10

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

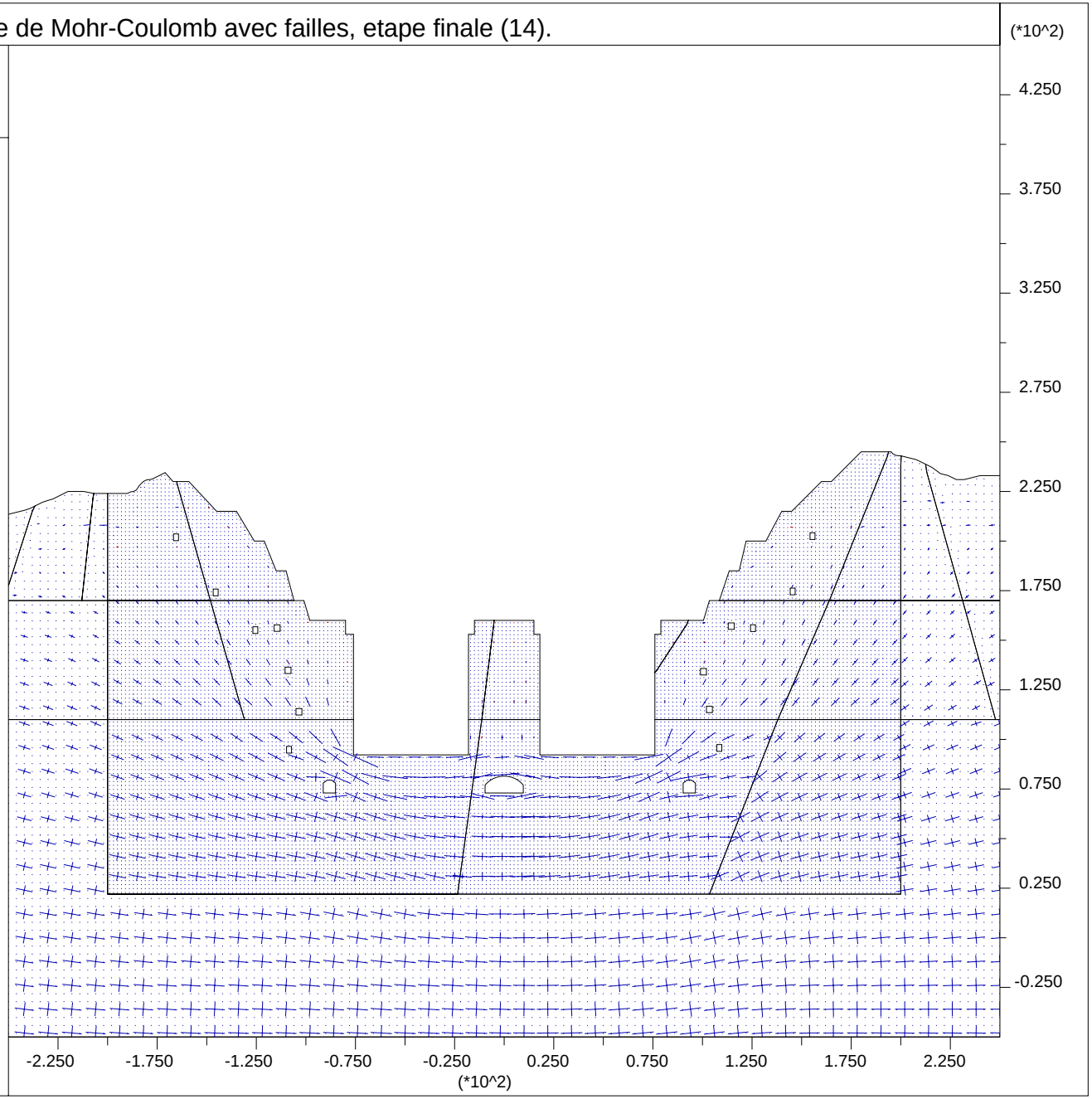
LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Principal stresses
Max. Value = 2.113E+07

0 1E 8

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

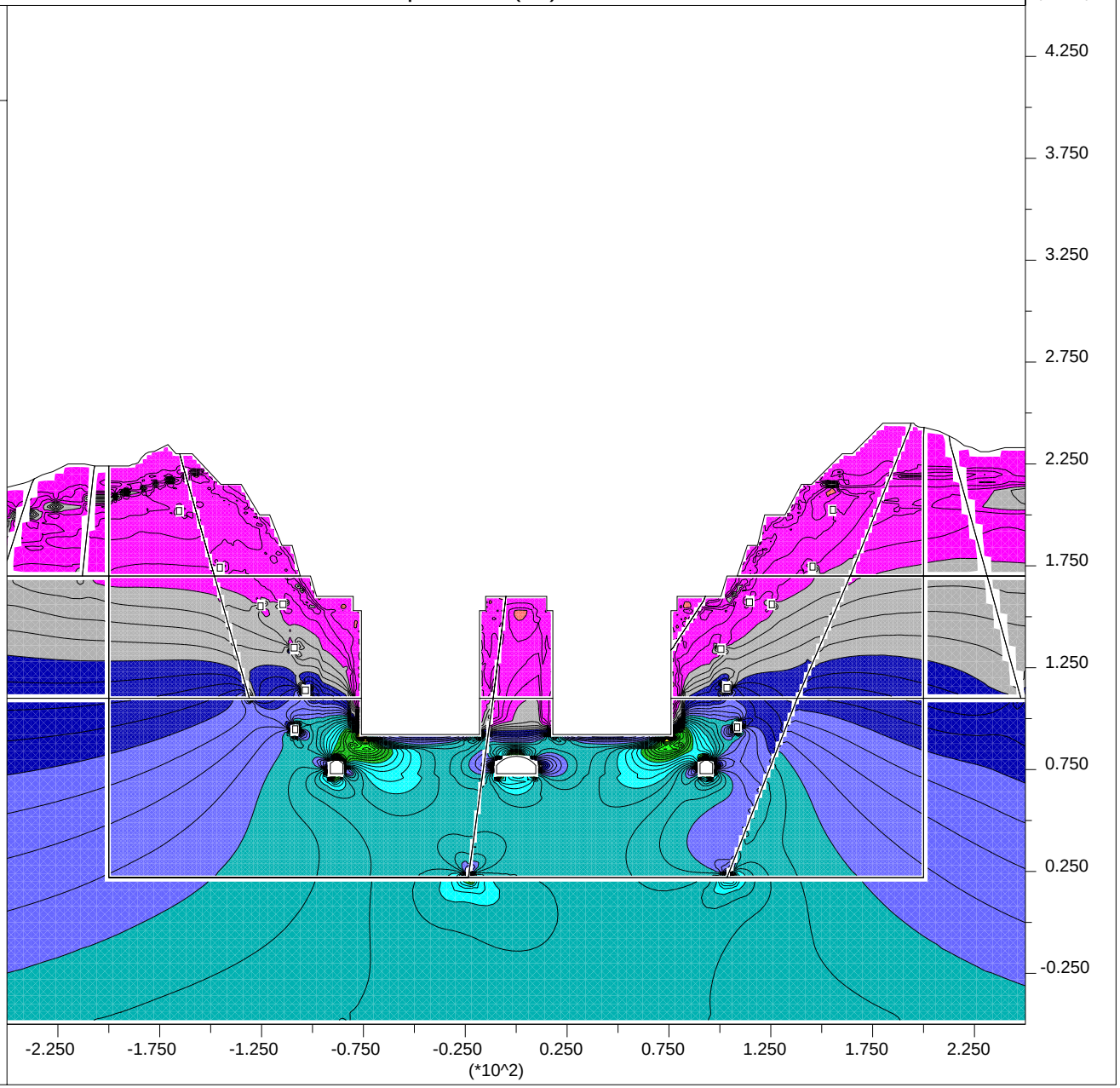
LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Maximum principal stress
-2.20E+07
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -2.30E+07
Maximum: 5.00E+05

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

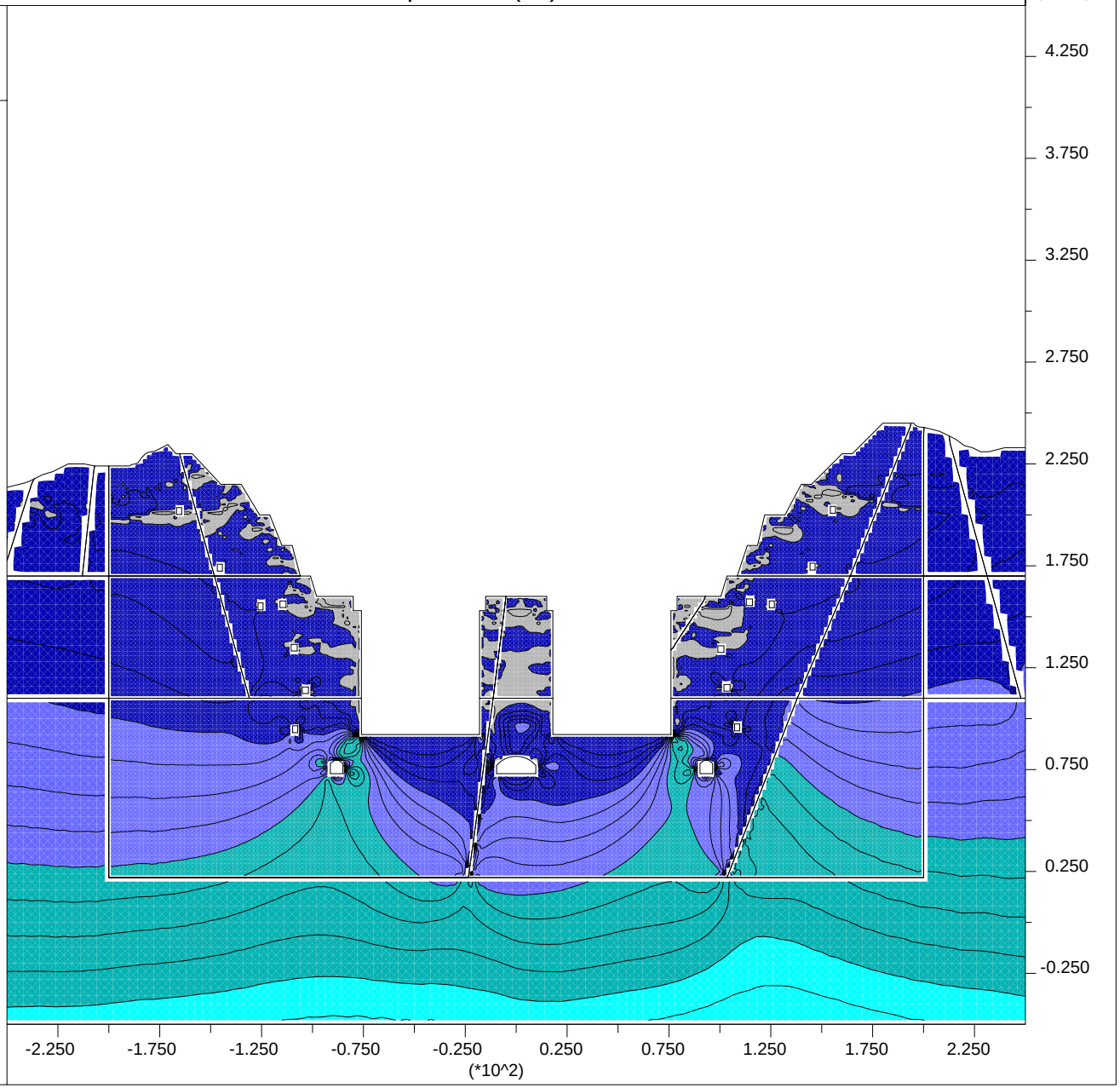
LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Minimum principal stress
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -1.70E+07
Maximum: 5.00E+05

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

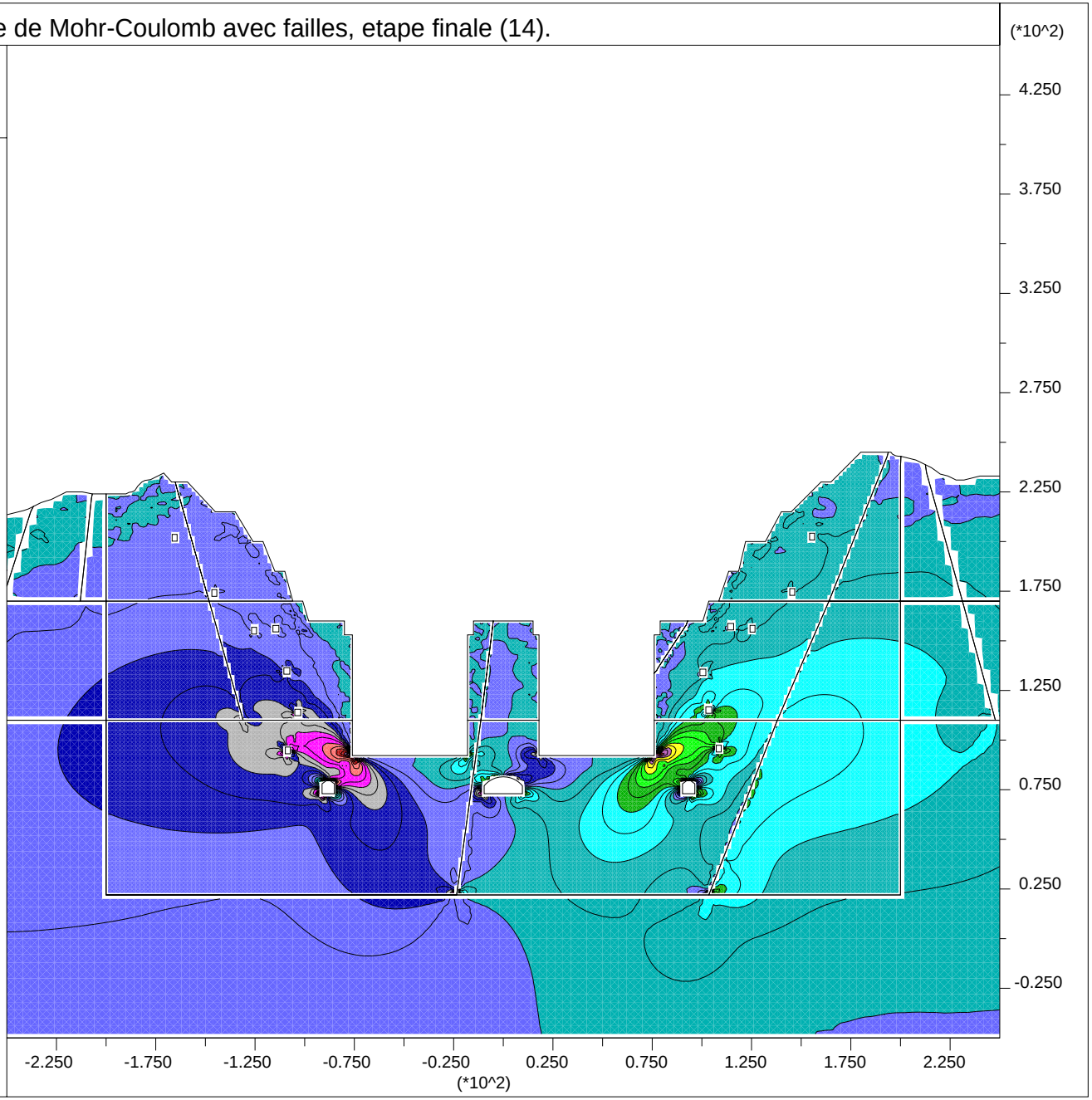
XY-stress contours

-7.00E+06
-5.00E+06
-3.00E+06
-1.00E+06
1.00E+06
3.00E+06
5.00E+06
7.00E+06

Contour interval= 1.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -6.50E+06
Maximum: 7.00E+06

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

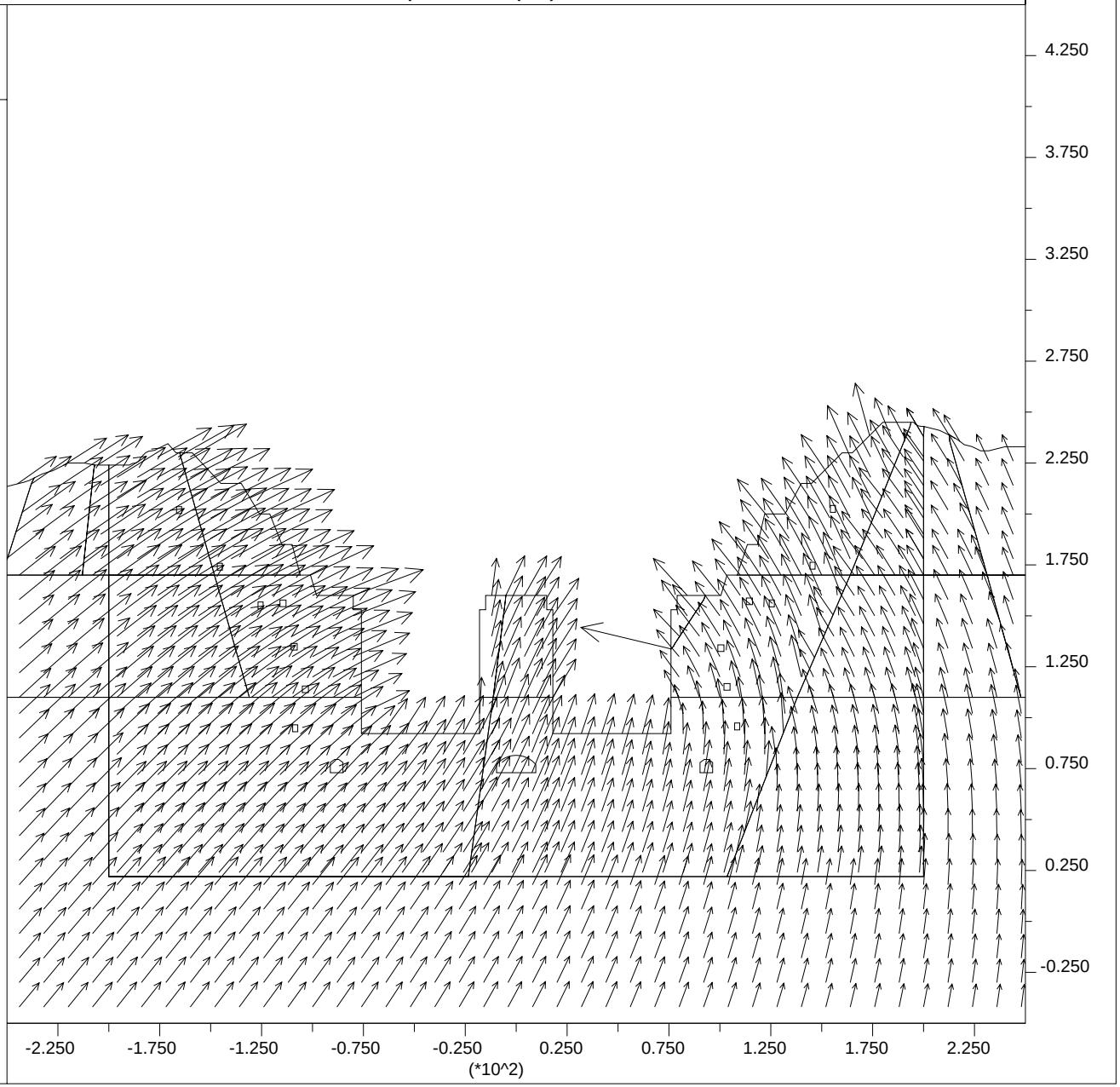
step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Displacement vectors

Max Vector = 7.350E-02

0 2E -1

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

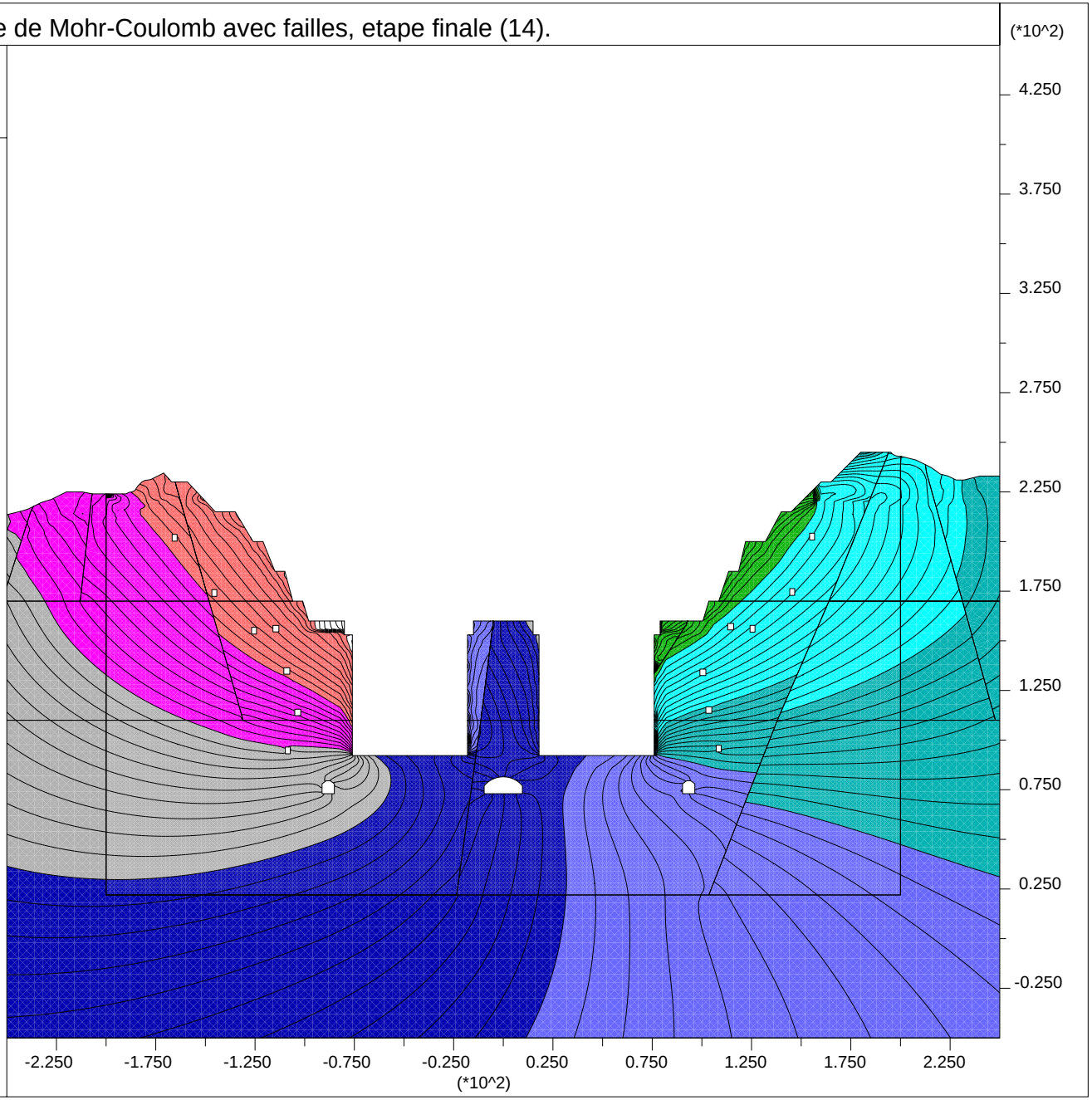
LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

X-displacement contours
-7.00E-02
-5.00E-02
-3.00E-02
-1.00E-02
1.00E-02
3.00E-02
5.00E-02
Contour interval= 1.00E-02

Contour interval= 1.00E-03
Minimum: -7.10E-02
Maximum: 5.50E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Mohr-Coulomb avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

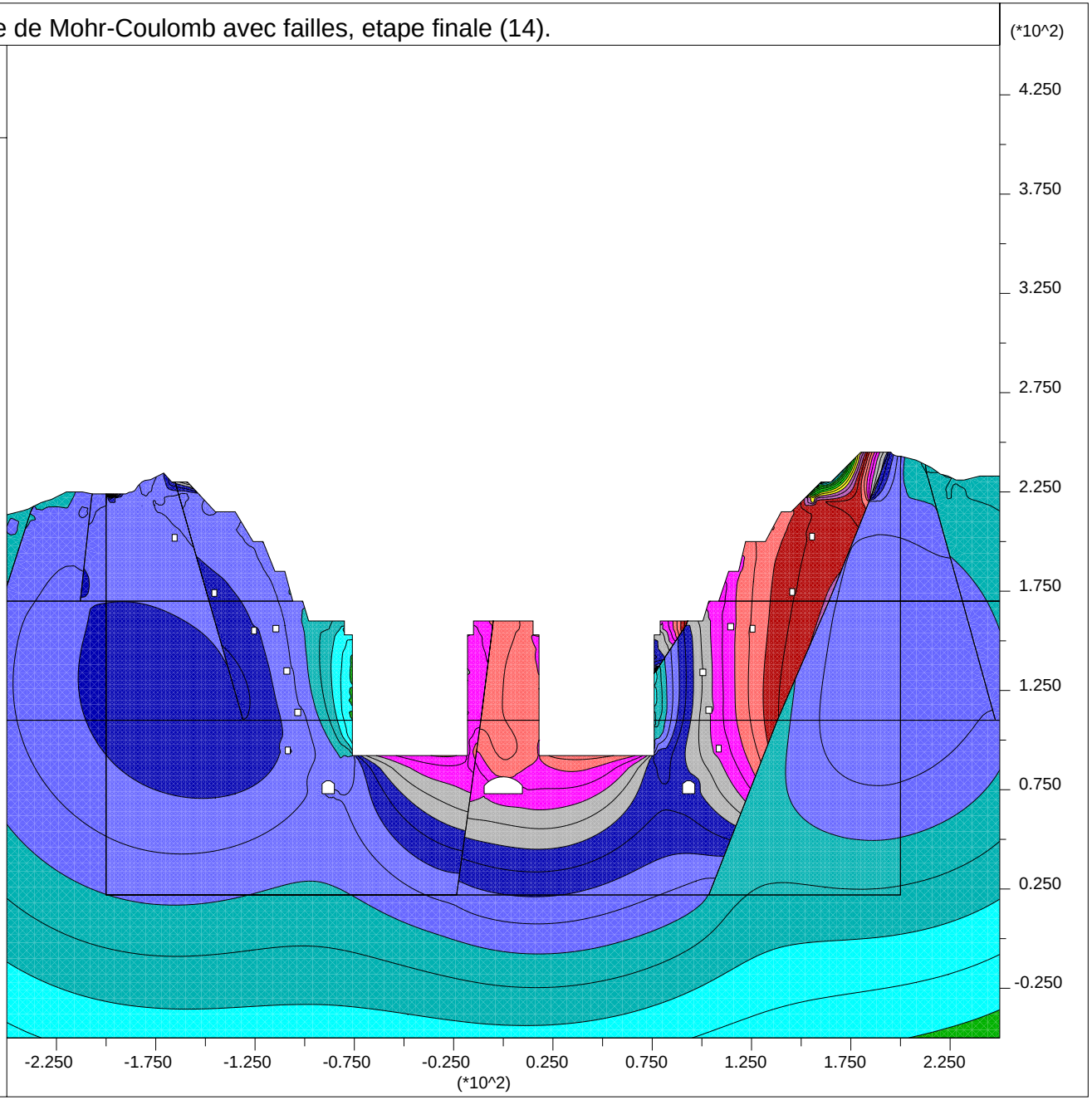
Y-displacement contours

	8.00E-03
	1.20E-02
	1.60E-02
	2.00E-02
	2.40E-02
	2.80E-02
	3.20E-02
	3.60E-02
	4.00E-02
	4.40E-02

Contour interval= 2.00E-03

Contour interval= 1.00E-03
Minimum: 1.10E-02
Maximum: 4.50E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



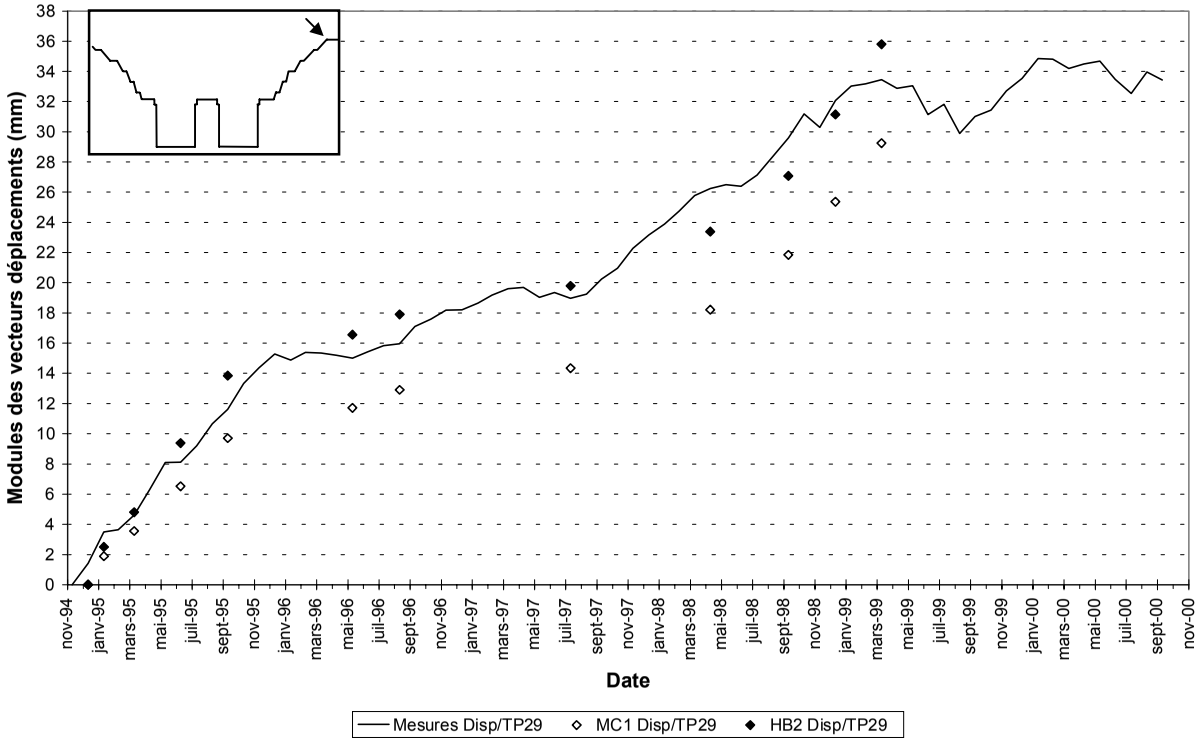
Annexe E-3

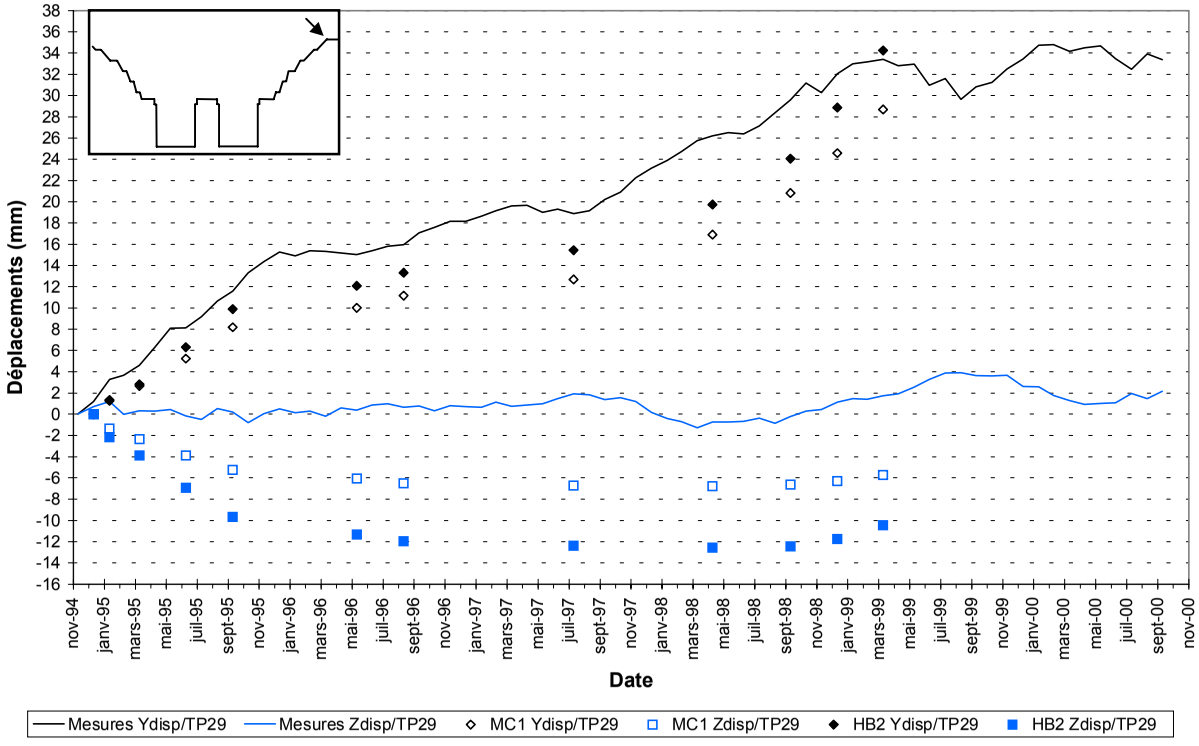
Déformation des parois de l'écluse à bateaux

Modèle HB2, Hoek-Brown avec failles

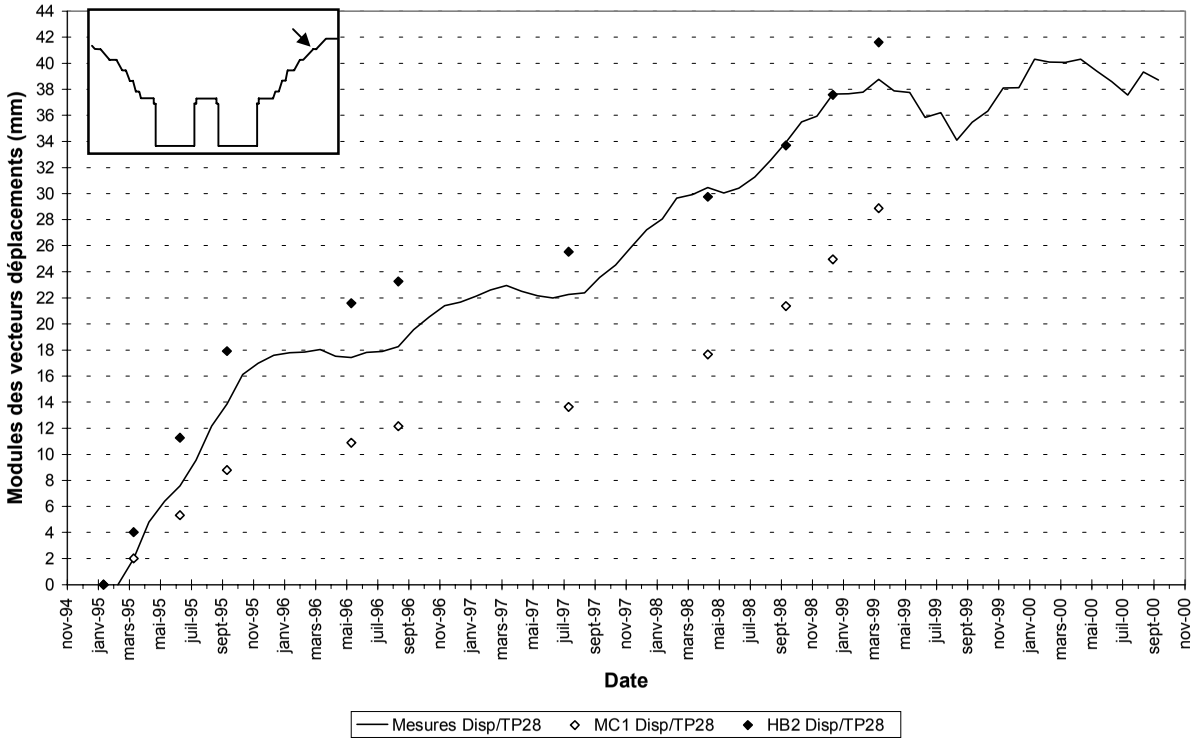
- ⇨ tenseurs de contraintes principales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales maximales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales minimales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes de cisaillement
- ⇨ indicateurs de plasticité
- ⇨ vecteurs déplacements cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements horizontaux cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements verticaux cumulés
- ⇨ vecteurs déplacements – calculés et mesurés – au niveau des bornes topographiques
- ⇨ évolution des déplacements (module, composantes Y et Z) – calculés et mesurés – entre janvier 1995 et novembre 2000.

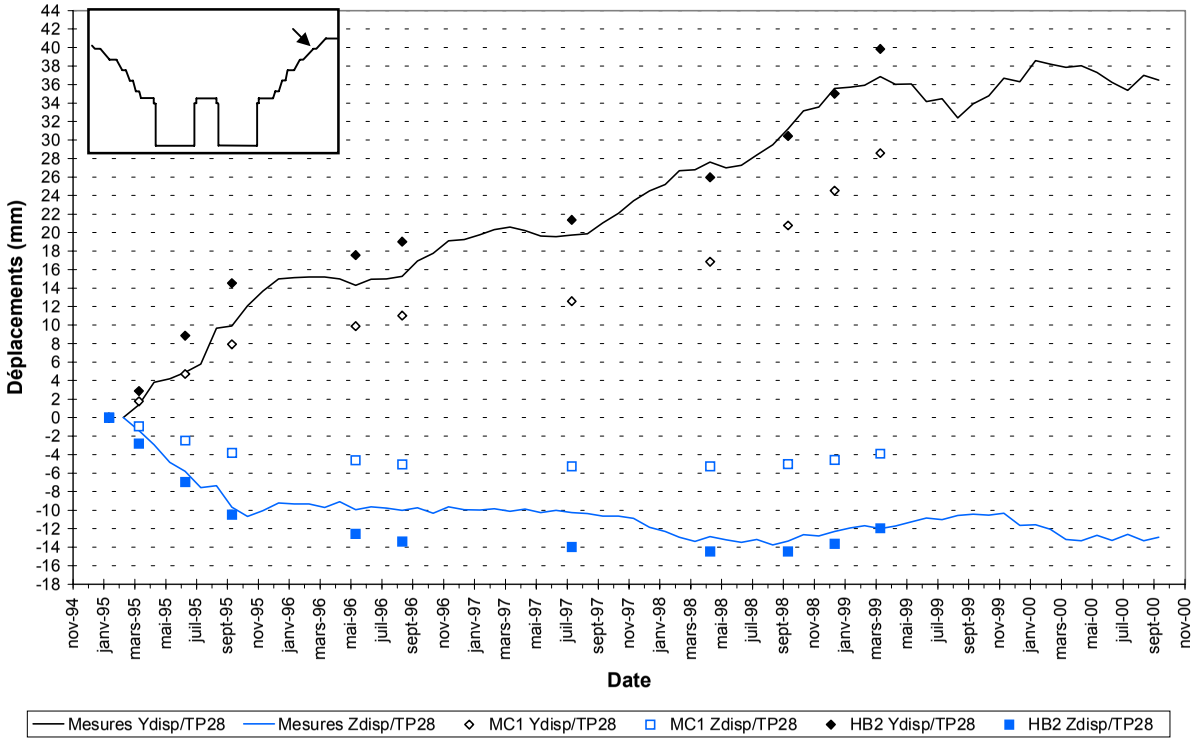
BORNE TP29


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP29
MC1 Disp/TP29
HB2 Disp/TP29

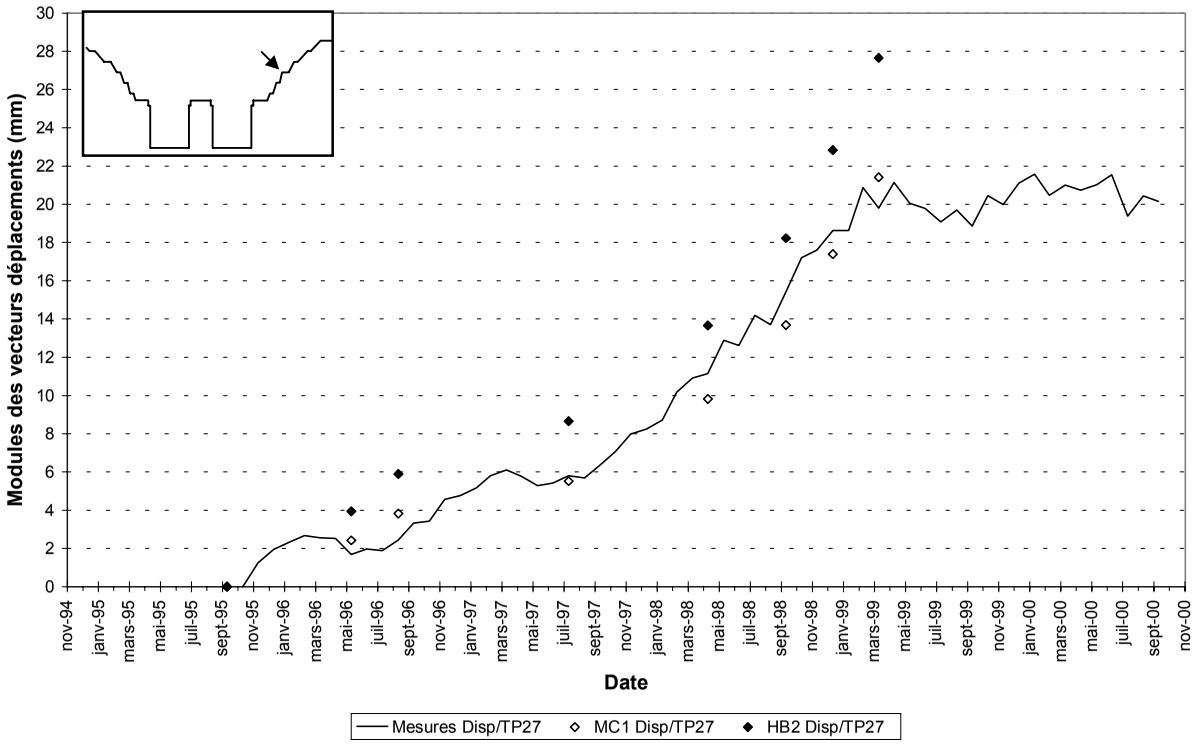

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP29
Mesures Zdisp/TP29
MC1 Ydisp/TP29
MC1 Zdisp/TP29
HB2 Ydisp/TP29
HB2 Zdisp/TP29

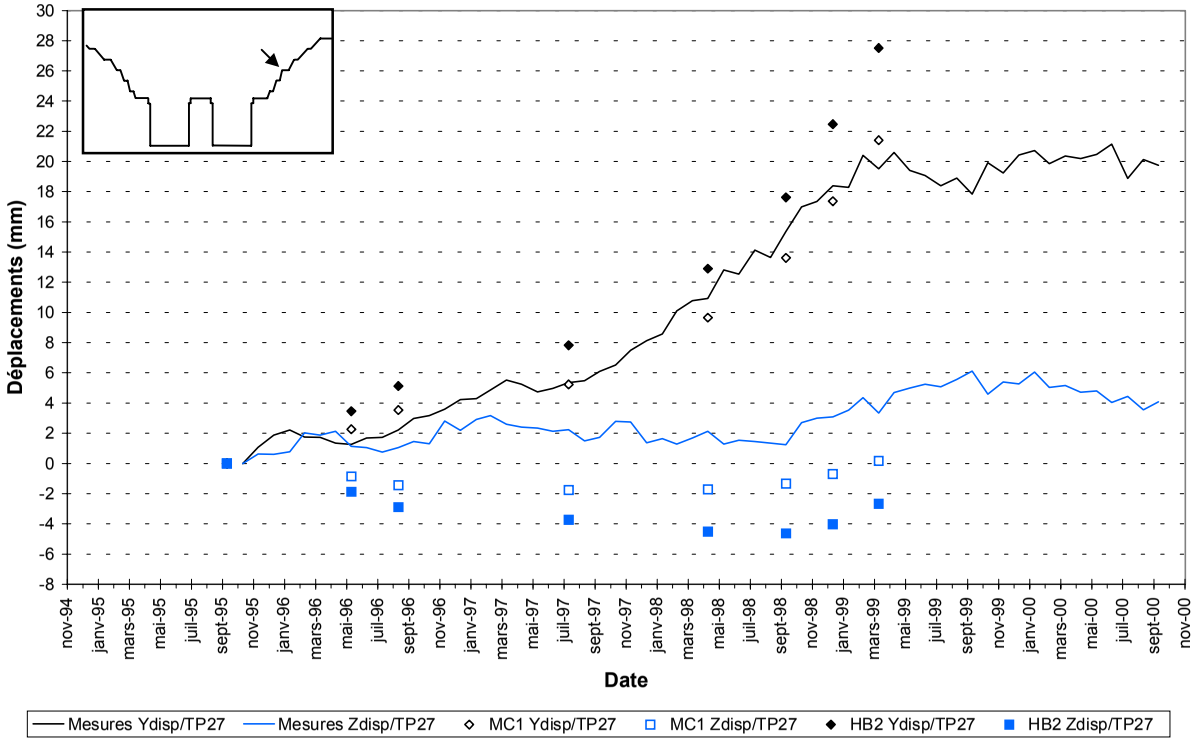
BORNE TP28


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP28
MC1 Disp/TP28
HB2 Disp/TP28

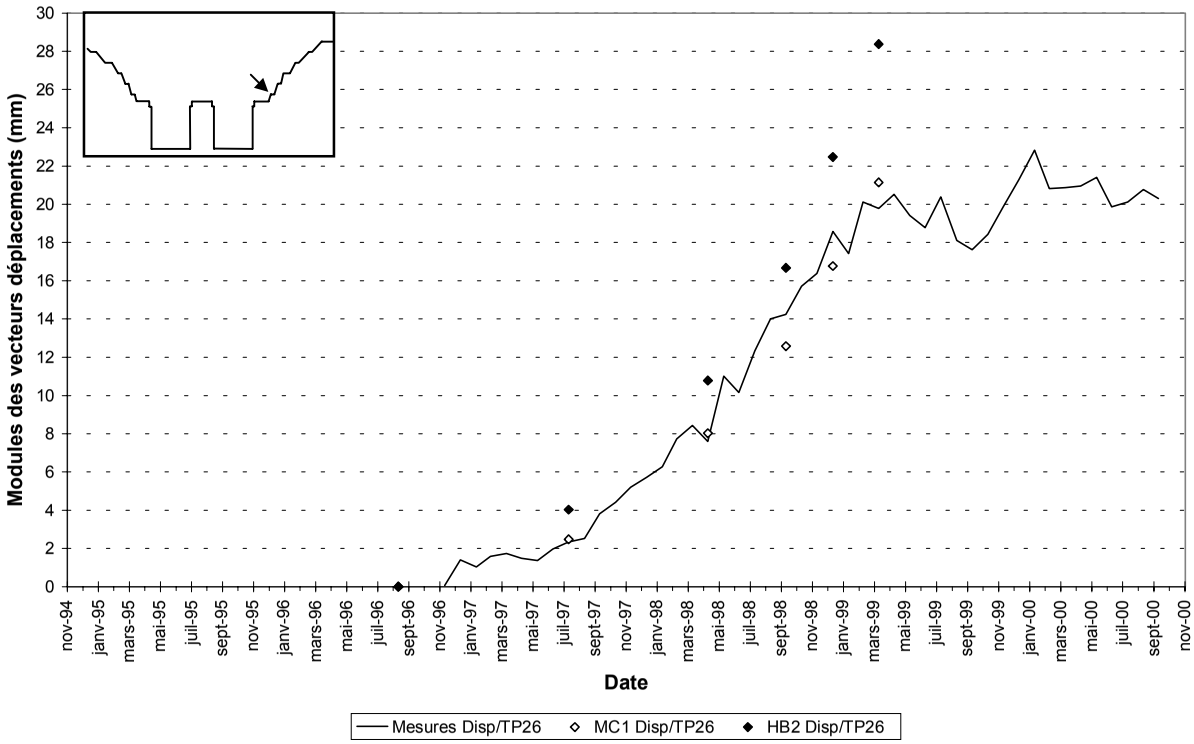

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP28
Mesures Zdisp/TP28
MC1 Ydisp/TP28
MC1 Zdisp/TP28
HB2 Ydisp/TP28
HB2 Zdisp/TP28

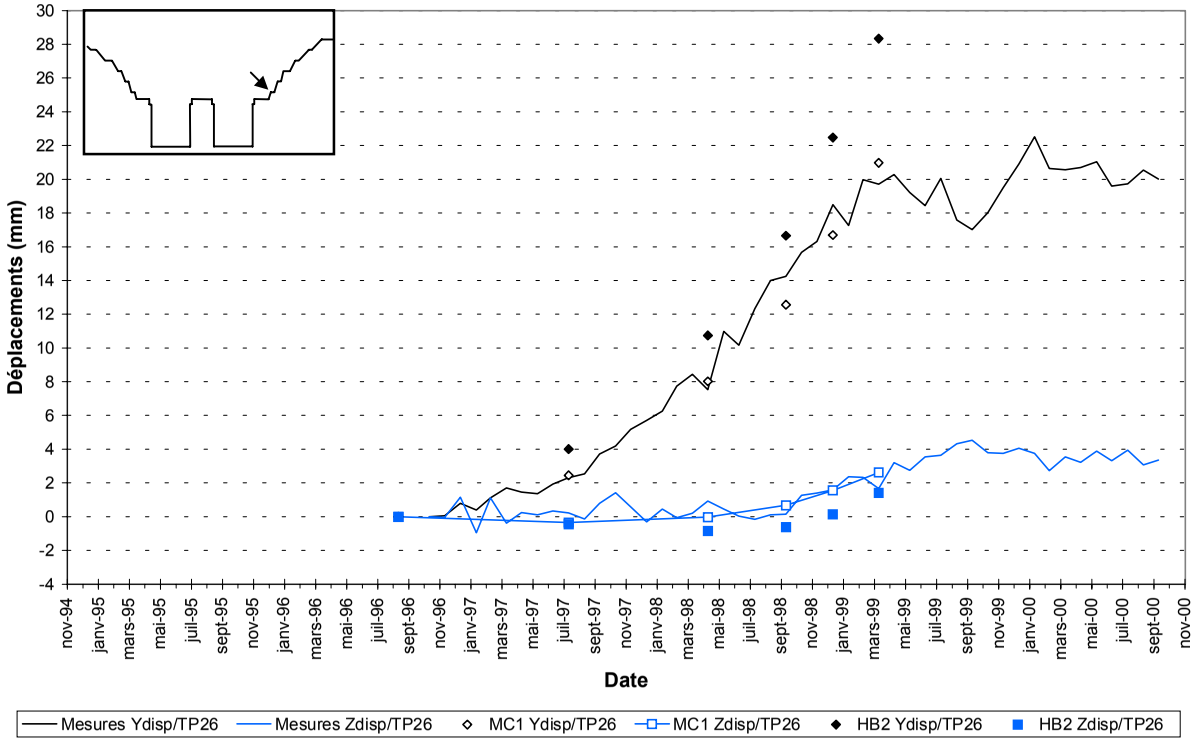
BORNE TP27


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP27
MC1 Disp/TP27
HB2 Disp/TP27

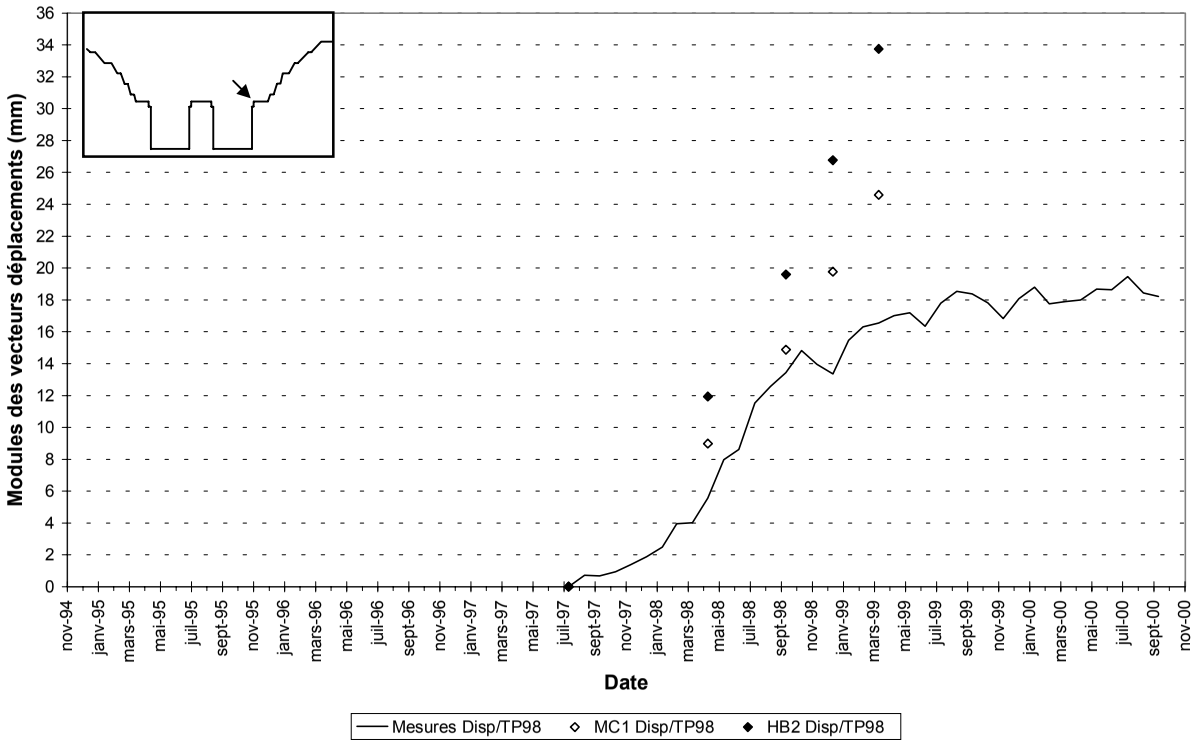

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP27
Mesures Zdisp/TP27
MC1 Ydisp/TP27
MC1 Zdisp/TP27
HB2 Ydisp/TP27
HB2 Zdisp/TP27

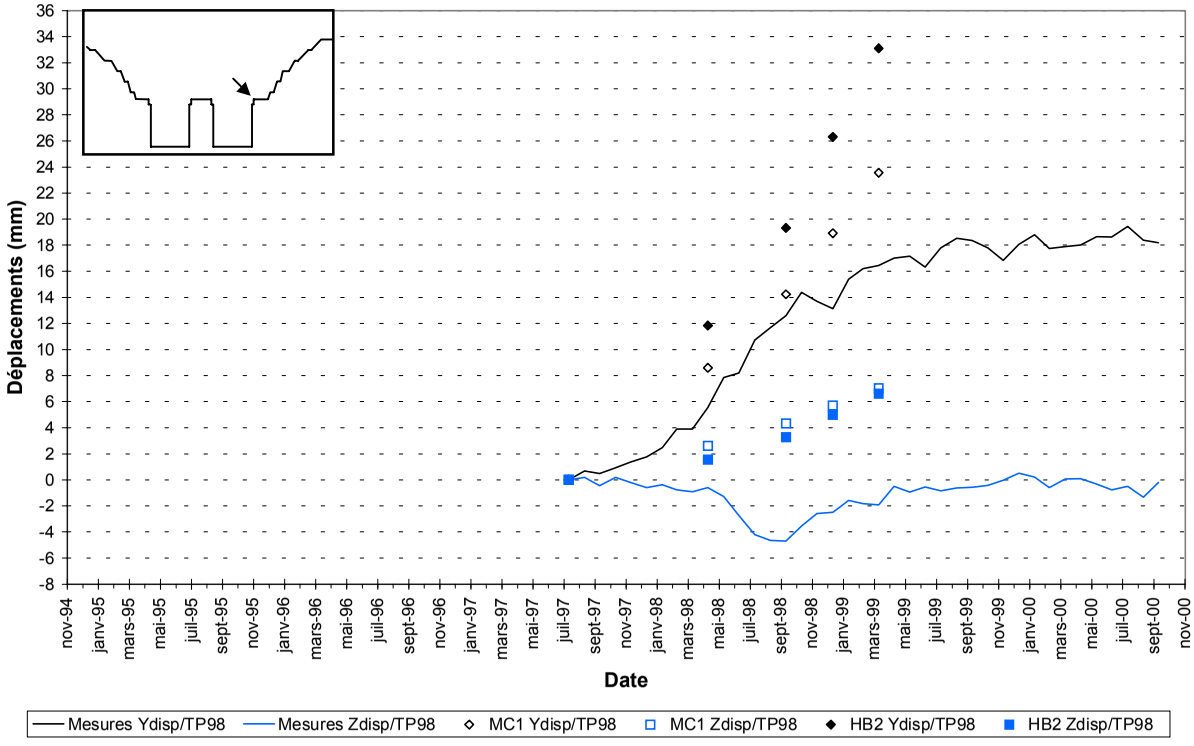
BORNE TP26


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP26
MC1 Disp/TP26
HB2 Disp/TP26

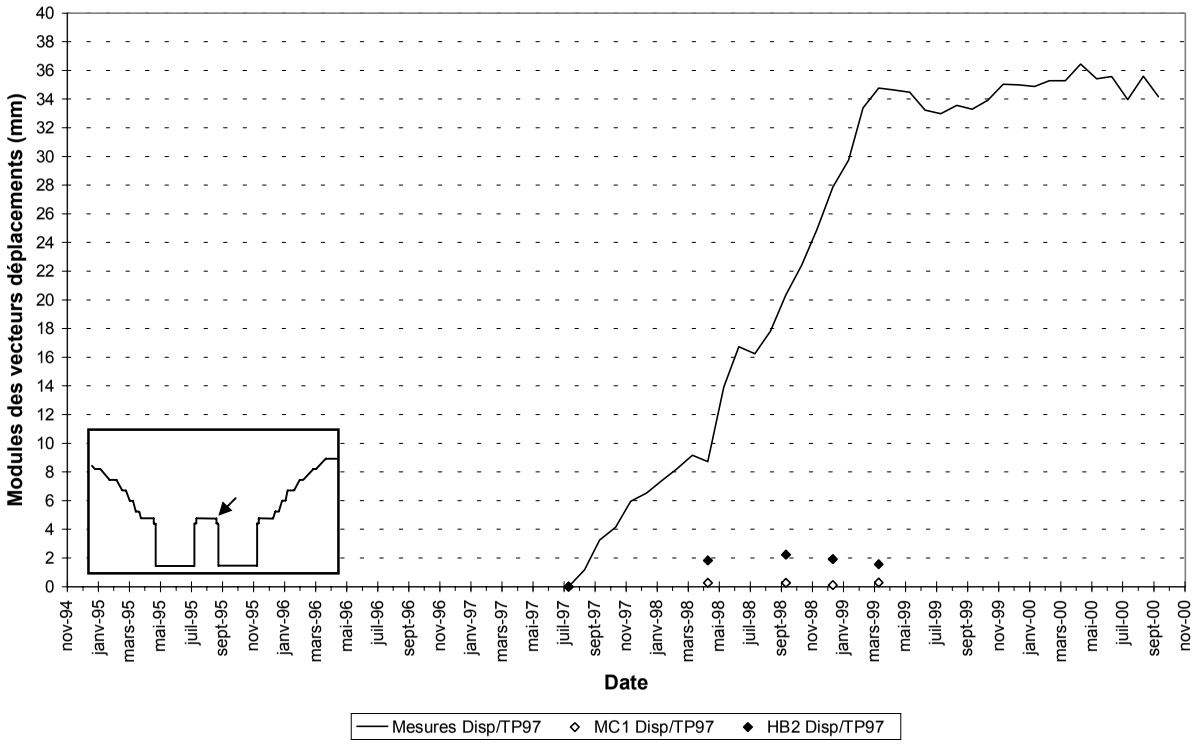

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP26
Mesures Zdisp/TP26
MC1 Ydisp/TP26
MC1 Zdisp/TP26
HB2 Ydisp/TP26
HB2 Zdisp/TP26

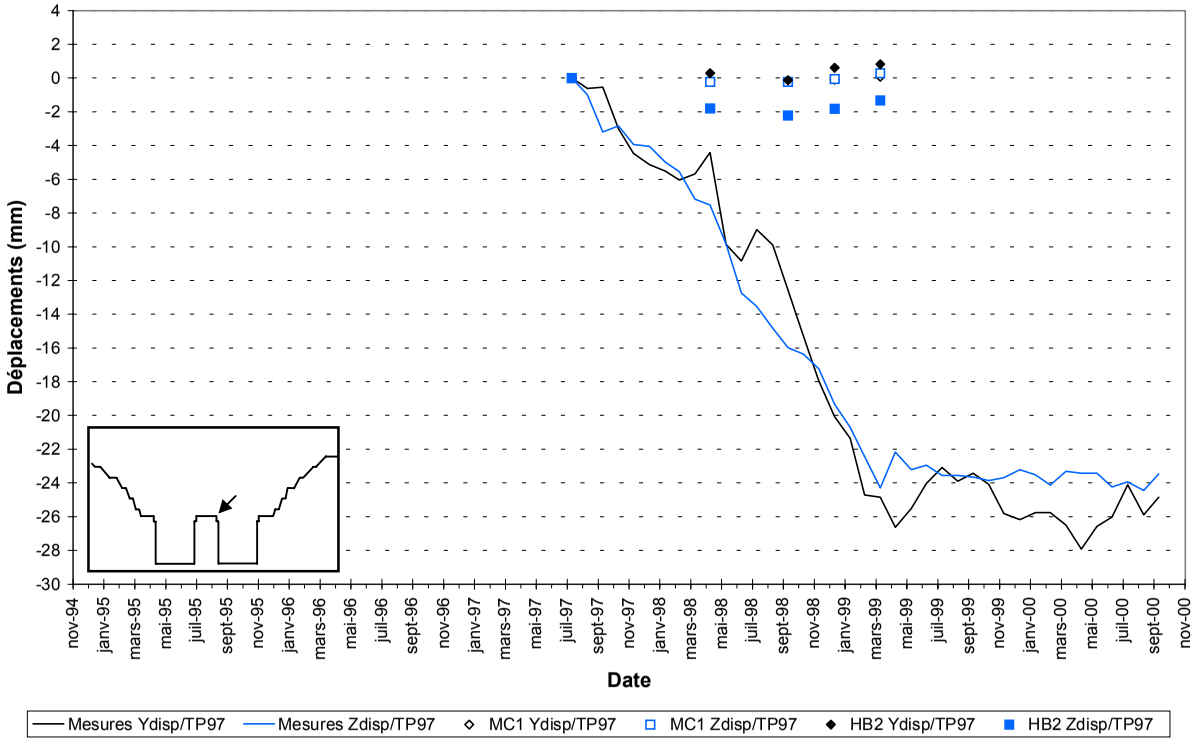
BORNE TP98


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP98
MC1 Disp/TP98
HB2 Disp/TP98

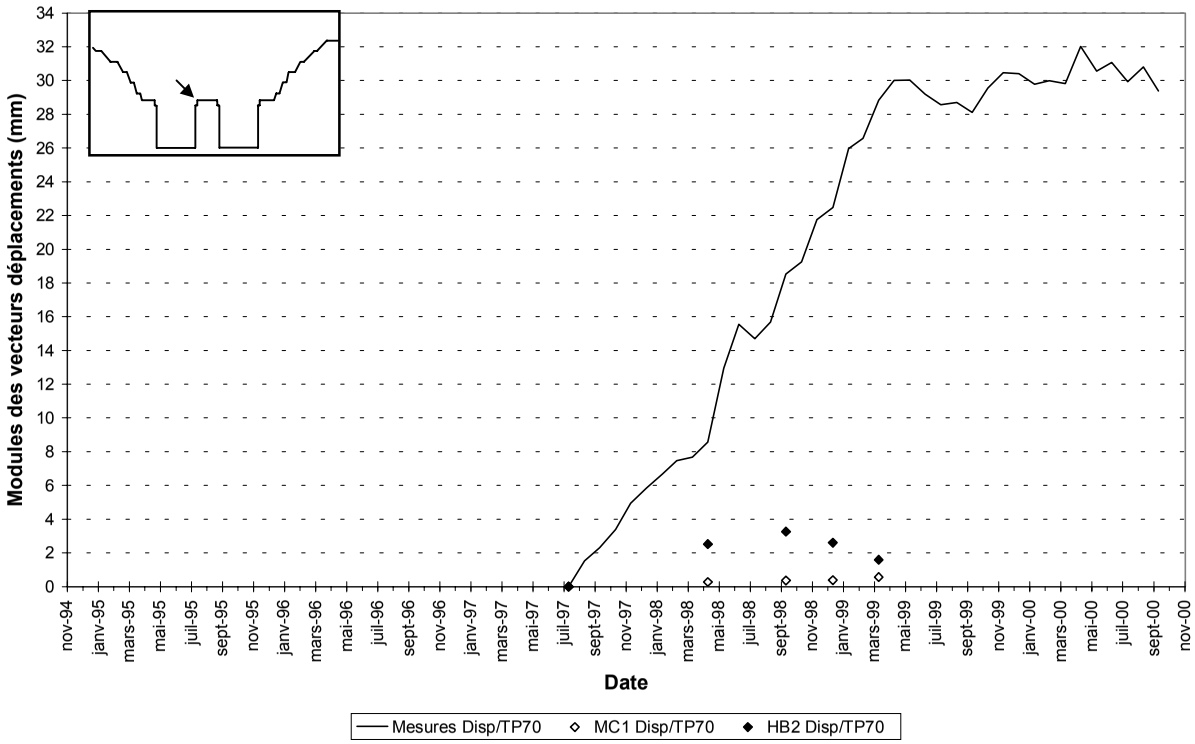

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP98
Mesures Zdisp/TP98
MC1 Ydisp/TP98
MC1 Zdisp/TP98
HB2 Ydisp/TP98
HB2 Zdisp/TP98

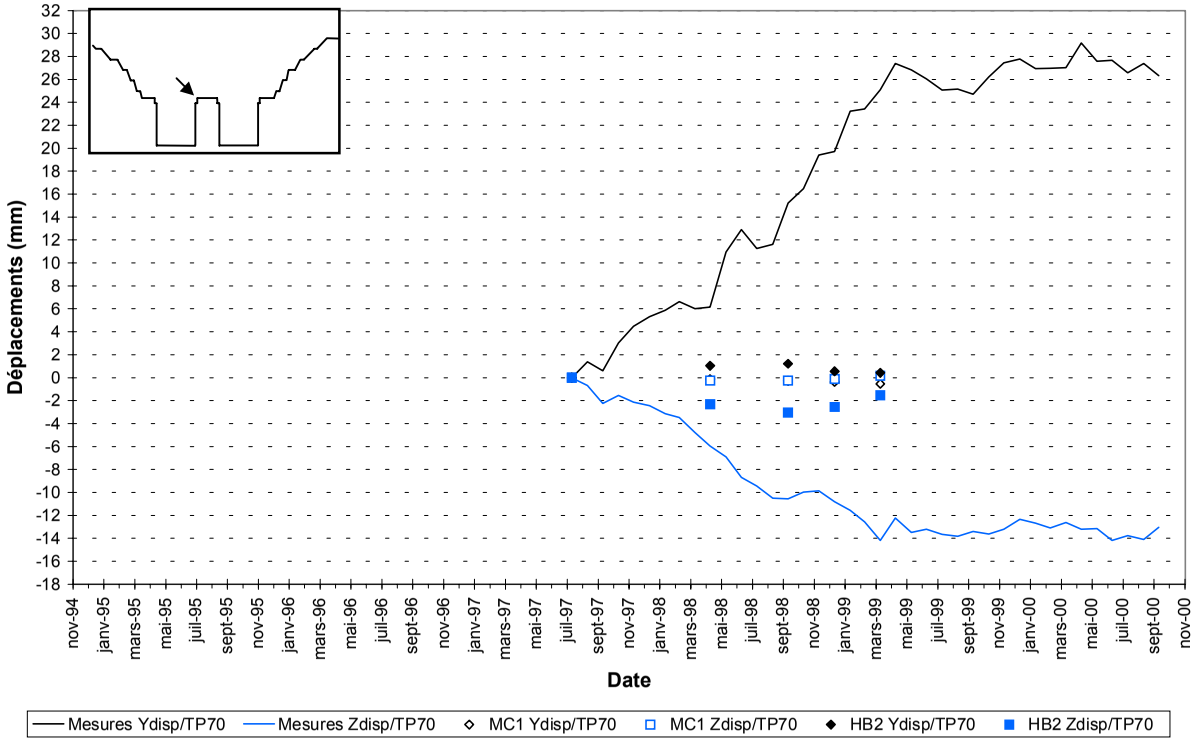
BORNE TP97


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP97
MC1 Disp/TP97
HB2 Disp/TP97

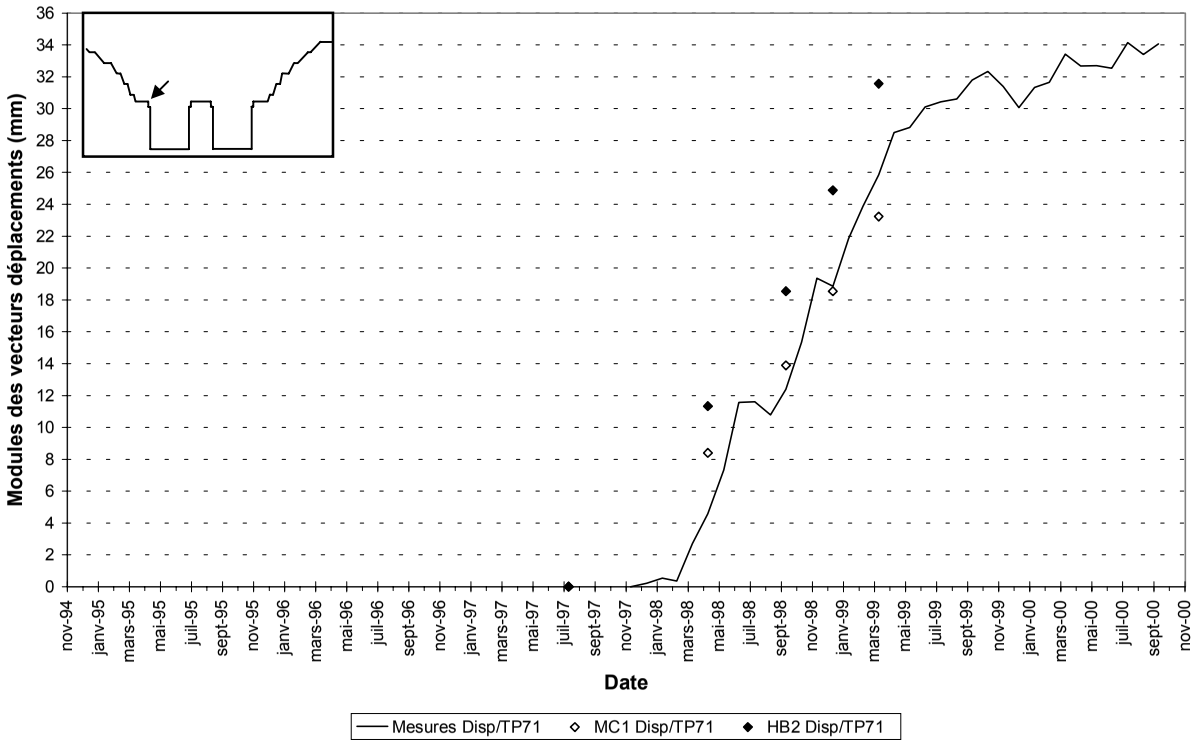

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP97
Mesures Zdisp/TP97
MC1 Ydisp/TP97
MC1 Zdisp/TP97
HB2 Ydisp/TP97
HB2 Zdisp/TP97

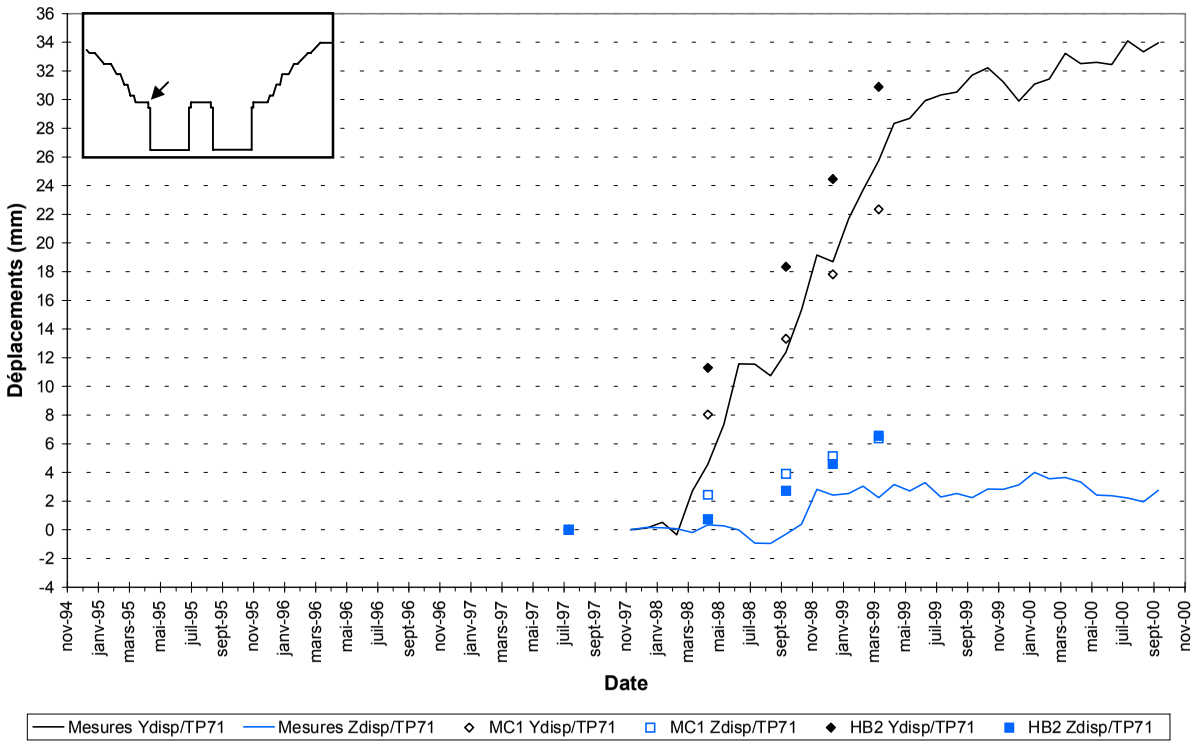
BORNE TP70


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP70
MC1 Disp/TP70
HB2 Disp/TP70

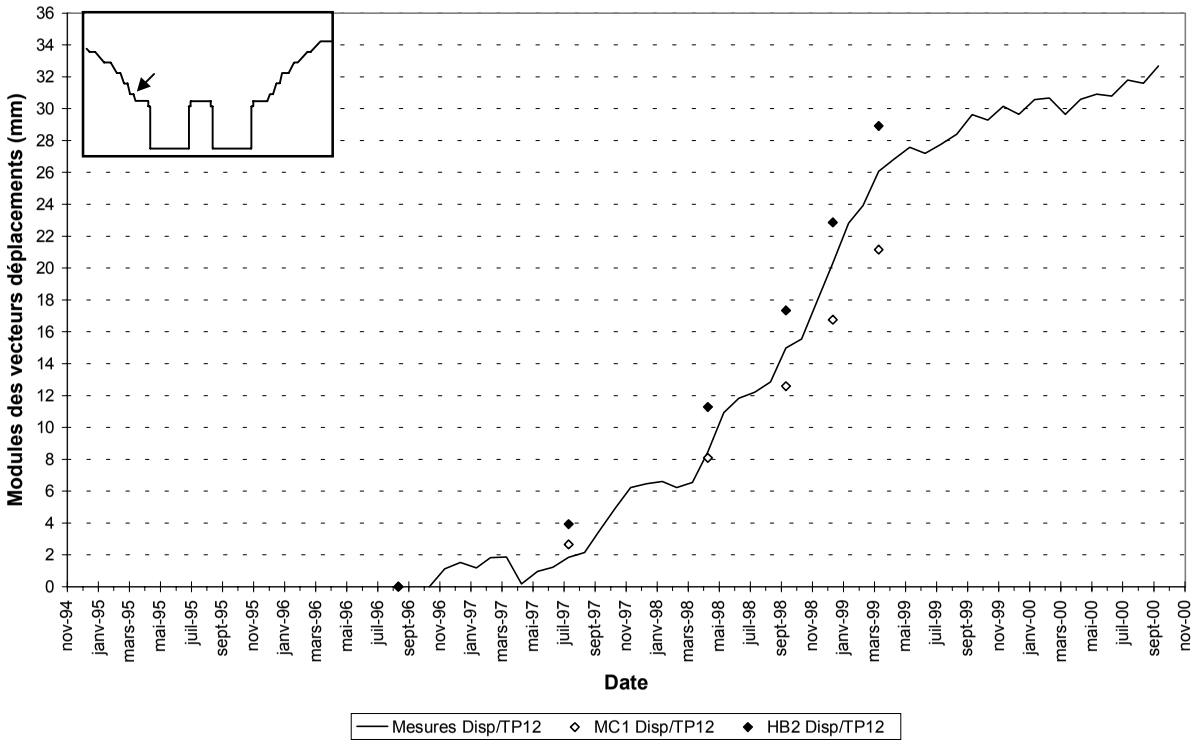

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP70
Mesures Zdisp/TP70
MC1 Ydisp/TP70
MC1 Zdisp/TP70
HB2 Ydisp/TP70
HB2 Zdisp/TP70

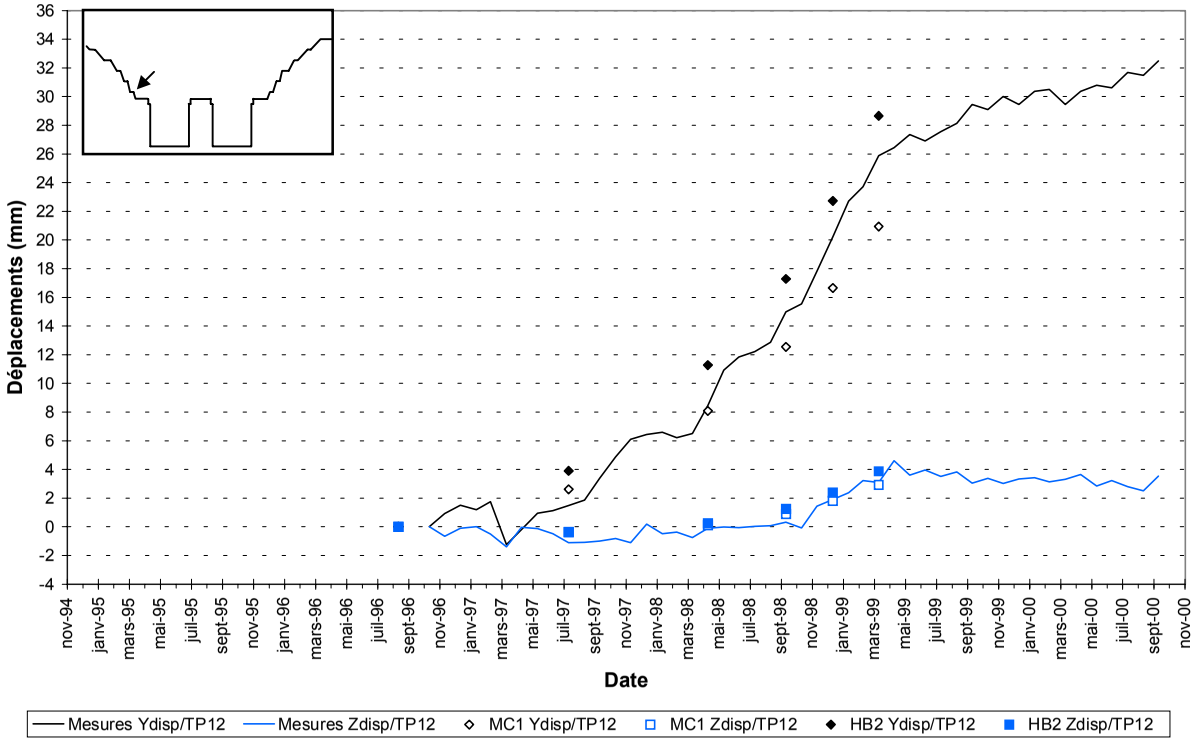
BORNE TP71


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP71
MC1 Disp/TP71
HB2 Disp/TP71

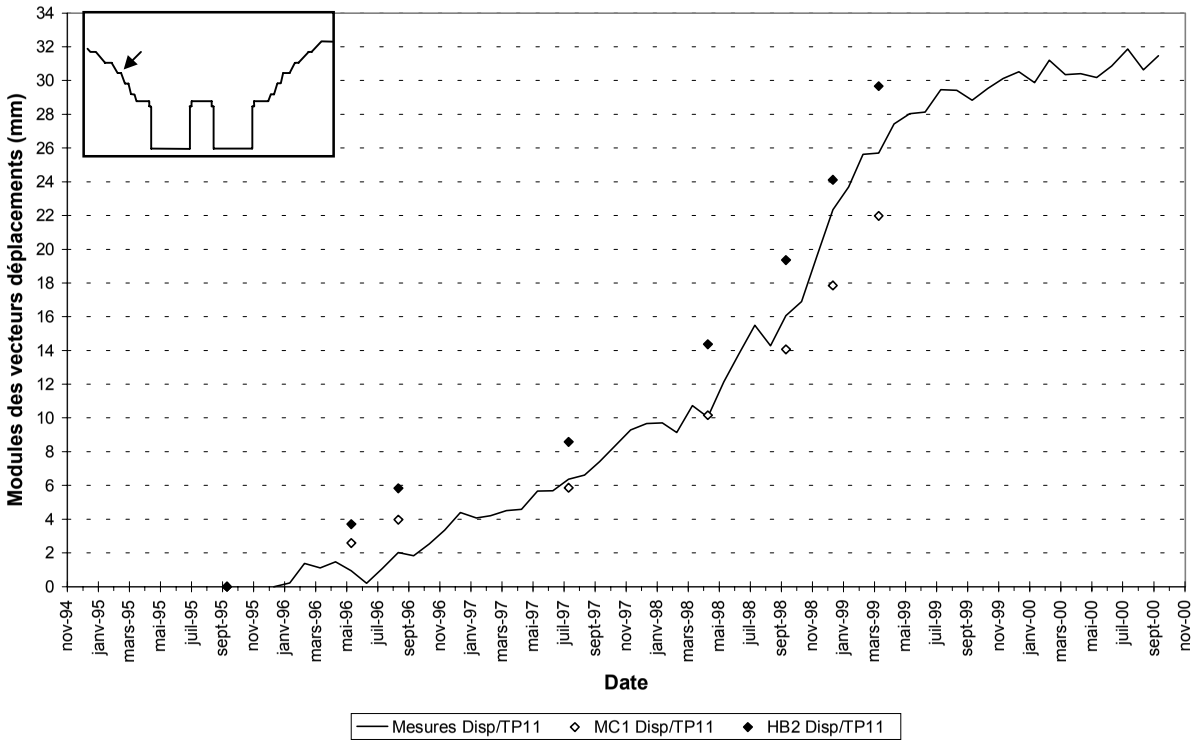

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP71
Mesures Zdisp/TP71
MC1 Ydisp/TP71
MC1 Zdisp/TP71
HB2 Ydisp/TP71
HB2 Zdisp/TP71

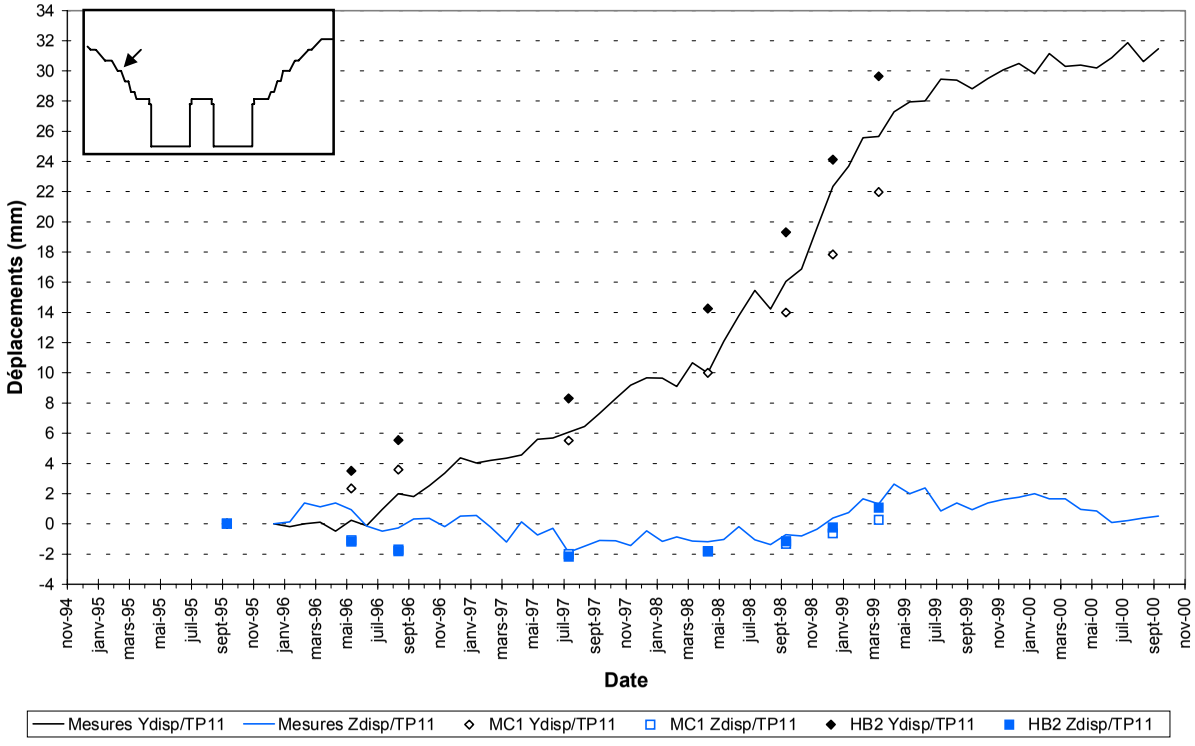
BORNE TP12


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP12
MC1 Disp/TP12
HB2 Disp/TP12

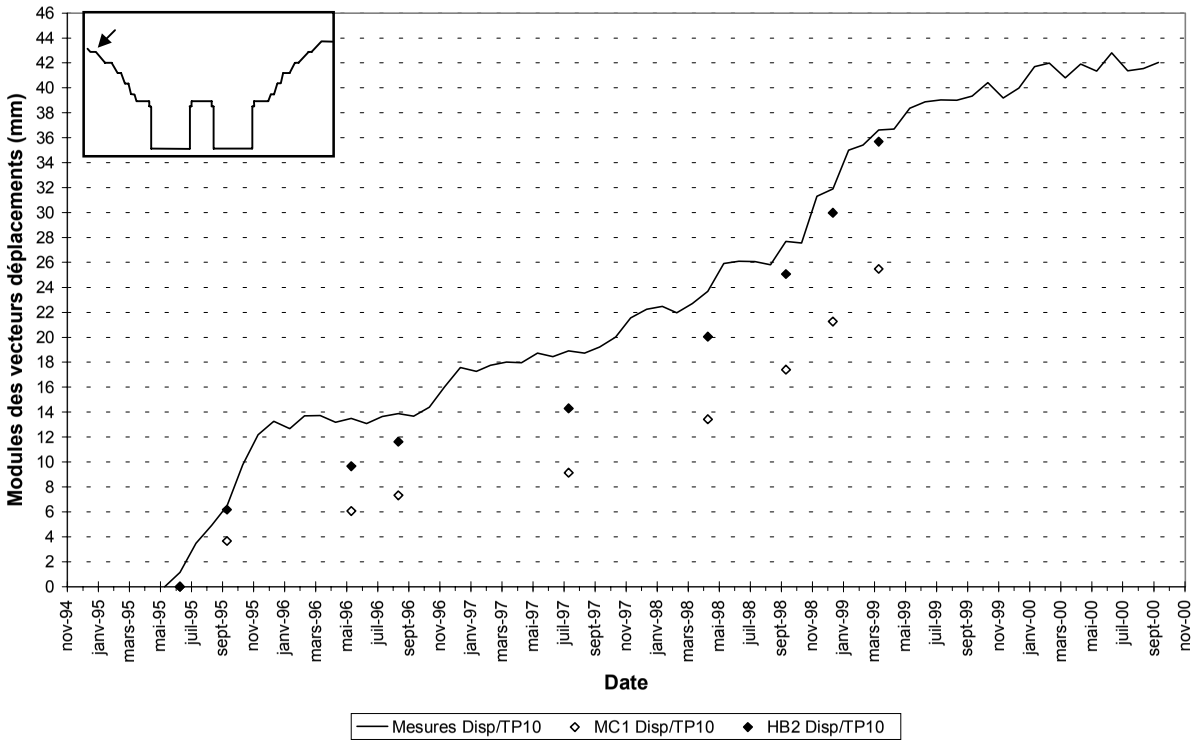

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP12
Mesures Zdisp/TP12
MC1 Ydisp/TP12
MC1 Zdisp/TP12
HB2 Ydisp/TP12
HB2 Zdisp/TP12

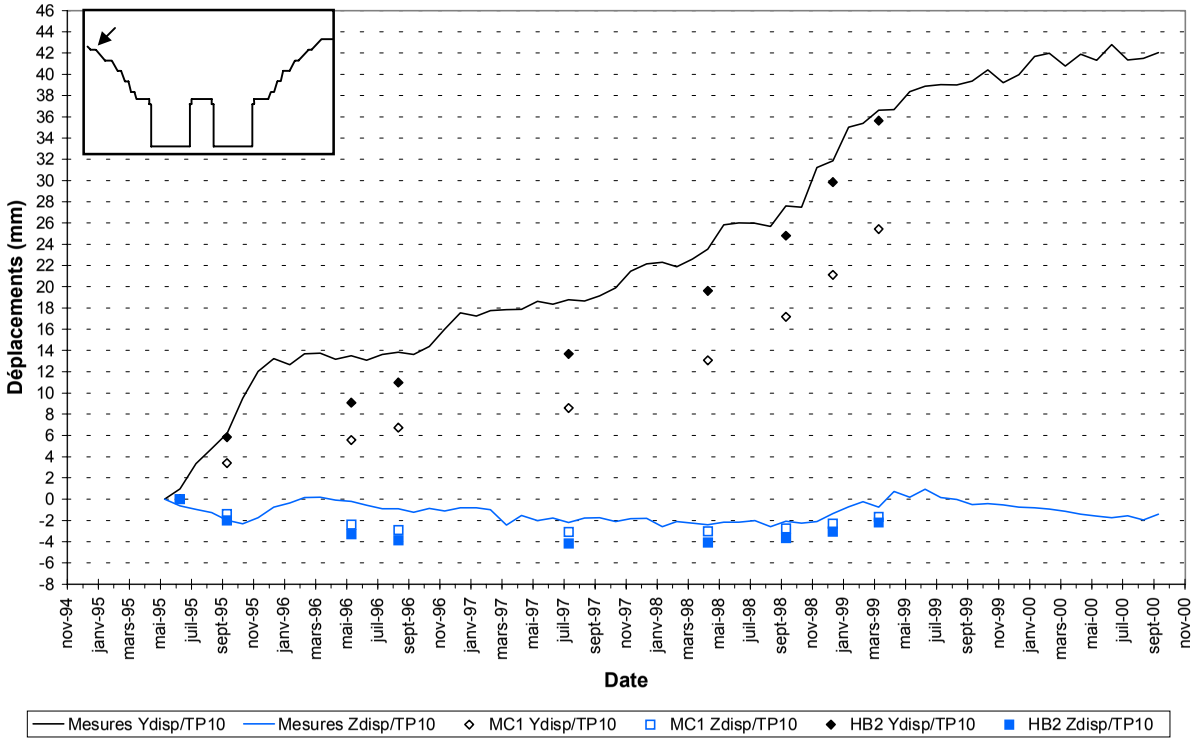
BORNE TP11


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP11
MC1 Disp/TP11
HB2 Disp/TP11


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP11
Mesures Zdisp/TP11
MC1 Ydisp/TP11
MC1 Zdisp/TP11
HB2 Ydisp/TP11
HB2 Zdisp/TP11

BORNE TP10


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP10
MC1 Disp/TP10
HB2 Disp/TP10


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP10
Mesures Zdisp/TP10
MC1 Ydisp/TP10
MC1 Zdisp/TP10
HB2 Ydisp/TP10
HB2 Zdisp/TP10

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

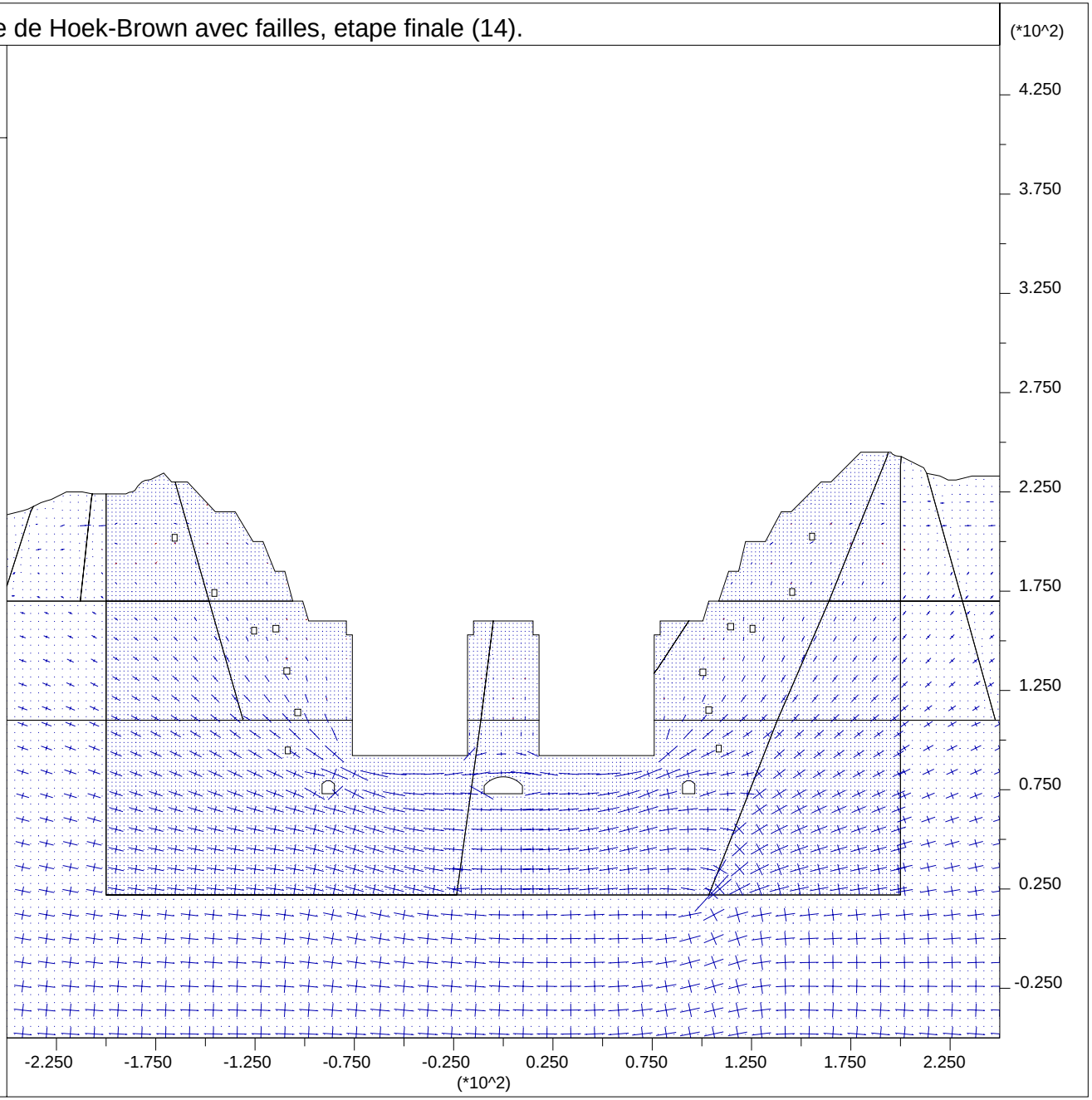
LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Principal stresses
Max. Value = 2.244E+07

0 1E 8

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

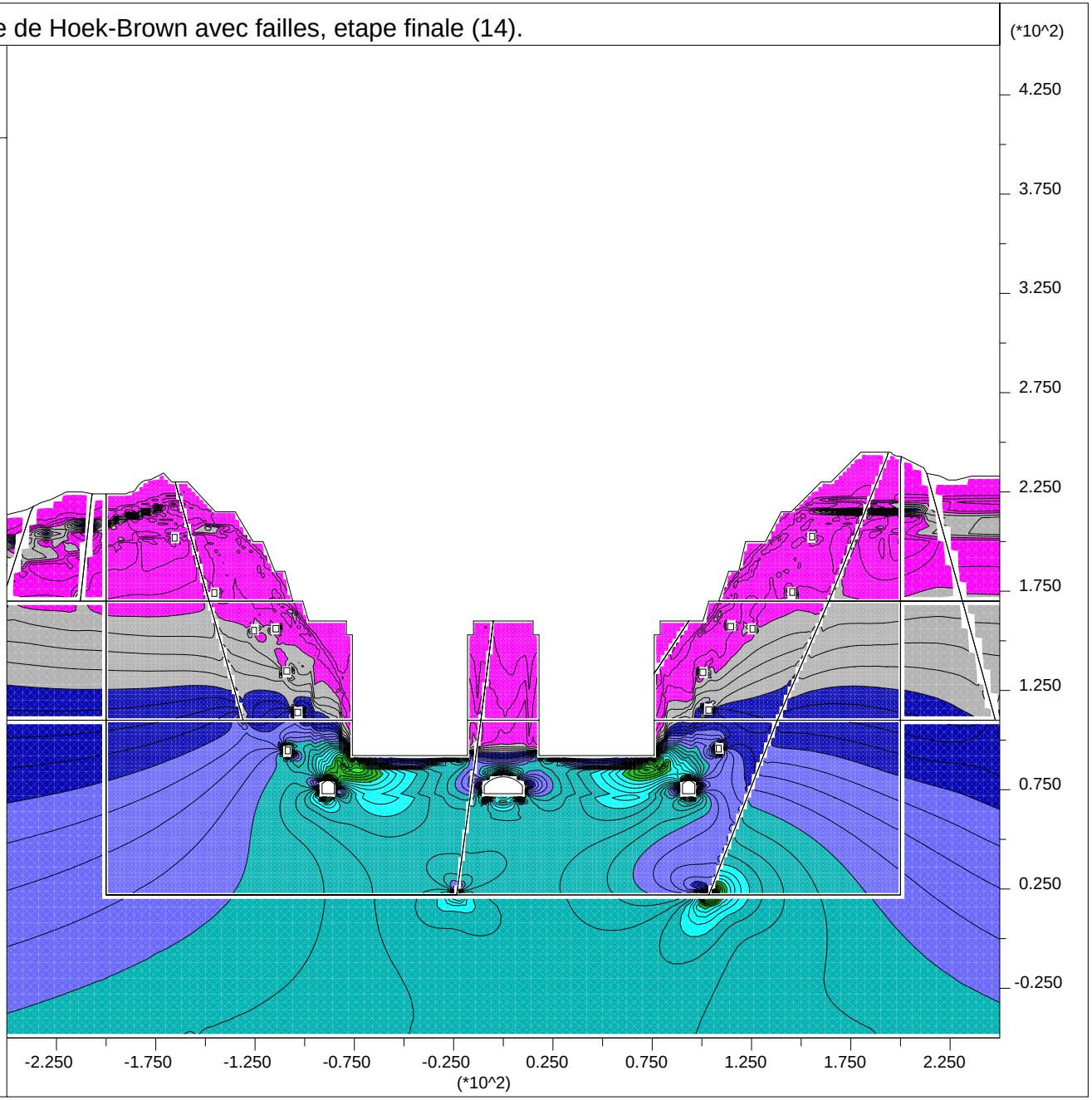
LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Maximum principal stress
-2.20E+07
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -2.30E+07
Maximum: 0.00E+00

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown avec failles, etape finale (14).

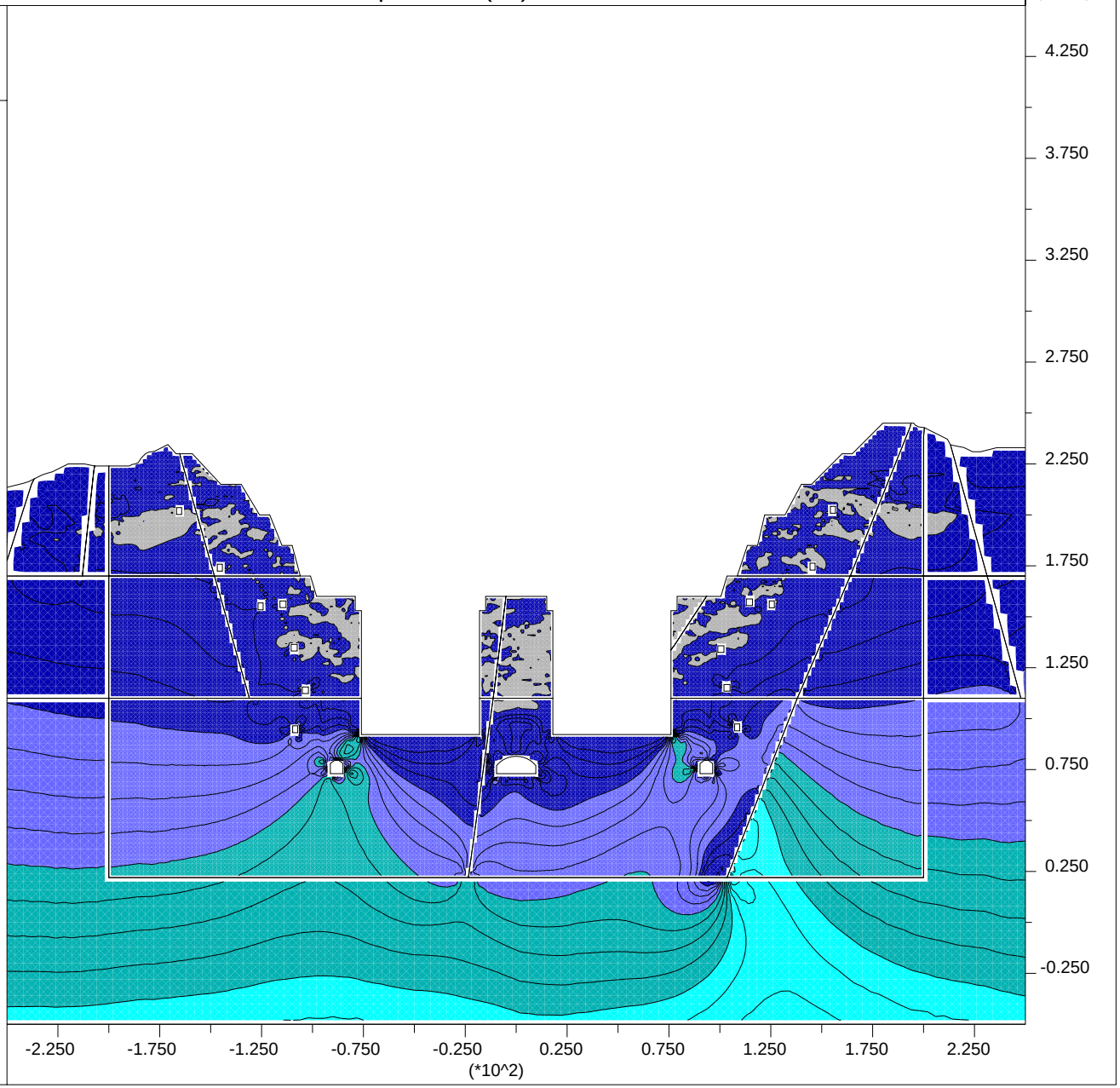
FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Minimum principal stress
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -1.65E+07
Maximum: 5.00E+05



Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

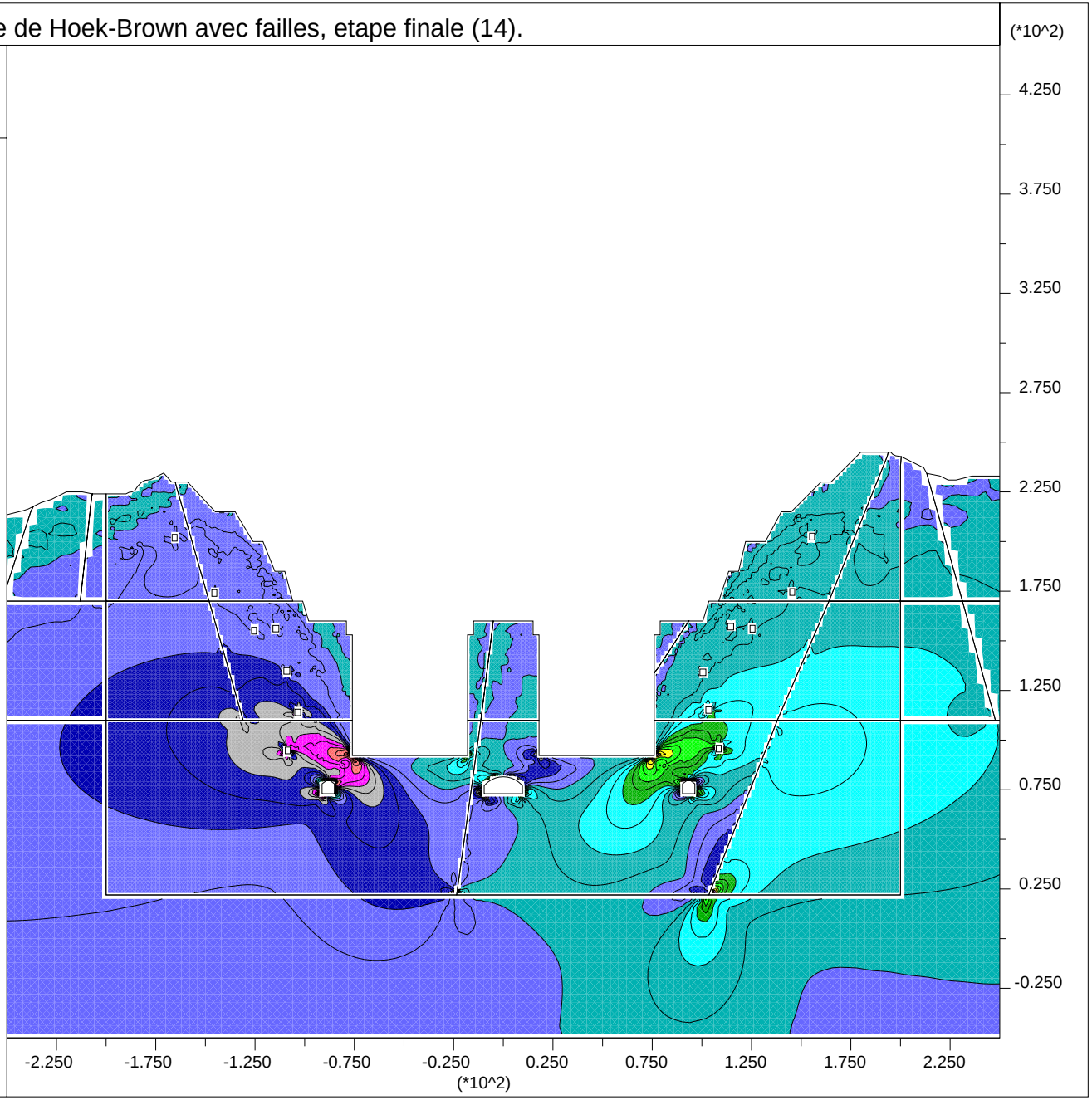
XY-stress contours

-7.00E+06
-5.00E+06
-3.00E+06
-1.00E+06
1.00E+06
3.00E+06
5.00E+06
7.00E+06

Contour interval= 1.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -7.00E+06
Maximum: 7.50E+06

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

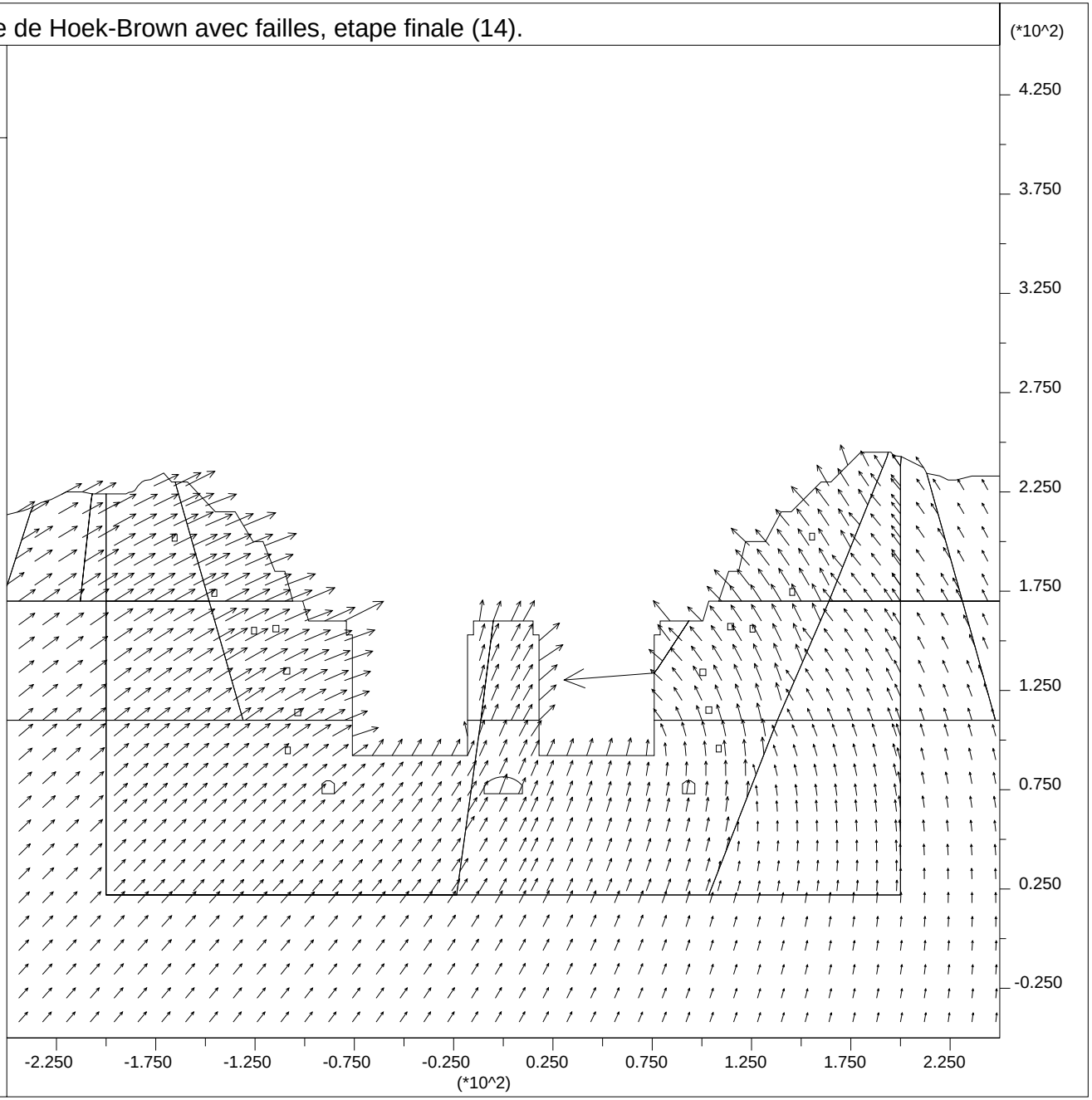
step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Displacement vectors

Max Vector = 2.152E-01

0 5E -1

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

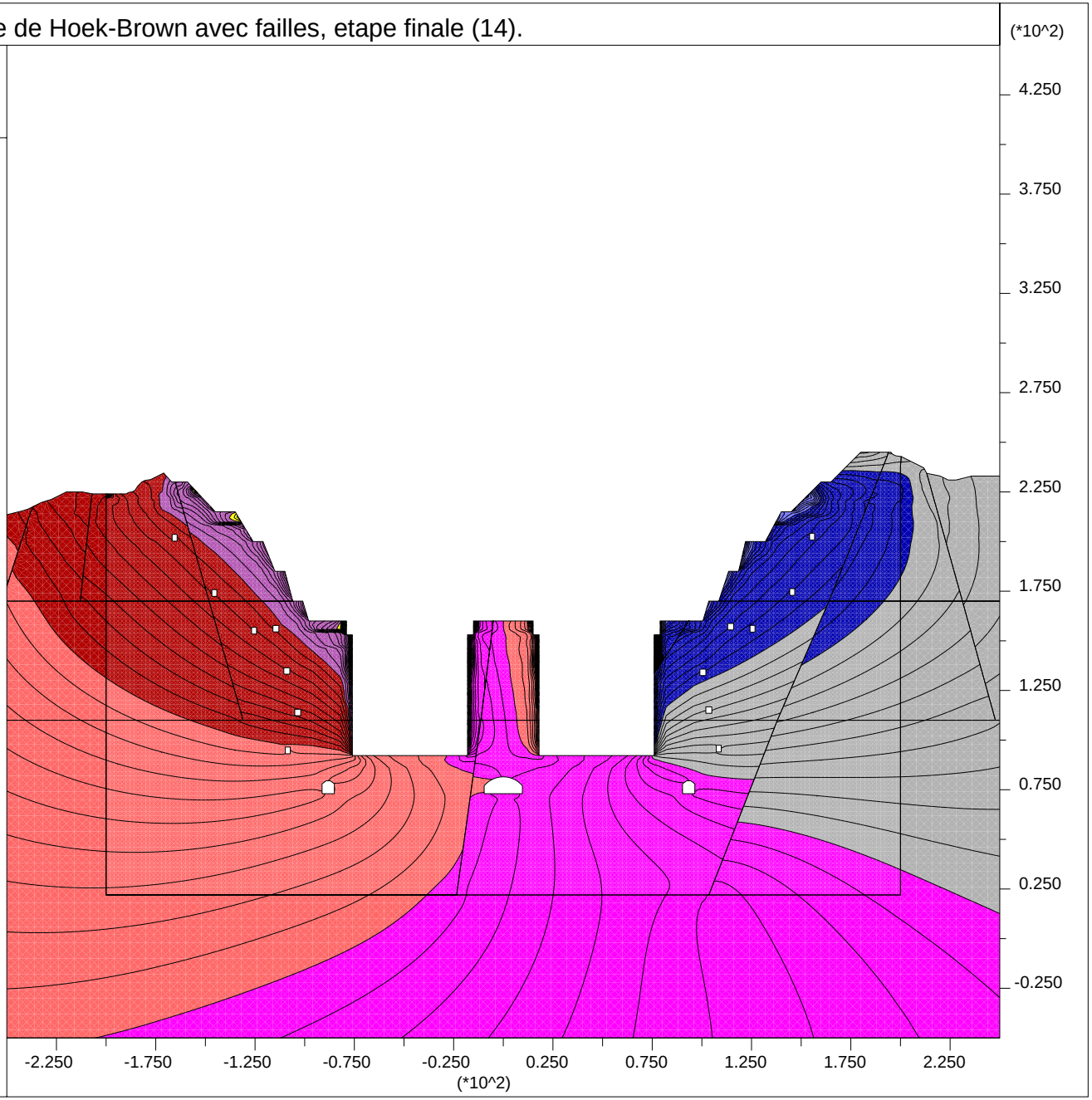
X-displacement contours

-2.00E-01
-1.60E-01
-1.20E-01
-8.00E-02
-4.00E-02
0.00E+00
4.00E-02
8.00E-02

Contour interval= 2.00E-02

Contour interval= 2.00E-03
Minimum: -2.14E-01
Maximum: 1.06E-01

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown avec failles, etape finale (14).

FLAC (Version 3.40)

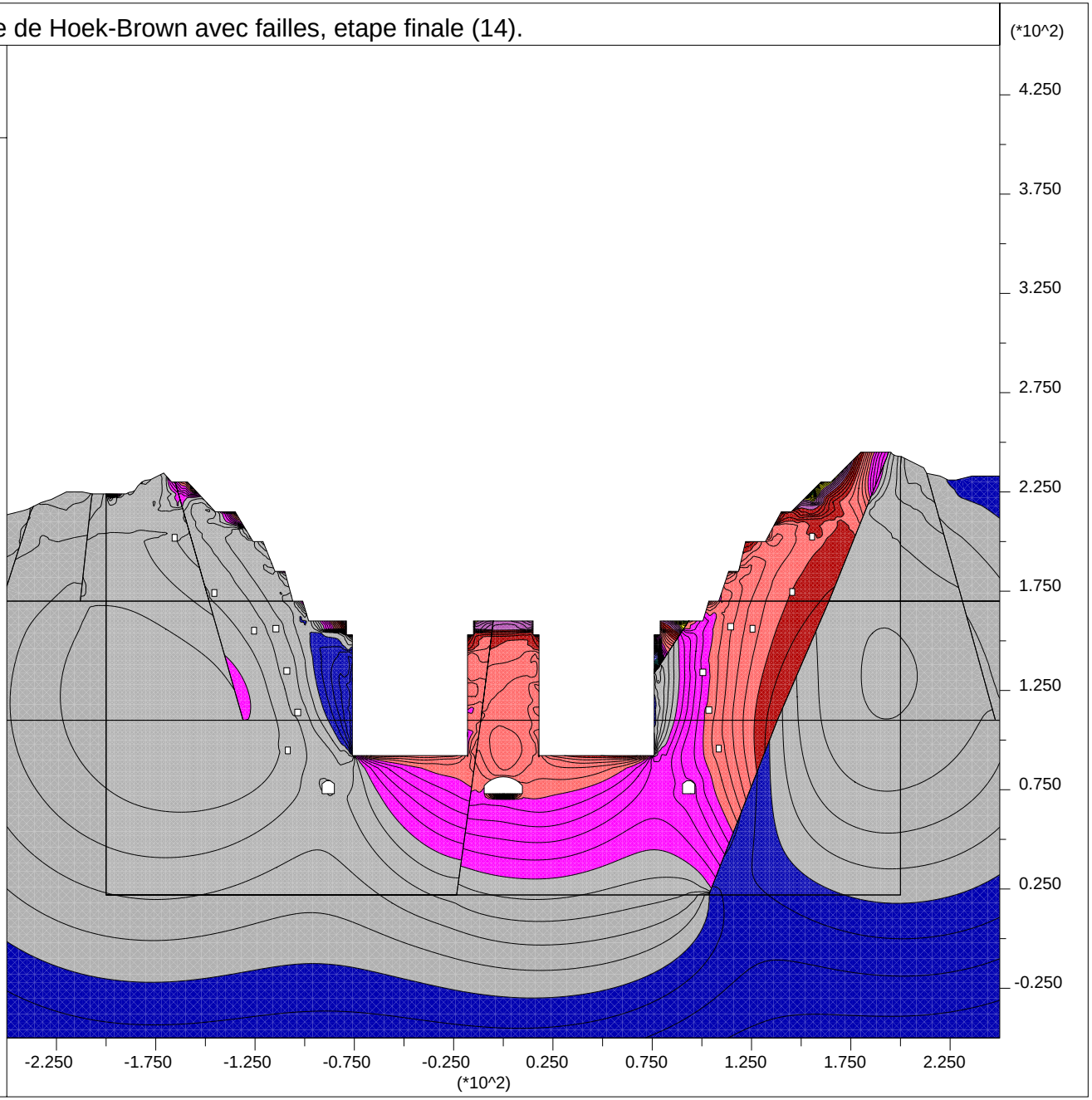
LEGEND

step 120000
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Y-displacement contours
-2.00E-02
-1.00E-02
0.00E+00
1.00E-02
2.00E-02
3.00E-02
4.00E-02
5.00E-02
6.00E-02
Contour interval= 5.00E-03

Contour interval= 1.00E-03
Minimum: -1.60E-02
Maximum: 5.90E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



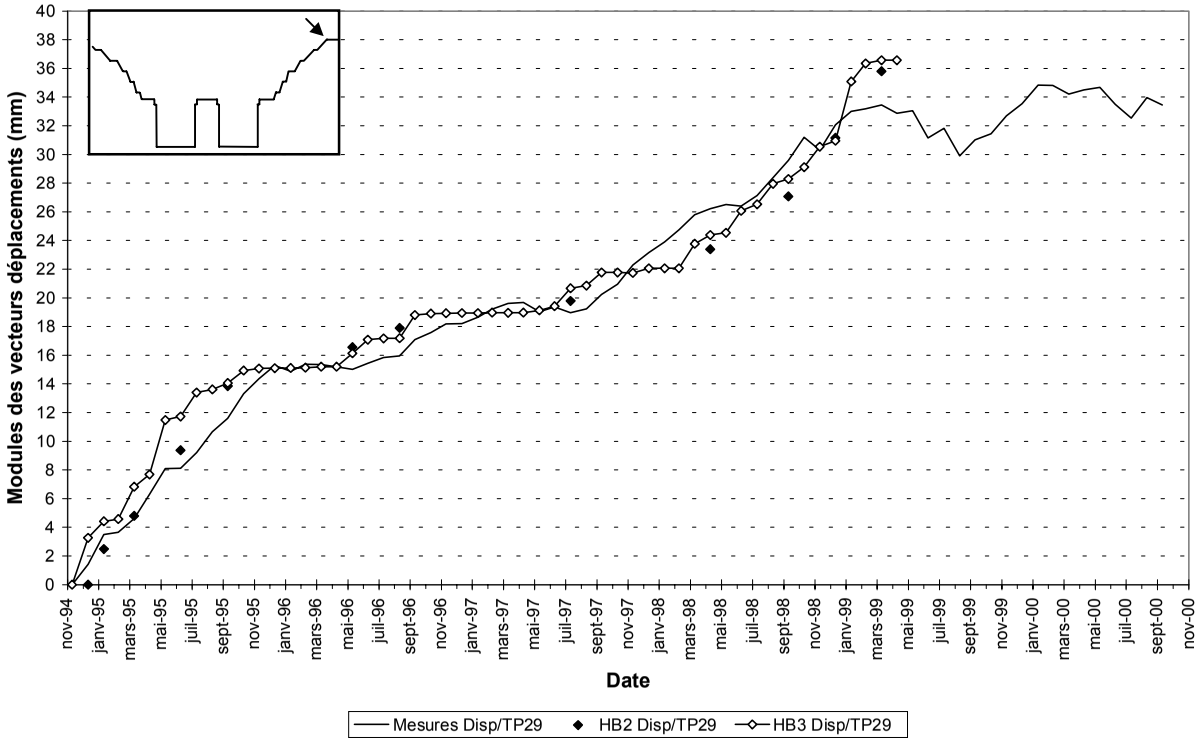
Annexe E-4

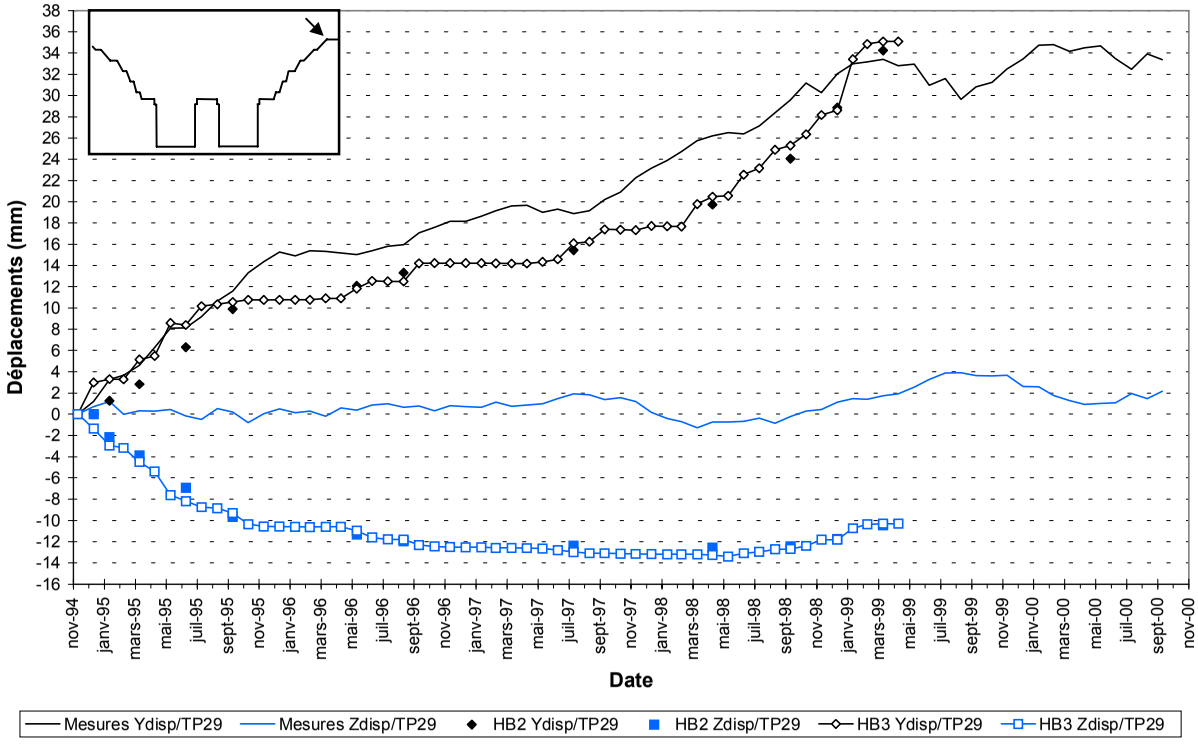
Déformation des parois de l'écluse à bateaux

Modèle HB3, Hoek-Brown optimisé

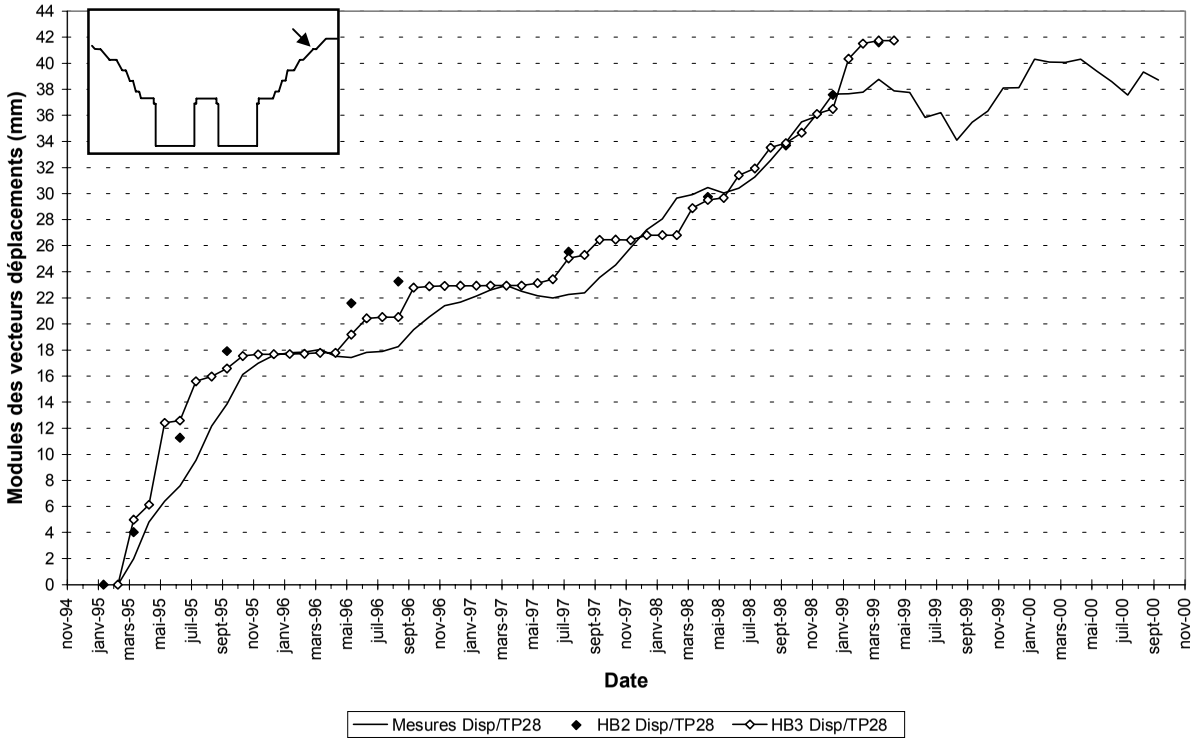
- ⇨ tenseurs de contraintes principales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales maximales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales minimales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes de cisaillement
- ⇨ indicateurs de plasticité
- ⇨ vecteurs déplacements cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements horizontaux cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements verticaux cumulés
- ⇨ vecteurs déplacements – calculés et mesurés – au niveau des bornes topographiques
- ⇨ évolution des déplacements (module, composantes Y et Z) – calculés et mesurés – entre janvier 1995 et novembre 2000.

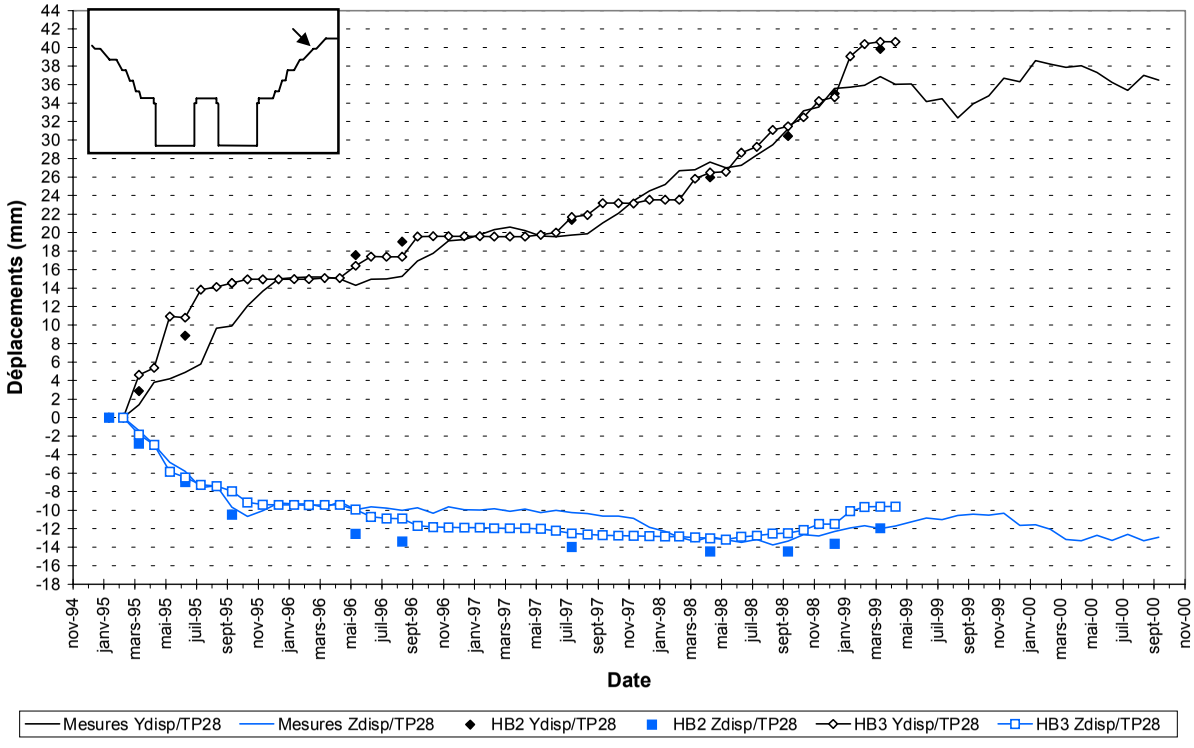
BORNE TP29


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP29
HB2 Disp/TP29
HB3 Disp/TP29

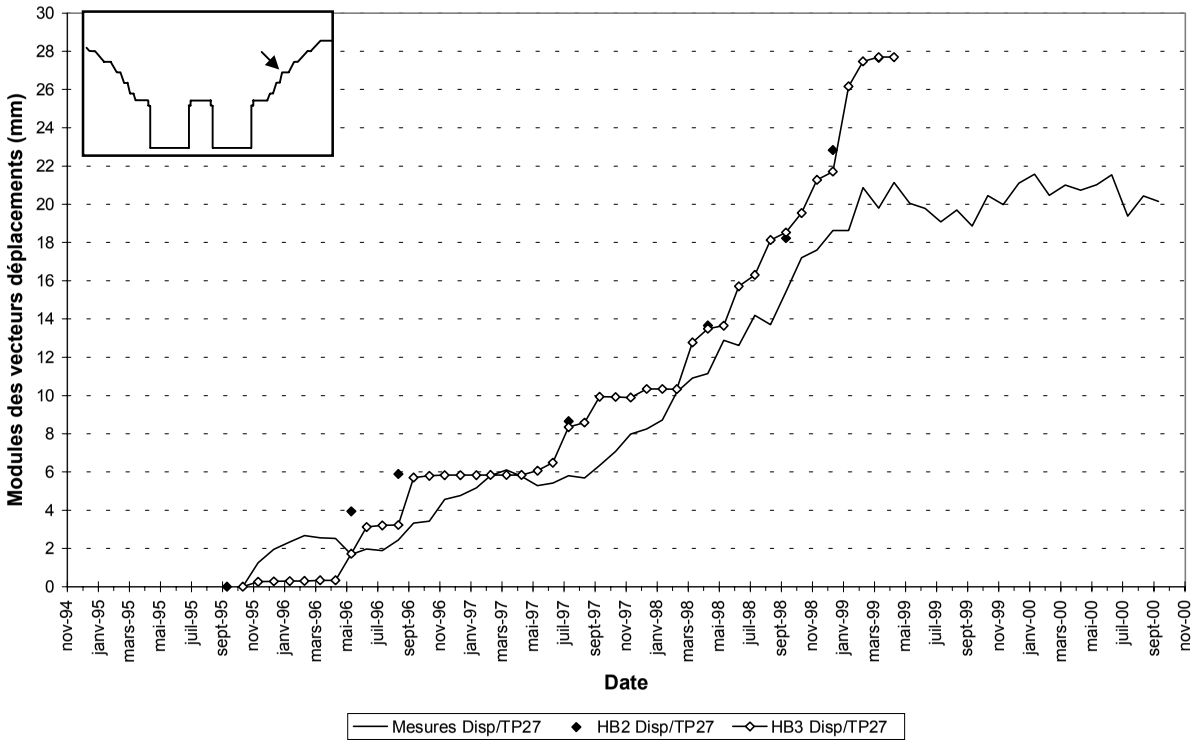

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP29
Mesures Zdisp/TP29
HB2 Ydisp/TP29
HB2 Zdisp/TP29
HB3 Ydisp/TP29
HB3 Zdisp/TP29

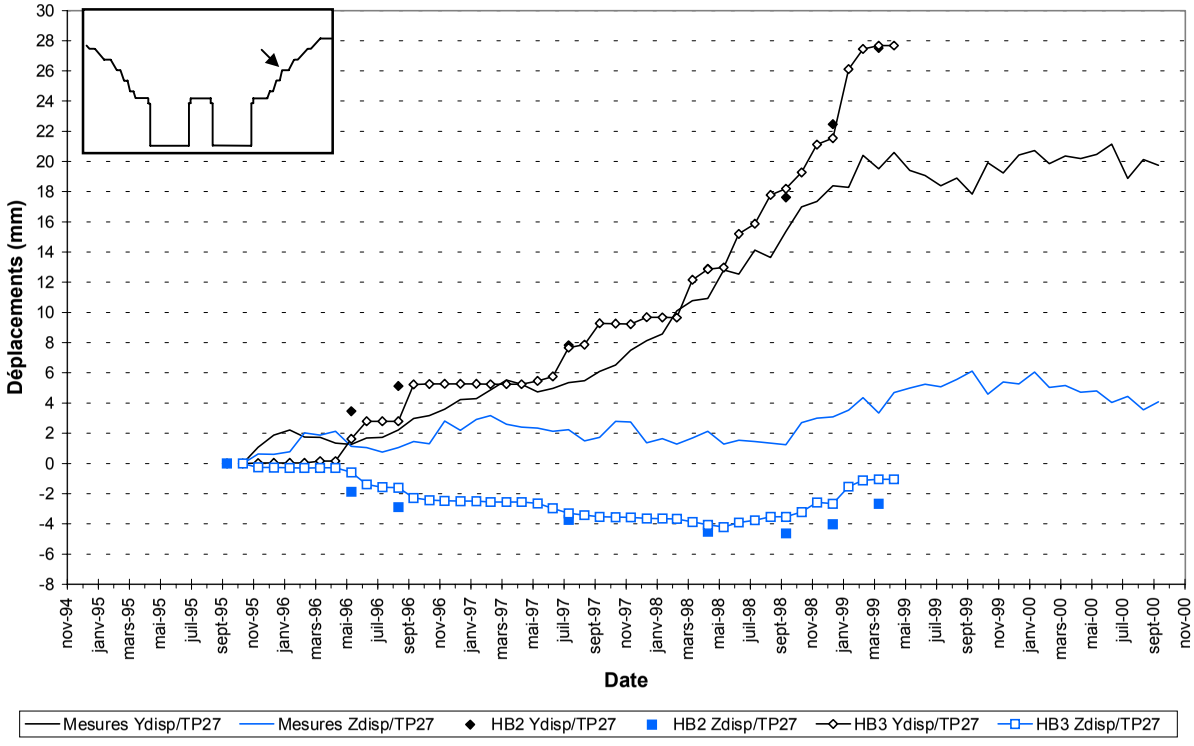
BORNE TP28


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP28
HB2 Disp/TP28
HB3 Disp/TP28

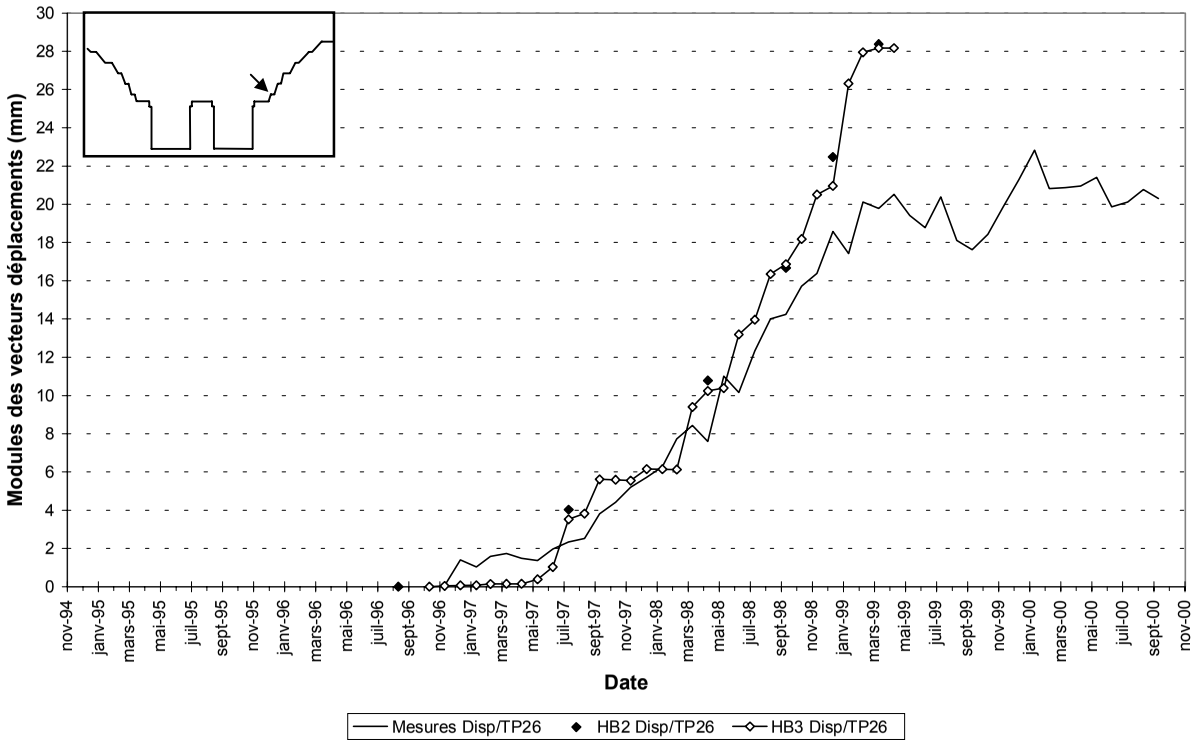

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP28
Mesures Zdisp/TP28
HB2 Ydisp/TP28
HB2 Zdisp/TP28
HB3 Ydisp/TP28
HB3 Zdisp/TP28

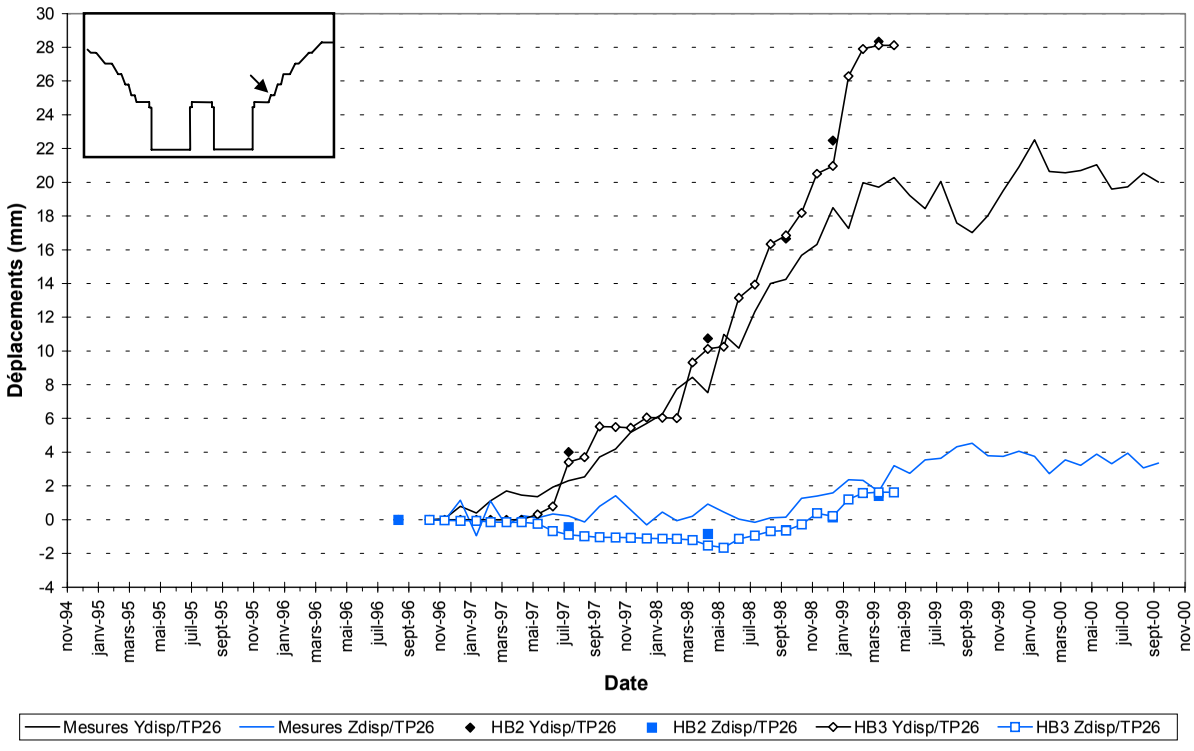
BORNE TP27


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP27
HB2 Disp/TP27
HB3 Disp/TP27

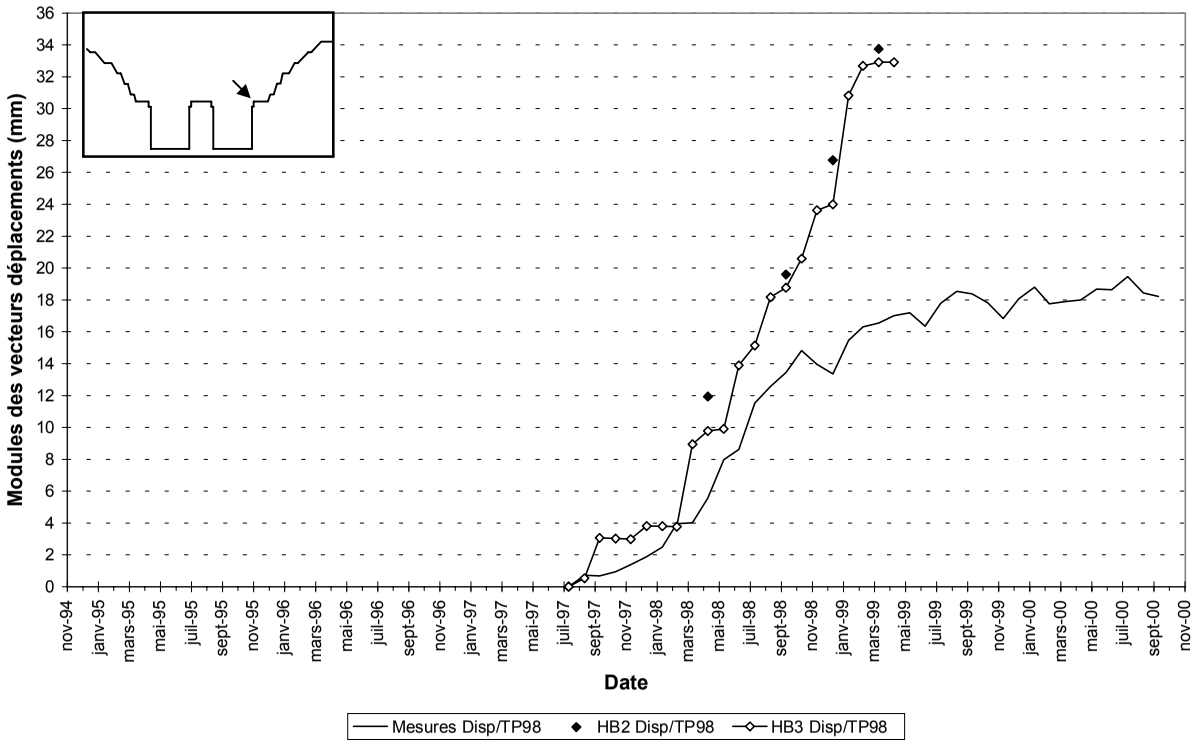

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP27
Mesures Zdisp/TP27
HB2 Ydisp/TP27
HB2 Zdisp/TP27
HB3 Ydisp/TP27
HB3 Zdisp/TP27

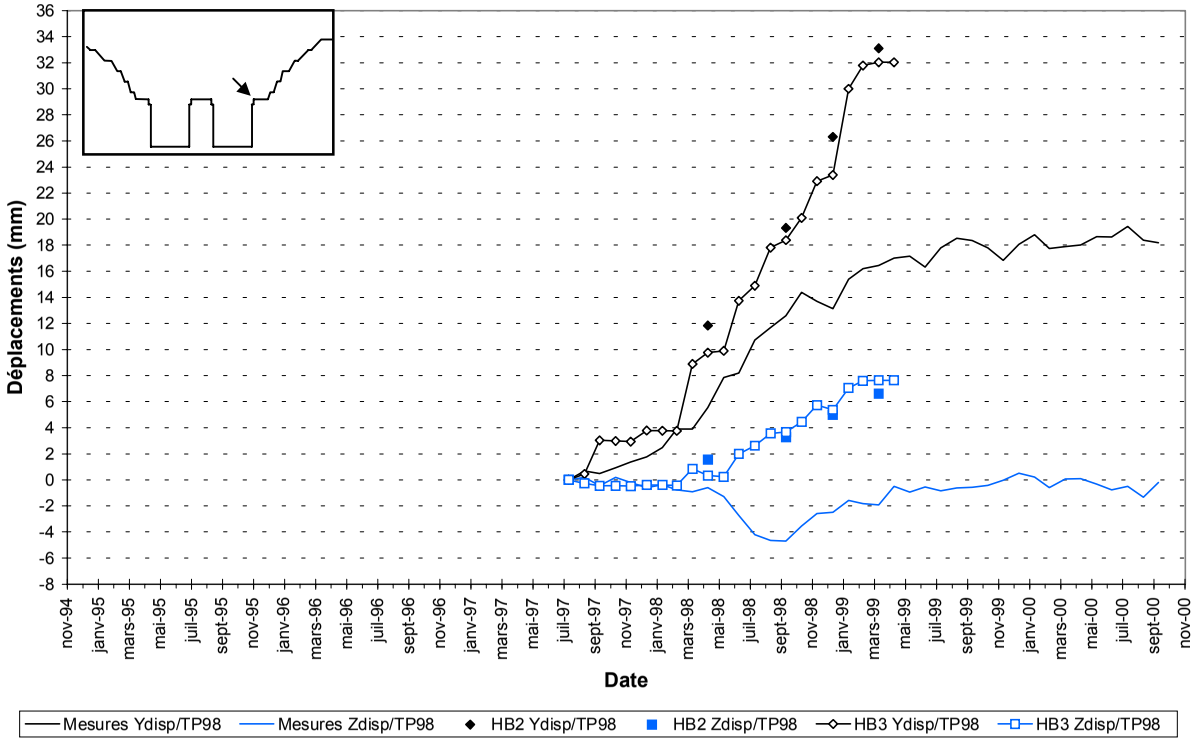
BORNE TP26


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP26
HB2 Disp/TP26
HB3 Disp/TP26

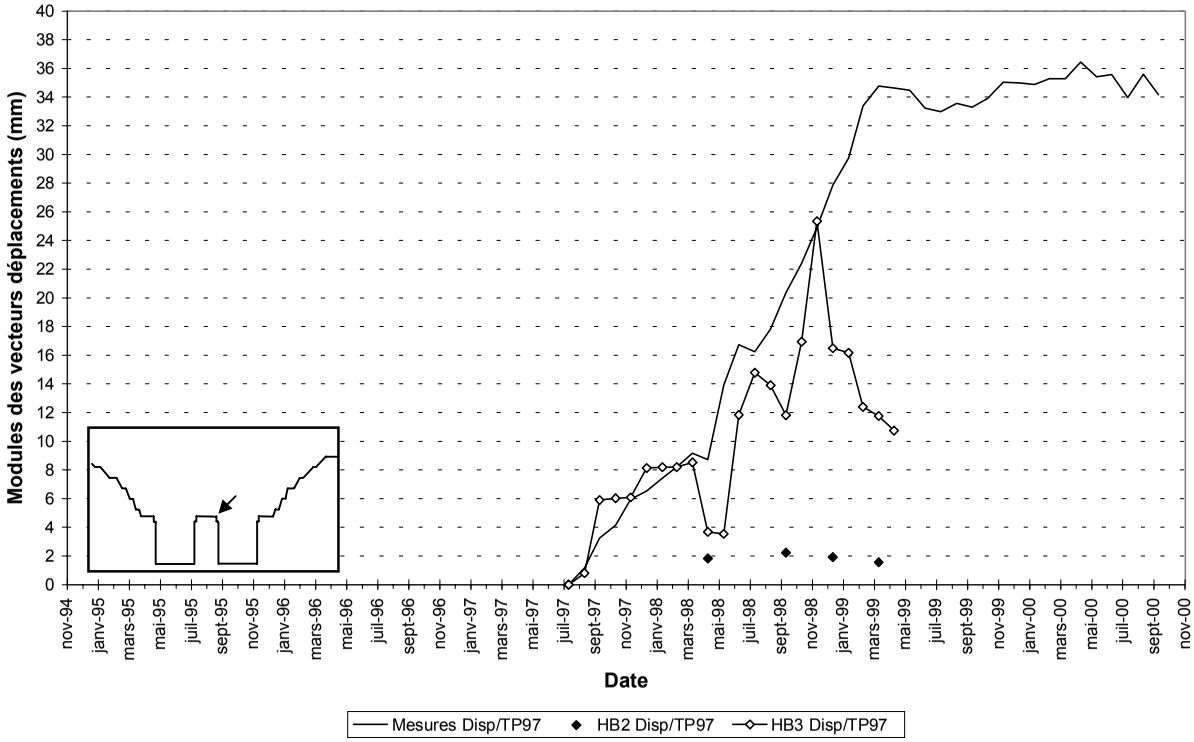

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP26
Mesures Zdisp/TP26
HB2 Ydisp/TP26
HB2 Zdisp/TP26
HB3 Ydisp/TP26
HB3 Zdisp/TP26

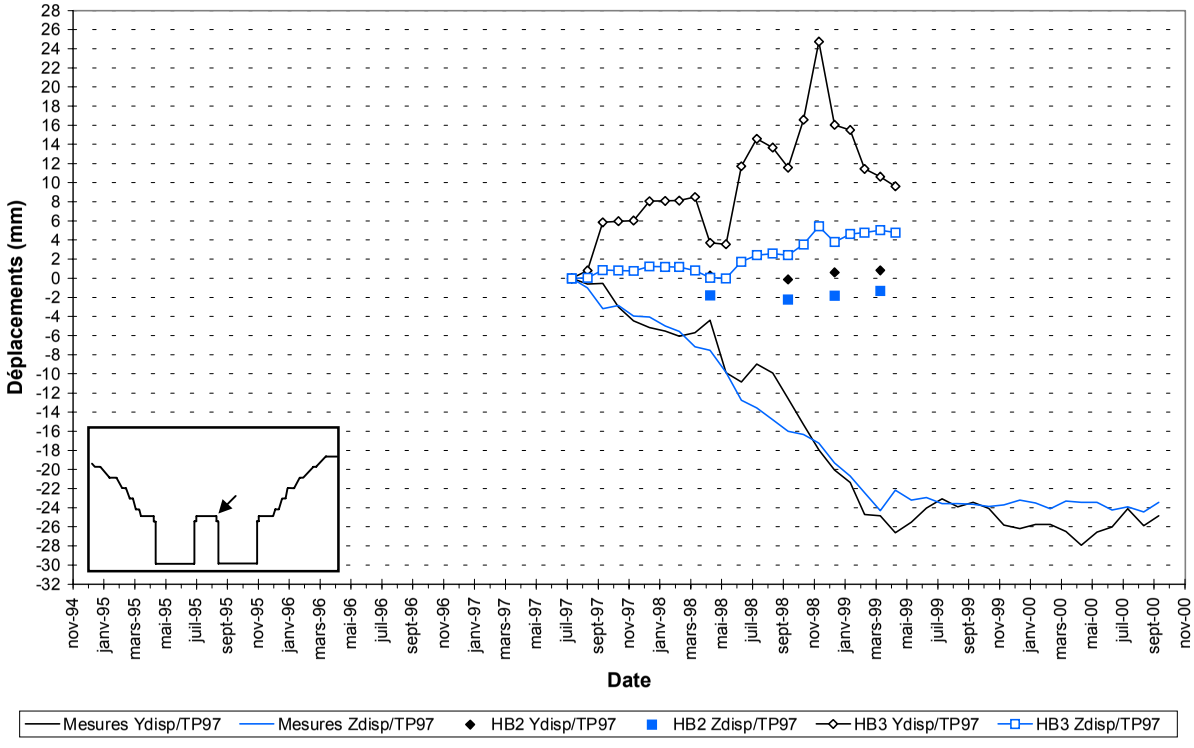
BORNE TP98


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP98
HB2 Disp/TP98
HB3 Disp/TP98

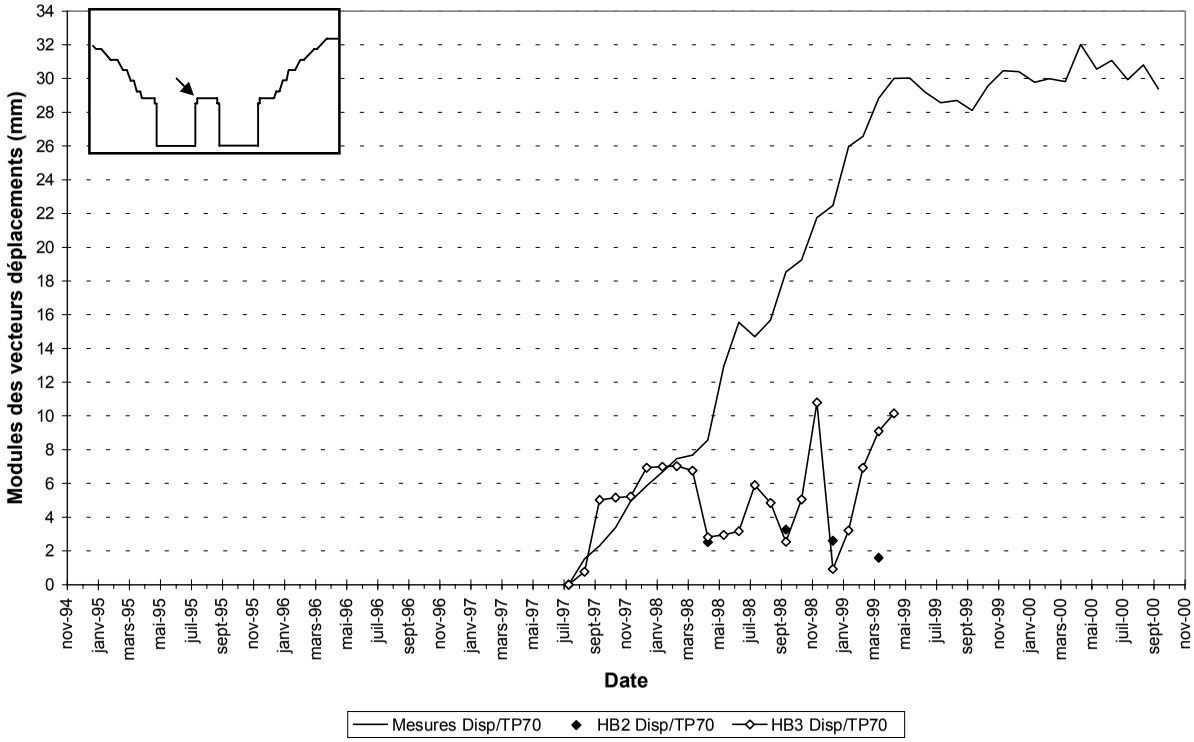

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP98
Mesures Zdisp/TP98
HB2 Ydisp/TP98
HB2 Zdisp/TP98
HB3 Ydisp/TP98
HB3 Zdisp/TP98

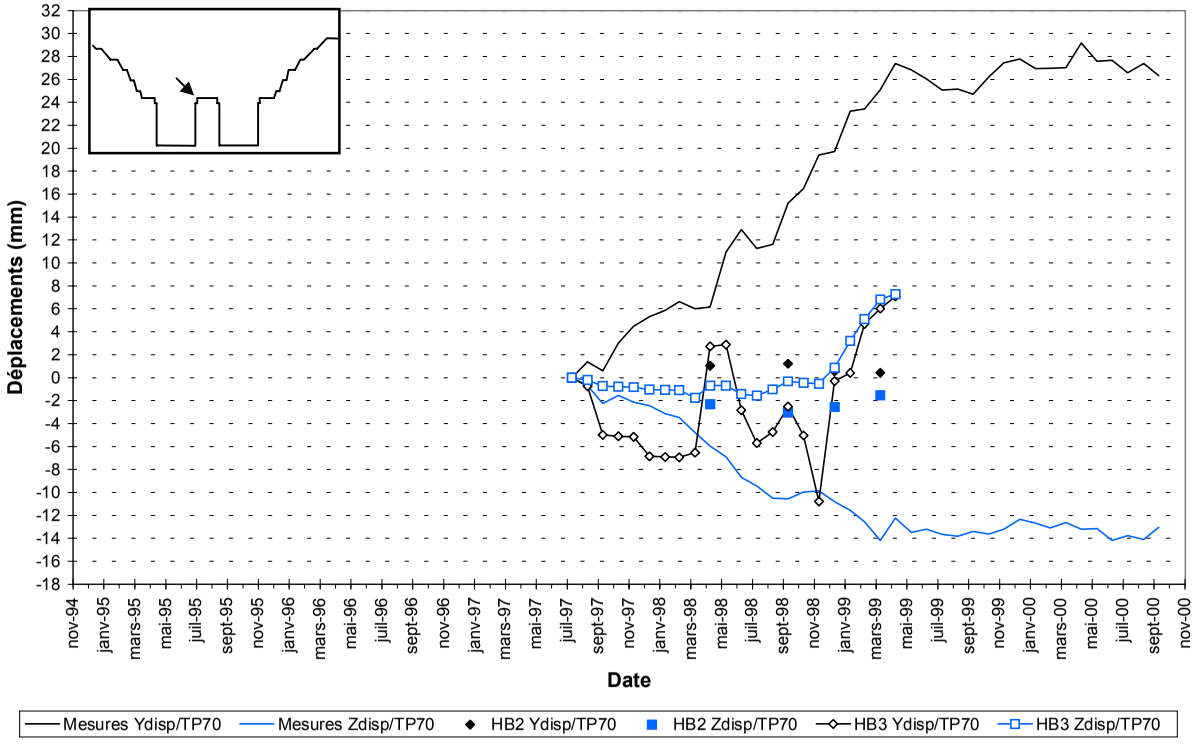
BORNE TP97


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP97
HB2 Disp/TP97
HB3 Disp/TP97

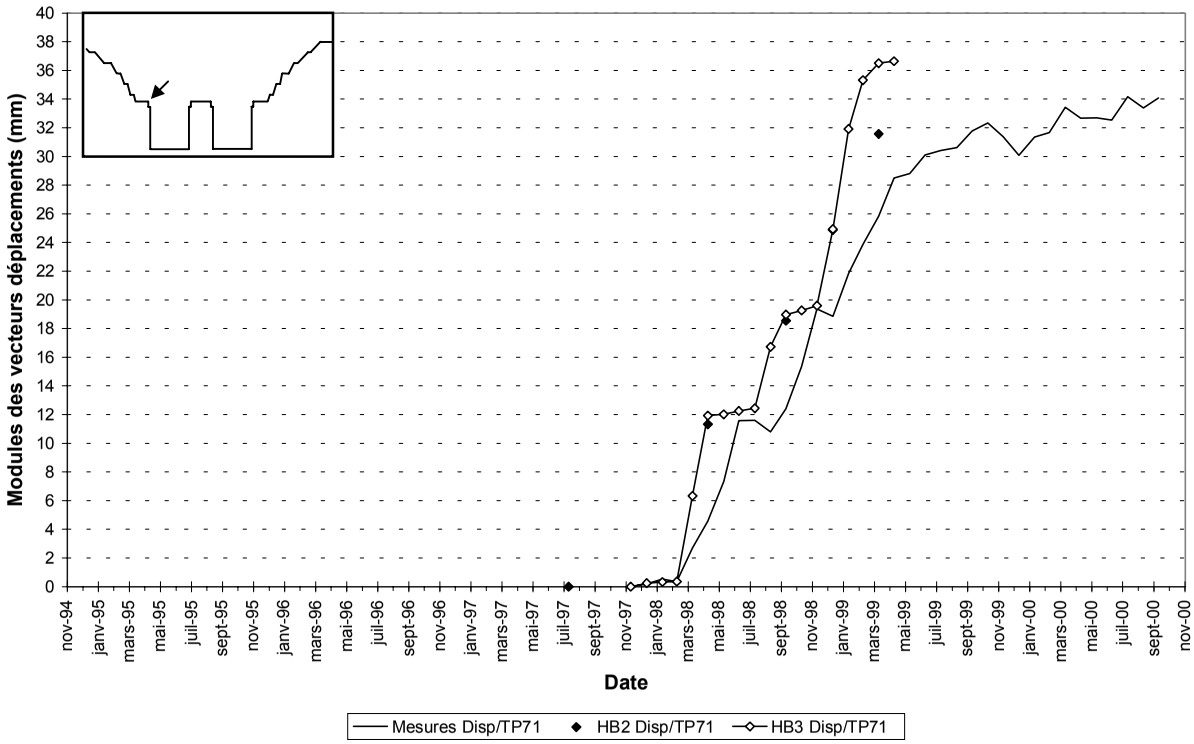

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP97
Mesures Zdisp/TP97
HB2 Ydisp/TP97
HB2 Zdisp/TP97
HB3 Ydisp/TP97
HB3 Zdisp/TP97

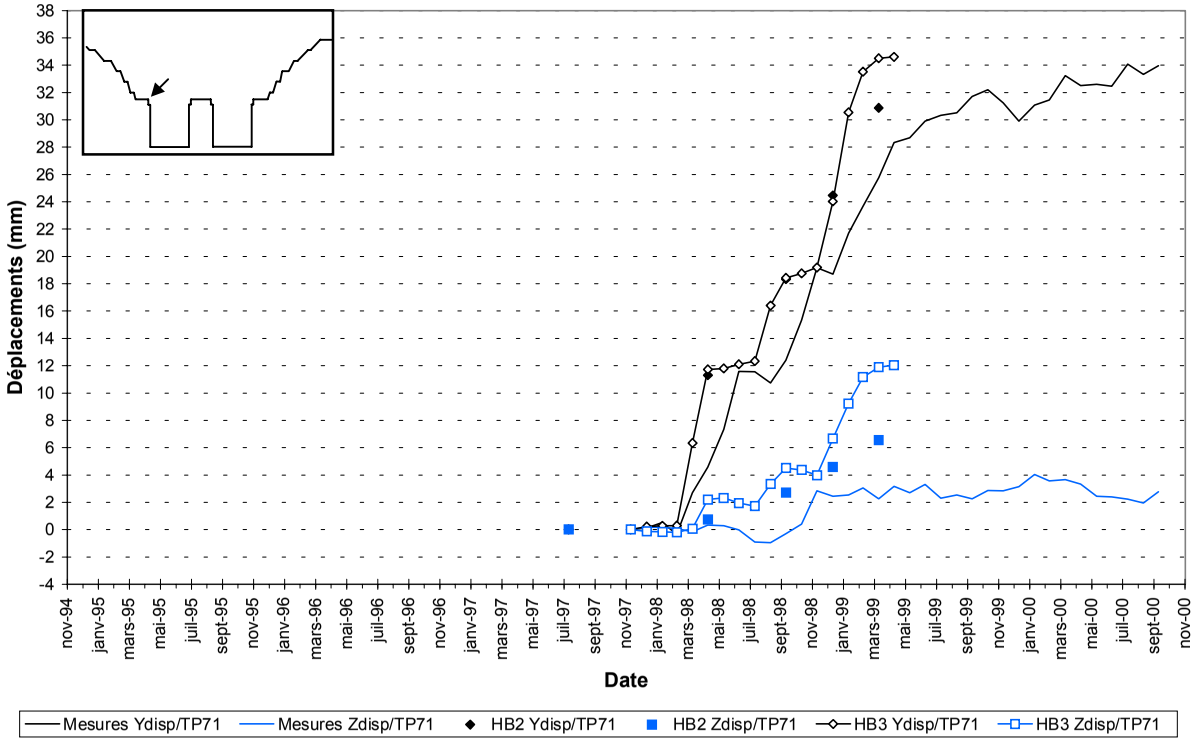
BORNE TP70


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP70
HB2 Disp/TP70
HB3 Disp/TP70

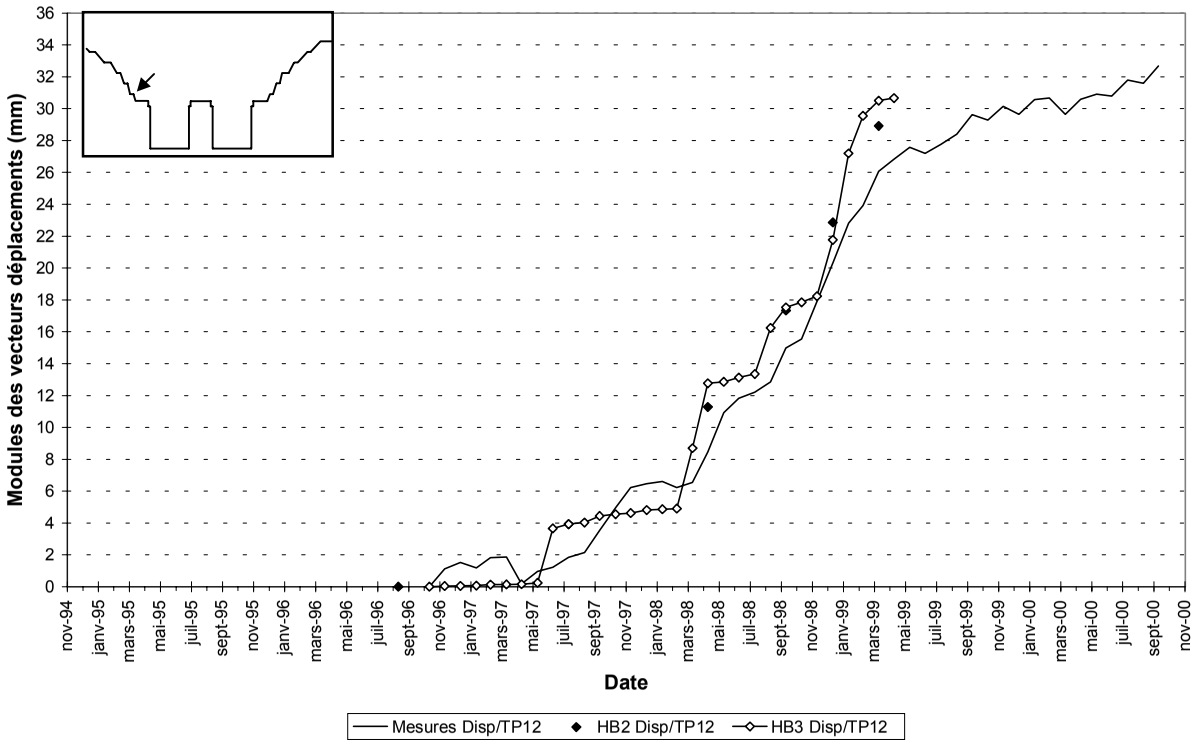

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP70
Mesures Zdisp/TP70
HB2 Ydisp/TP70
HB2 Zdisp/TP70
HB3 Ydisp/TP70
HB3 Zdisp/TP70

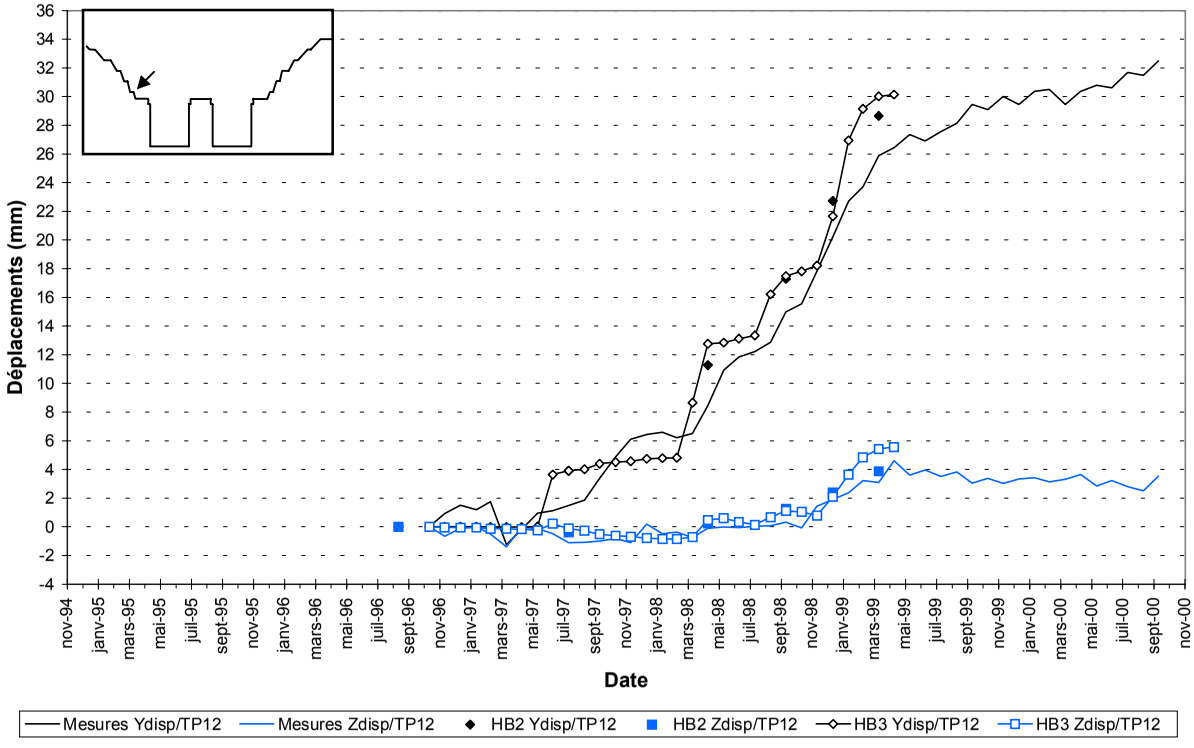
BORNE TP71


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP71
HB2 Disp/TP71
HB3 Disp/TP71

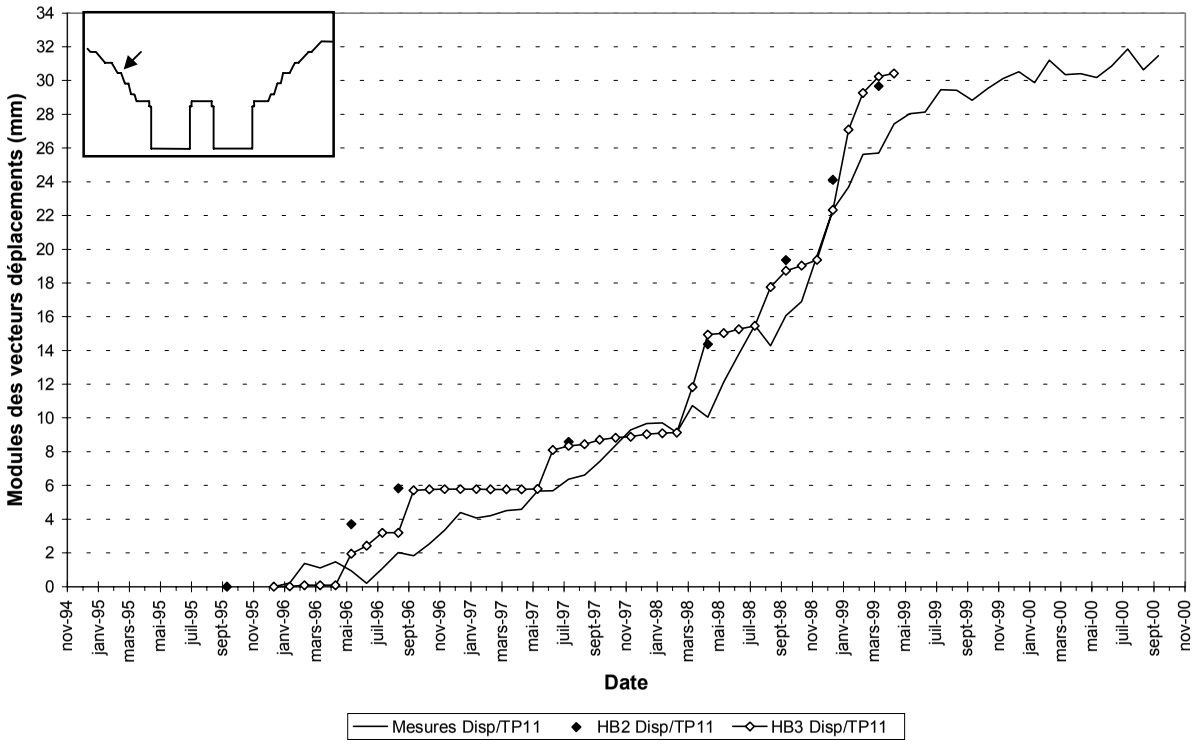

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP71
Mesures Zdisp/TP71
HB2 Ydisp/TP71
HB2 Zdisp/TP71
HB3 Ydisp/TP71
HB3 Zdisp/TP71

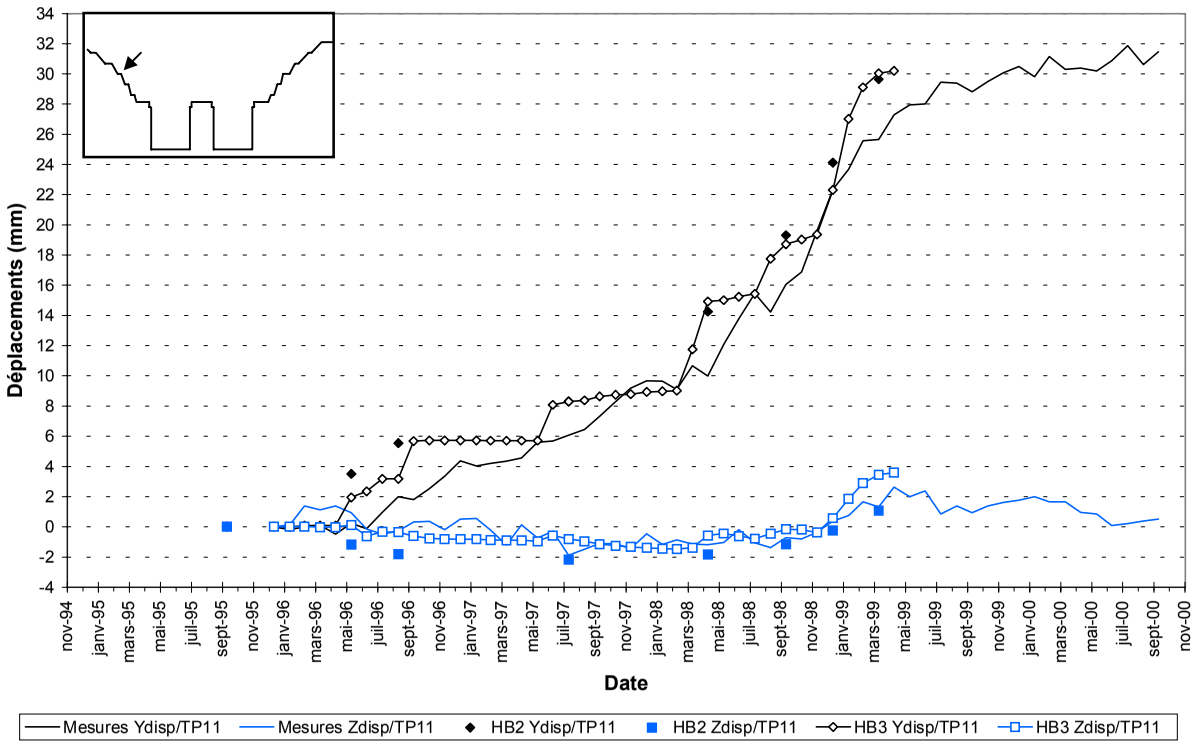
BORNE TP12


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP12
HB2 Disp/TP12
HB3 Disp/TP12

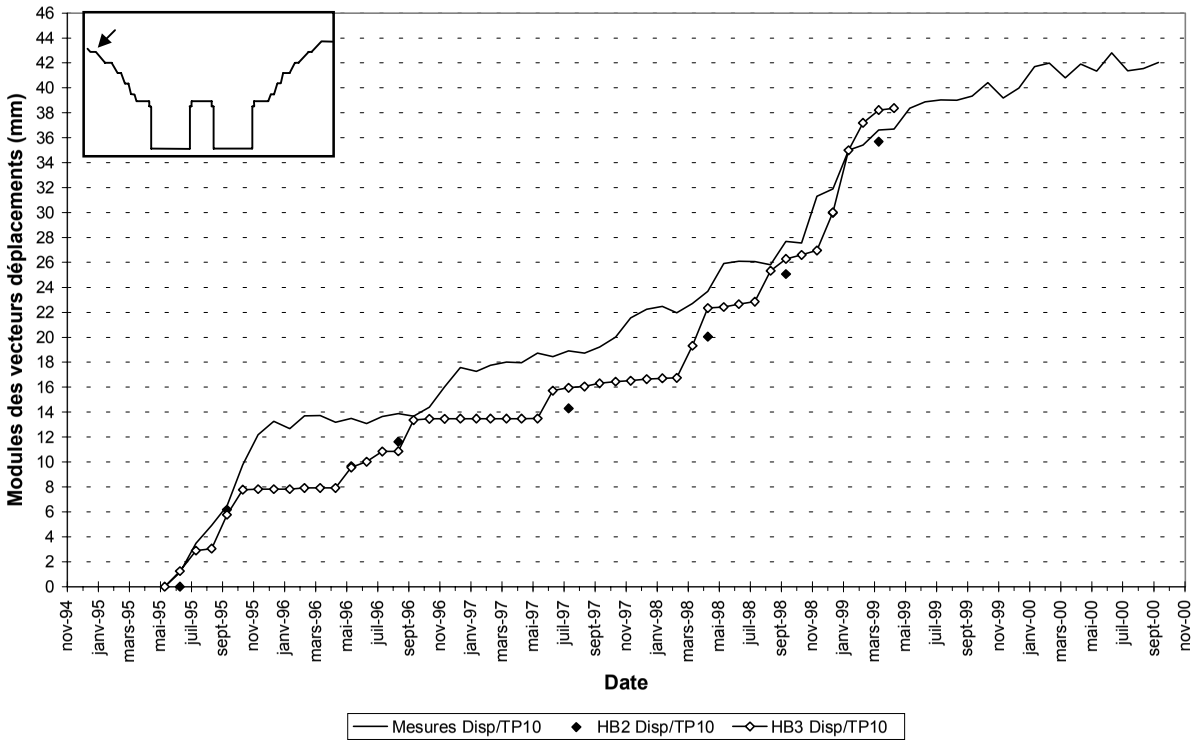

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP12
Mesures Zdisp/TP12
HB2 Ydisp/TP12
HB2 Zdisp/TP12
HB3 Ydisp/TP12
HB3 Zdisp/TP12

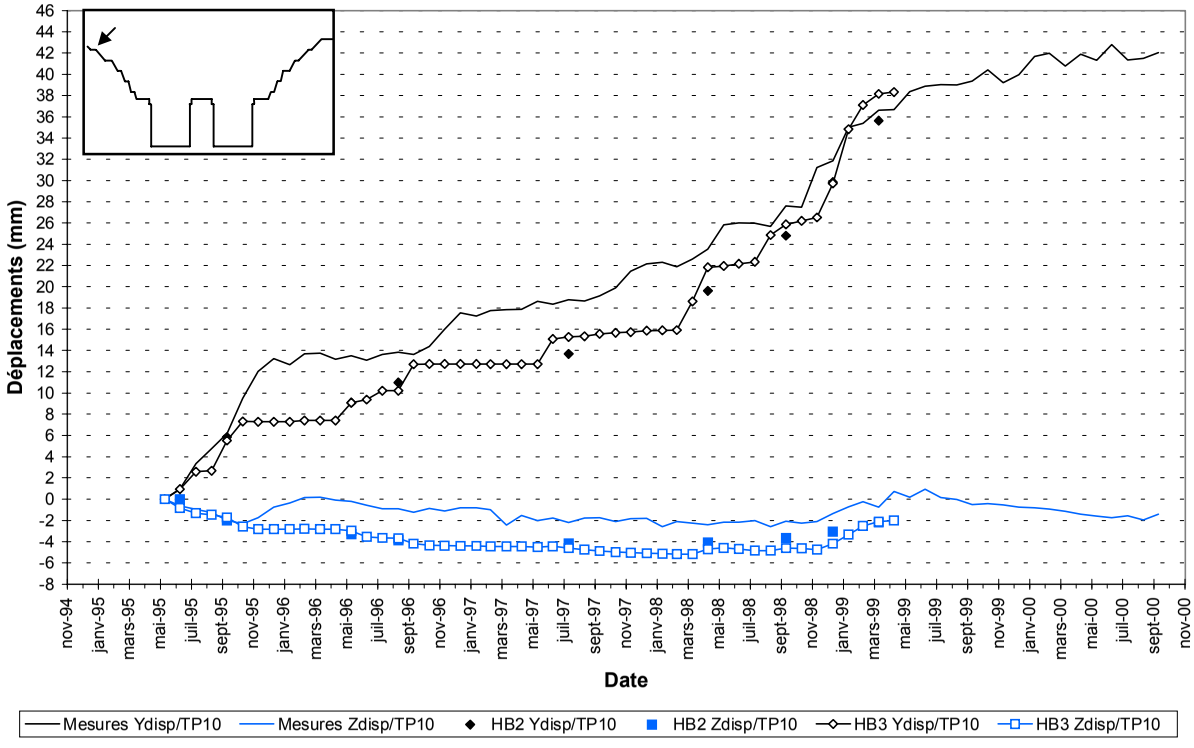
BORNE TP11


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP11
HB2 Disp/TP11
HB3 Disp/TP11


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP11
Mesures Zdisp/TP11
HB2 Ydisp/TP11
HB2 Zdisp/TP11
HB3 Ydisp/TP11
HB3 Zdisp/TP11

BORNE TP10


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP10
HB2 Disp/TP10
HB3 Disp/TP10


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP10
Mesures Zdisp/TP10
HB2 Ydisp/TP10
HB2 Zdisp/TP10
HB3 Ydisp/TP10
HB3 Zdisp/TP10

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown optimise, mai 1999 (etape 62).

FLAC (Version 3.40)

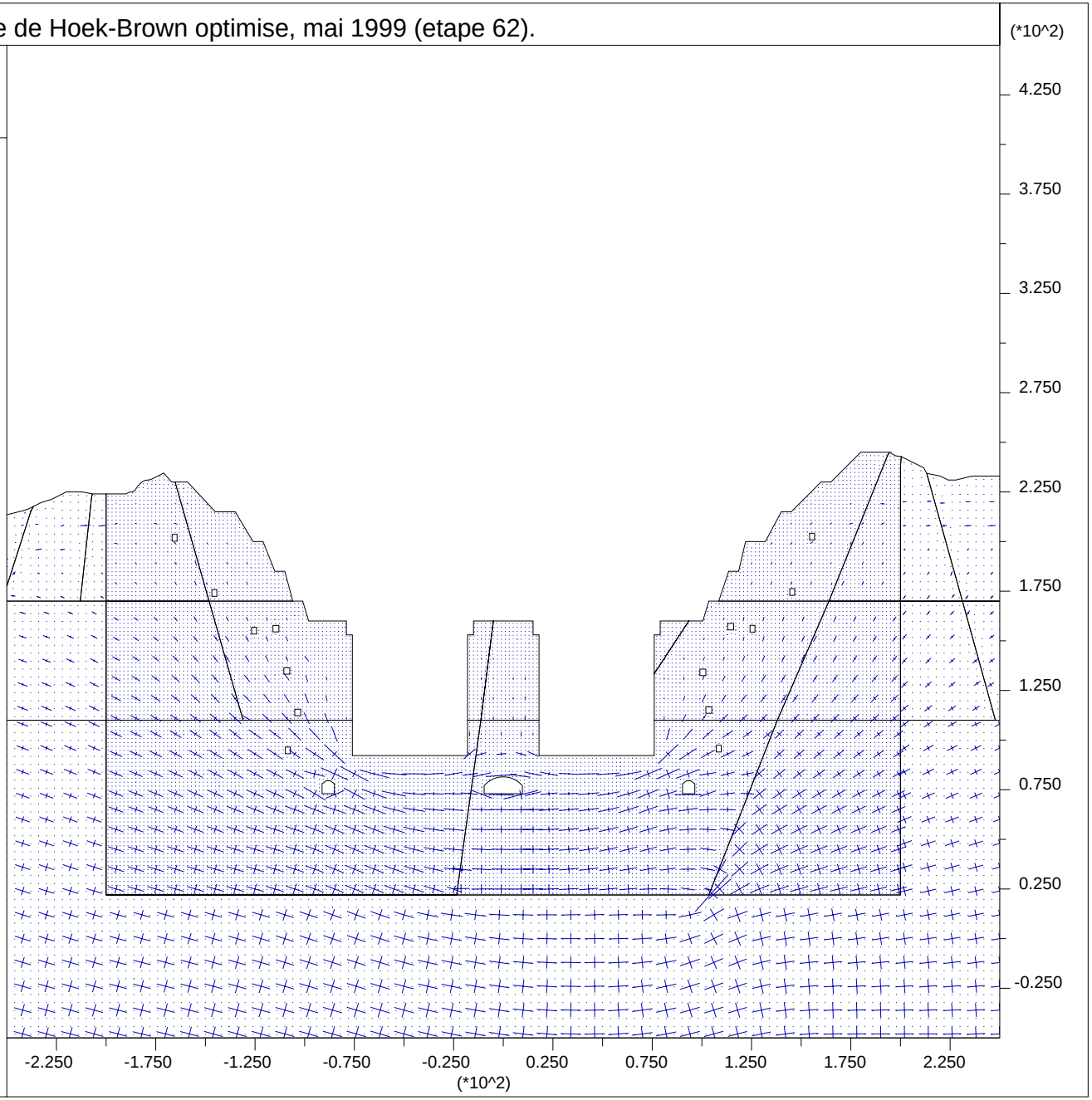
LEGEND

step 472500
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Principal stresses
Max. Value = 2.170E+07

0 1E 8

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown optimise, mai 1999 (etape 62).

FLAC (Version 3.40)

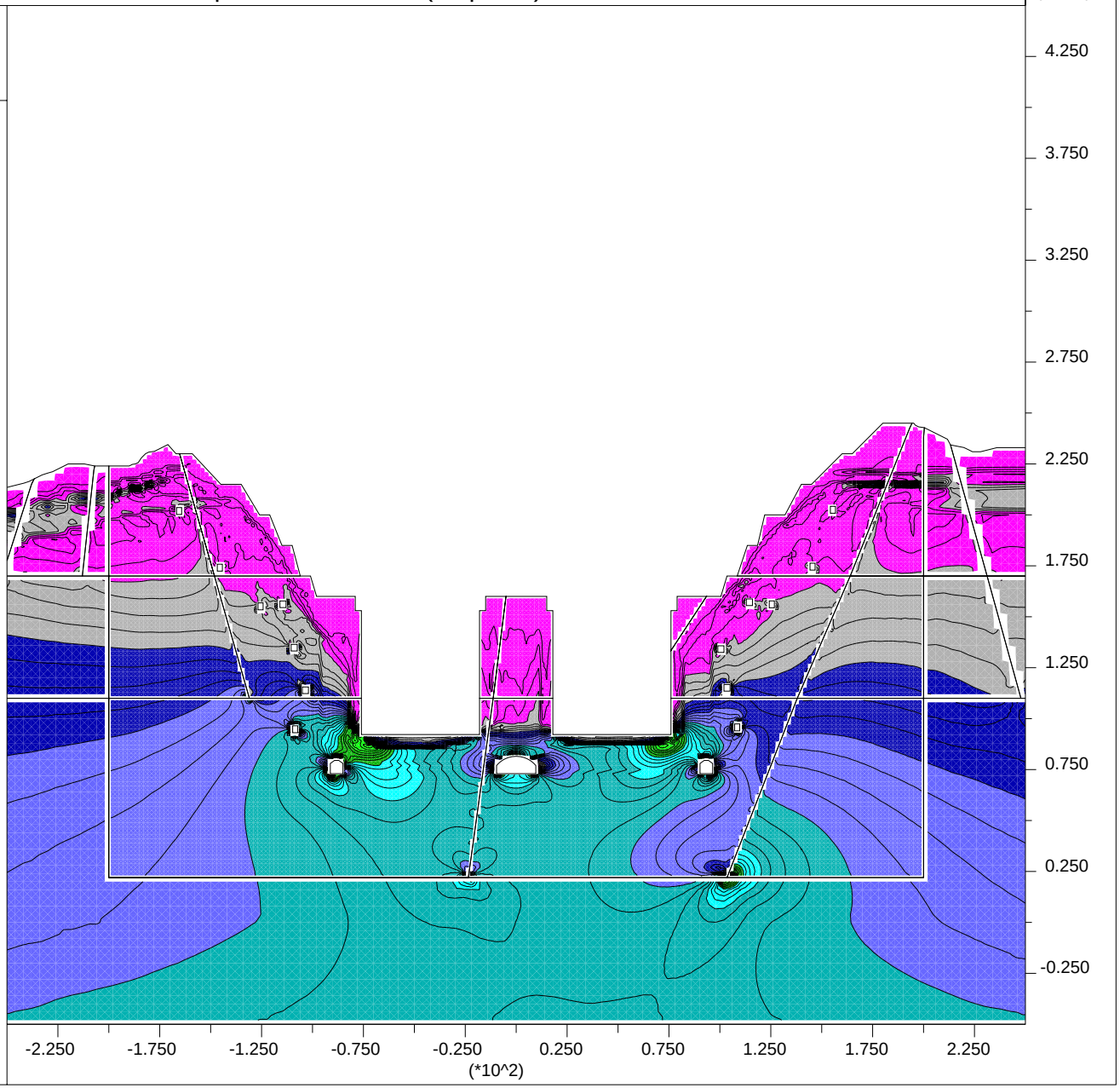
LEGEND

step 472500
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Maximum principal stress
-2.20E+07
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -2.30E+07
Maximum: 0.00E+00

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown optimise, mai 1999 (etape 62).

FLAC (Version 3.40)

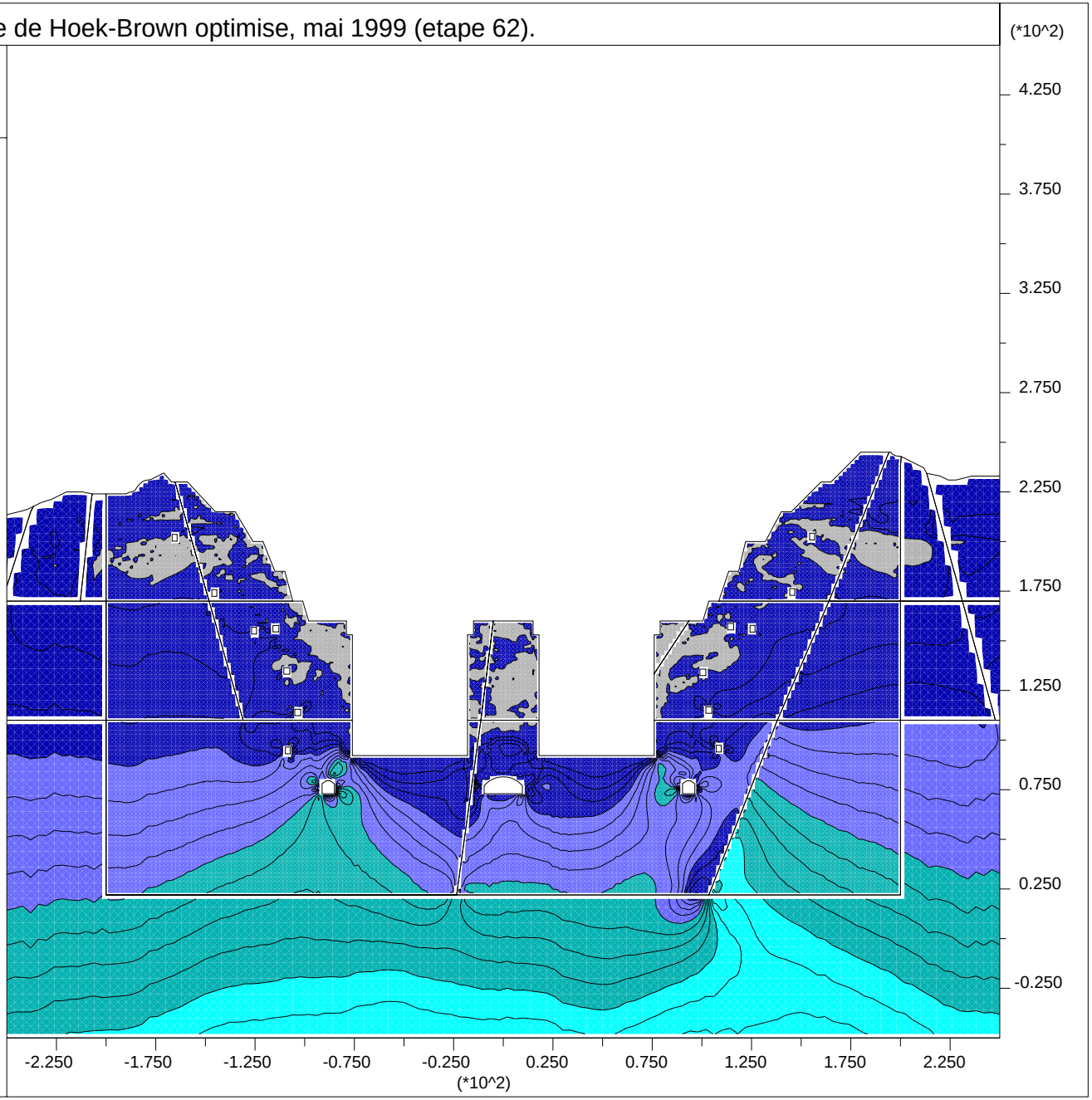
LEGEND

step 472500
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Minimum principal stress
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -1.65E+07
Maximum: 0.00E+00

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown optimise, mai 1999 (etape 62).

FLAC (Version 3.40)

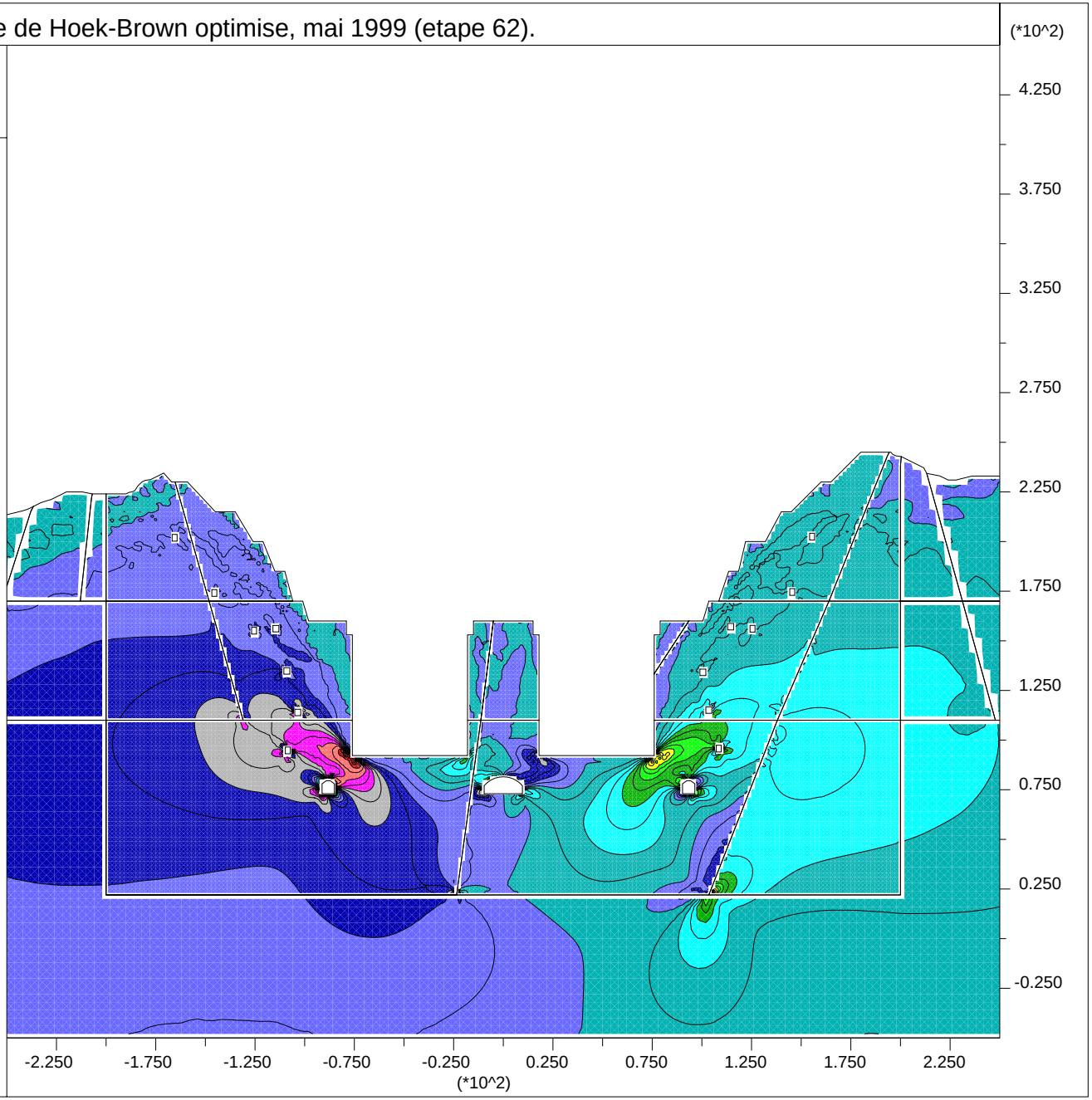
LEGEND

step 472500
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

XY-stress contours
-7.00E+06
-5.00E+06
-3.00E+06
-1.00E+06
1.00E+06
3.00E+06
5.00E+06
7.00E+06
Contour interval= 1.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -7.00E+06
Maximum: 6.50E+06

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown optimise, mai 1999 (etape 62).

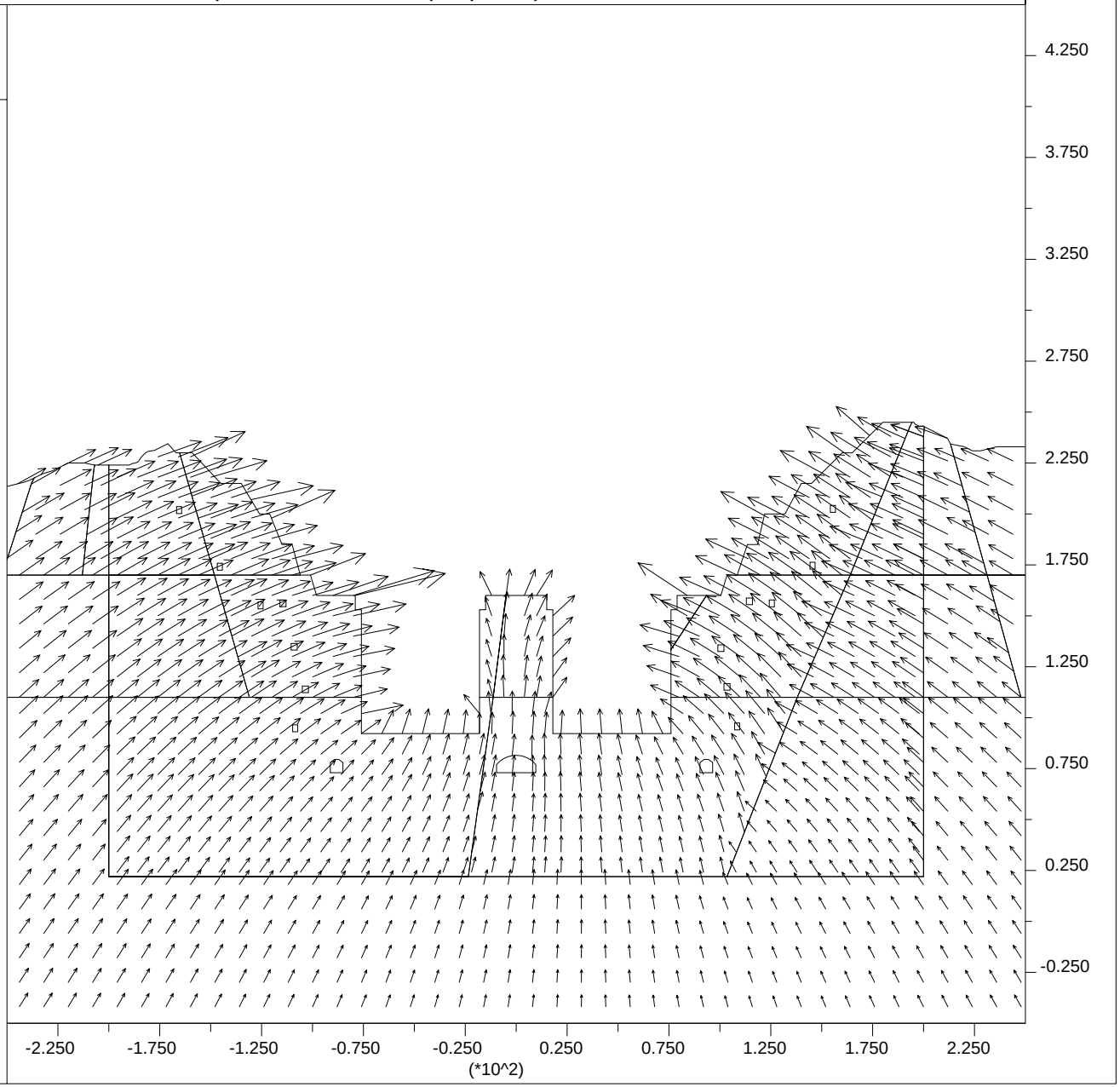
FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 472500
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Displacement vectors
Max Vector = 1.064E-01
0 2E -1

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown optimise, mai 1999 (etape 62).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 472500
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

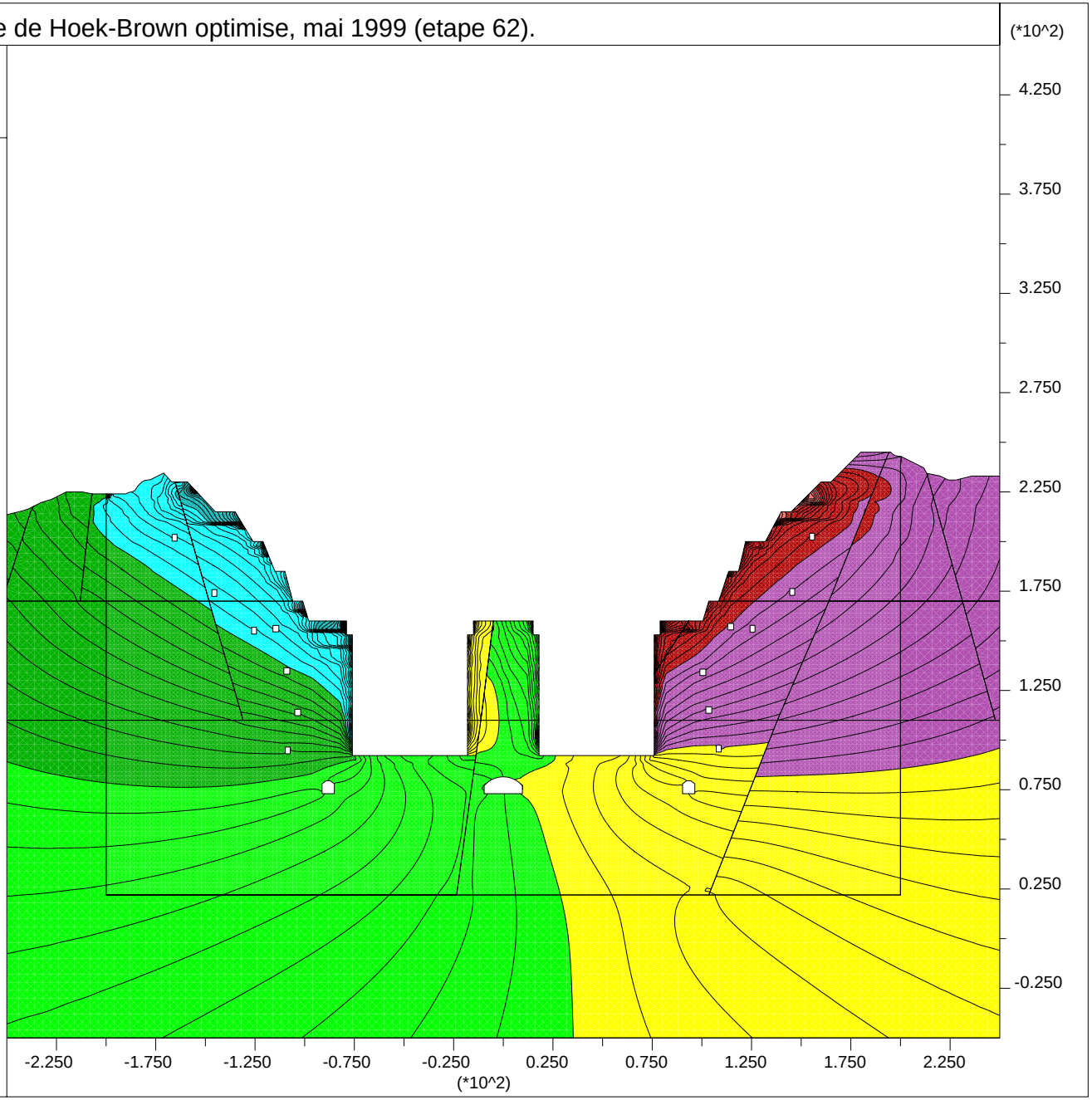
X-displacement contours

-6.00E-02
-4.00E-02
-2.00E-02
0.00E+00
2.00E-02
4.00E-02
6.00E-02
8.00E-02
1.00E-01

Contour interval= 2.00E-02

Contour interval= 2.00E-03
Minimum: -7.60E-02
Maximum: 1.02E-01

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Hoek-Brown optimise, mai 1999 (etape 62).

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 472500
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

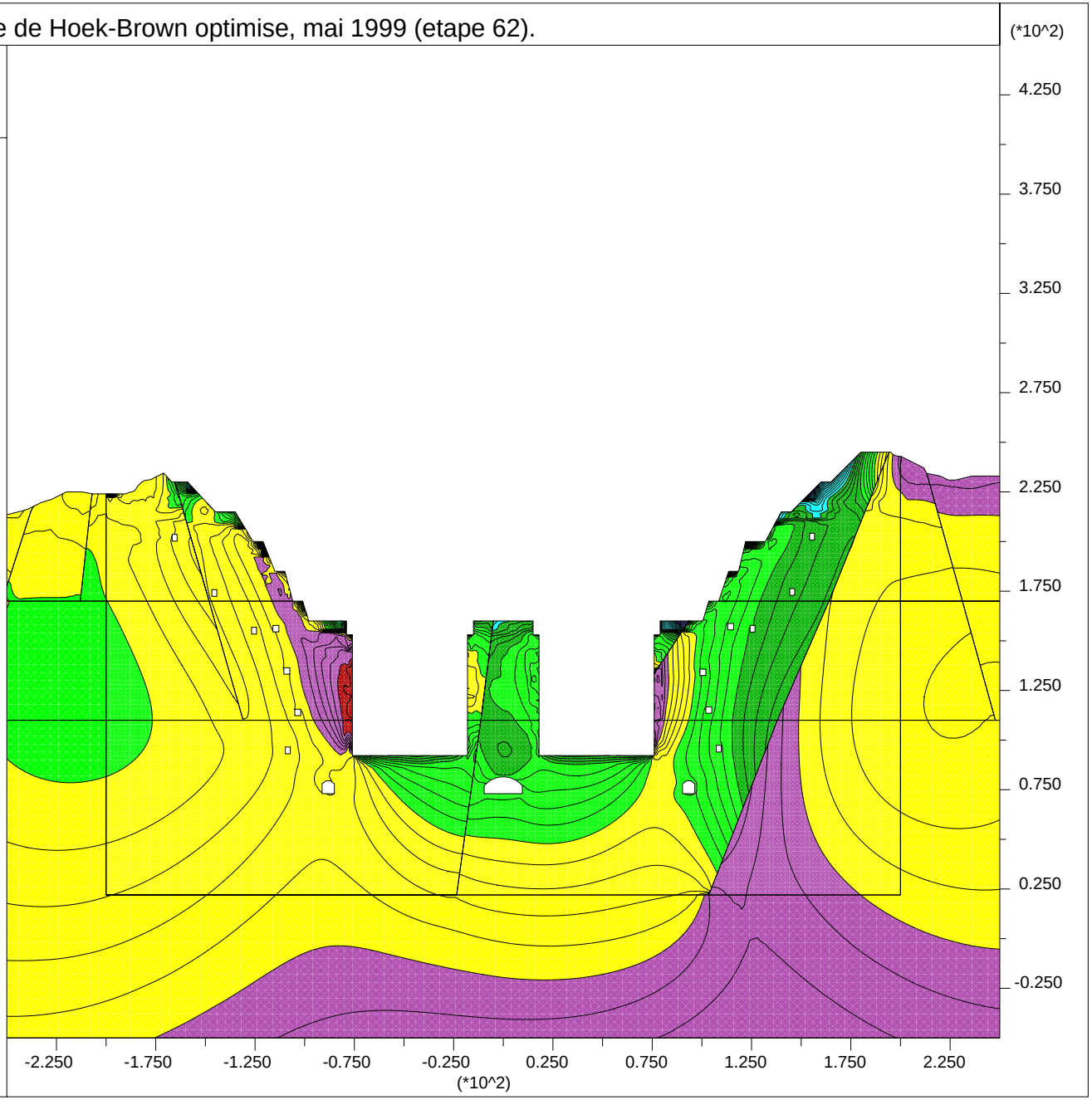
Y-displacement contours

- 5.00E-03
- 1.00E-02
- 1.50E-02
- 2.00E-02
- 2.50E-02
- 3.00E-02
- 3.50E-02
- 4.00E-02
- 4.50E-02

Contour interval= 5.00E-03

Contour interval= 1.00E-03
Minimum: 7.00E-03
Maximum: 4.50E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



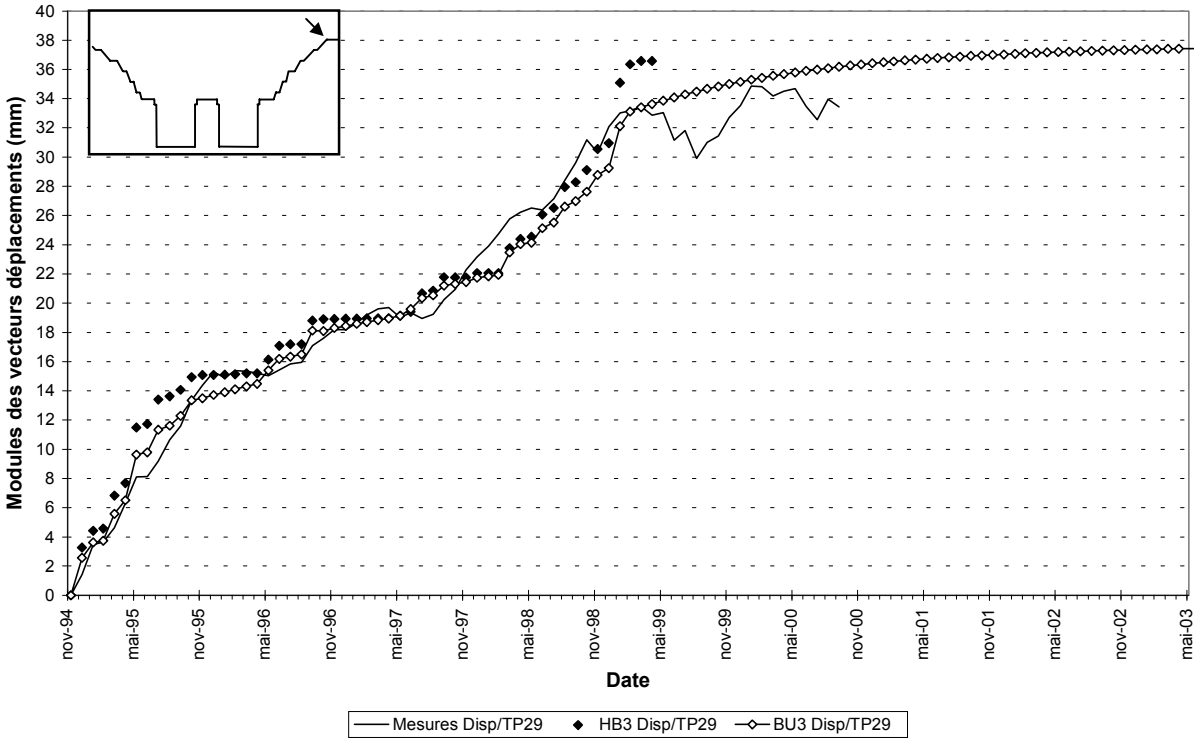
Annexe E-5

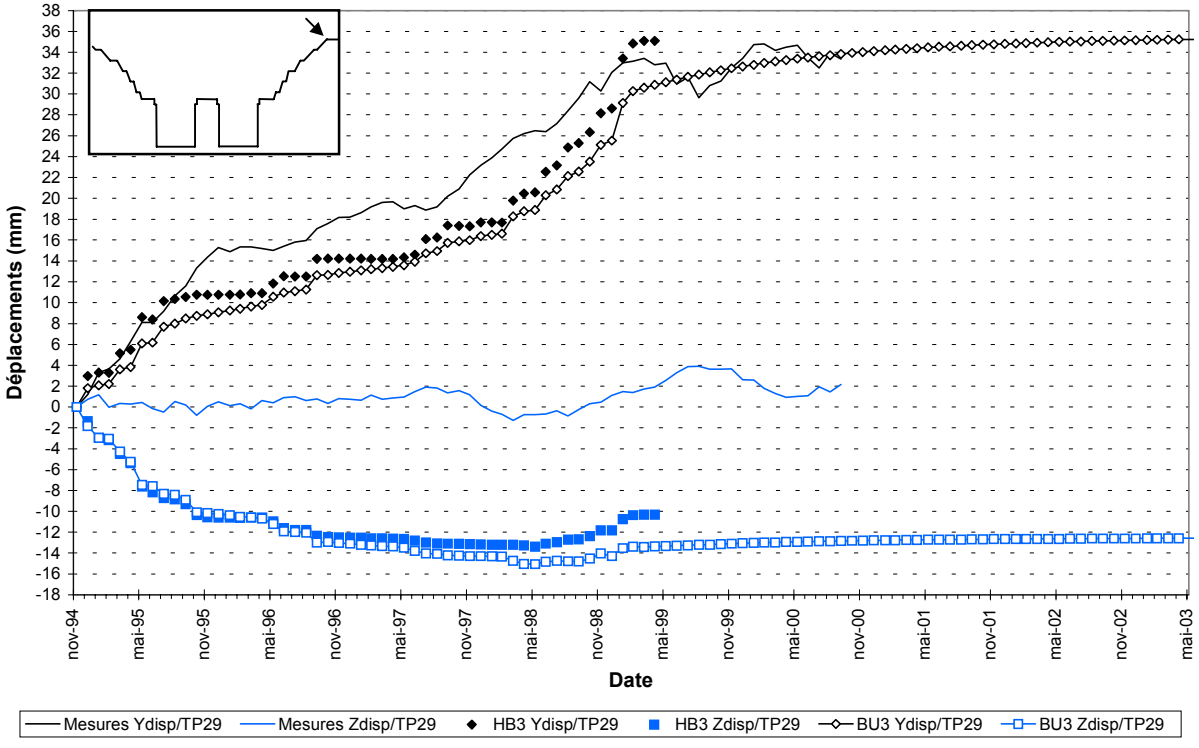
Déformation des parois de l'écluse à bateaux

Modèle BU3, Burger sans renforcements

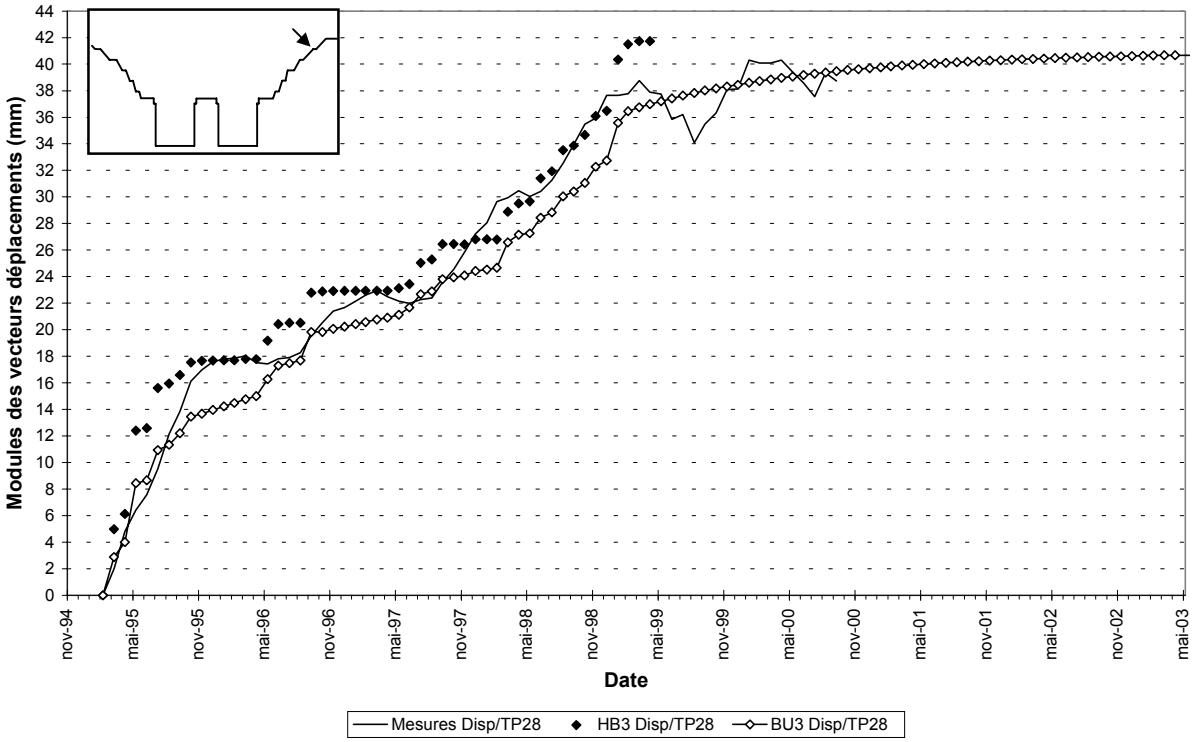
- ⇨ tenseurs de contraintes principales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales maximales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales minimales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes de cisaillement
- ⇨ indicateurs de plasticité
- ⇨ vecteurs déplacements cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements horizontaux cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements verticaux cumulés
- ⇨ vecteurs déplacements – calculés et mesurés – au niveau des bornes topographiques
- ⇨ évolution des déplacements (module, composantes Y et Z) – calculés et mesurés – entre janvier 1995 et novembre 2000.

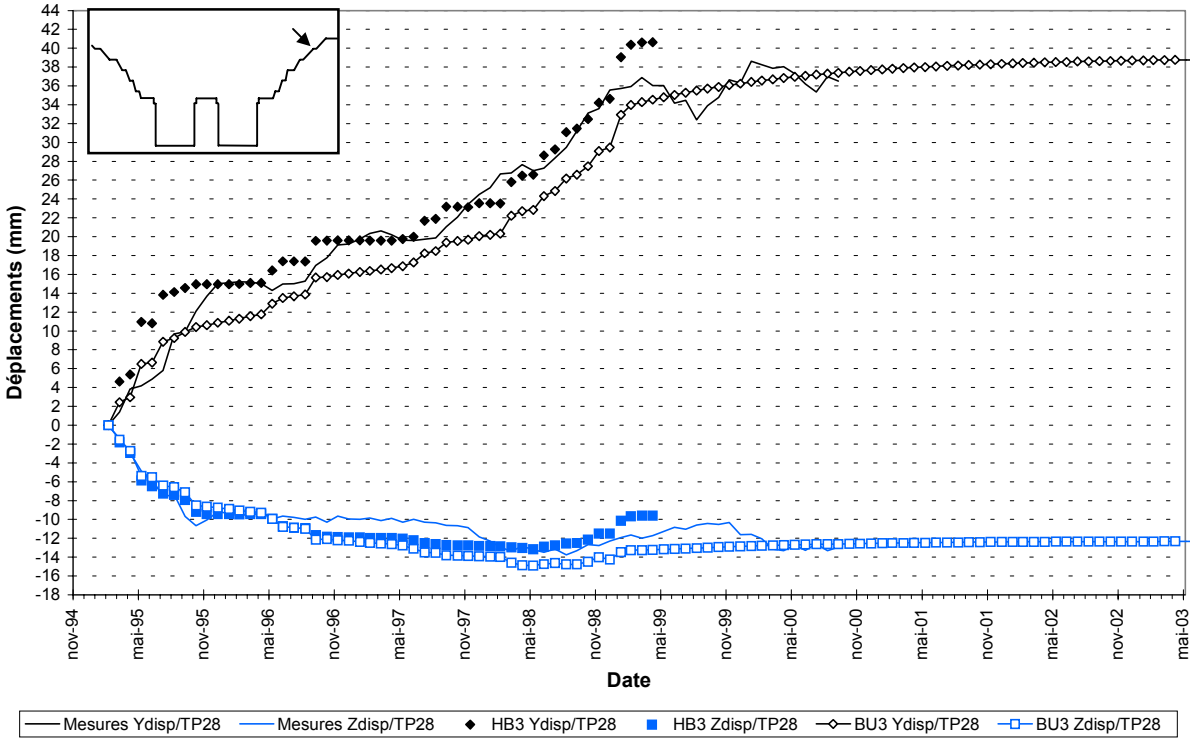
BORNE TP29


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP29
HB3 Disp/TP29
BU3 Disp/TP29

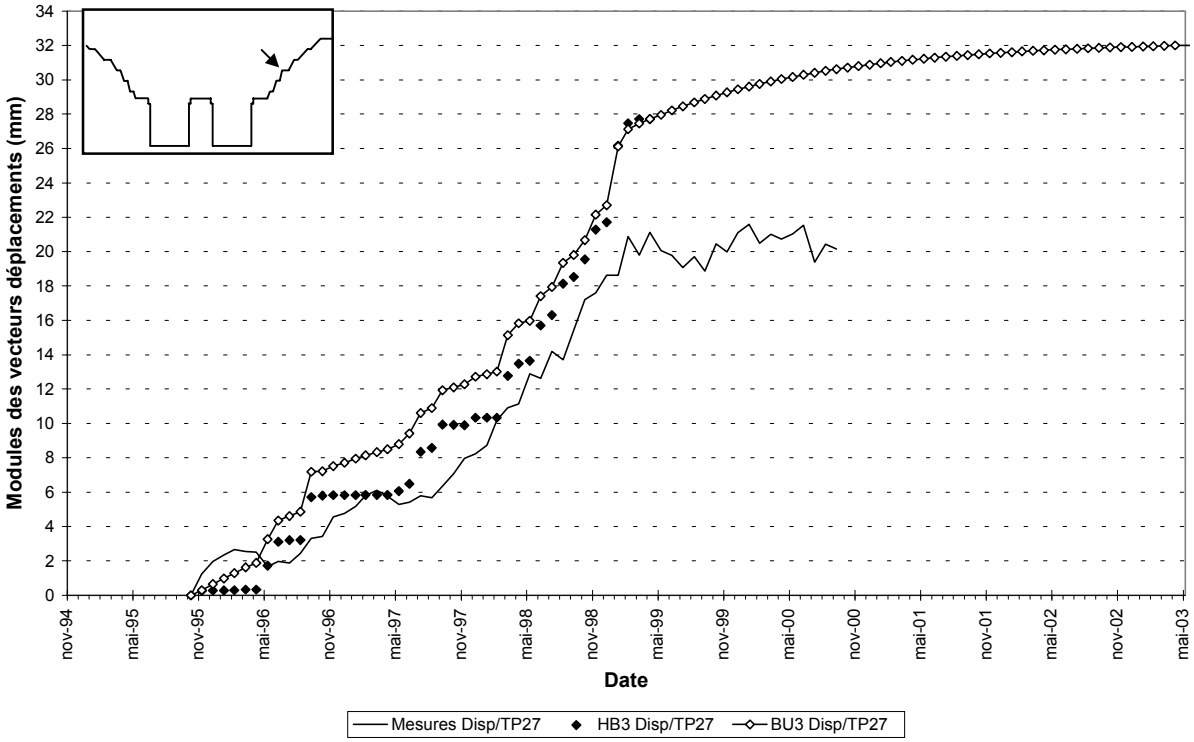

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP29
Mesures Zdisp/TP29
HB3 Ydisp/TP29
HB3 Zdisp/TP29
BU3 Ydisp/TP29
BU3 Zdisp/TP29

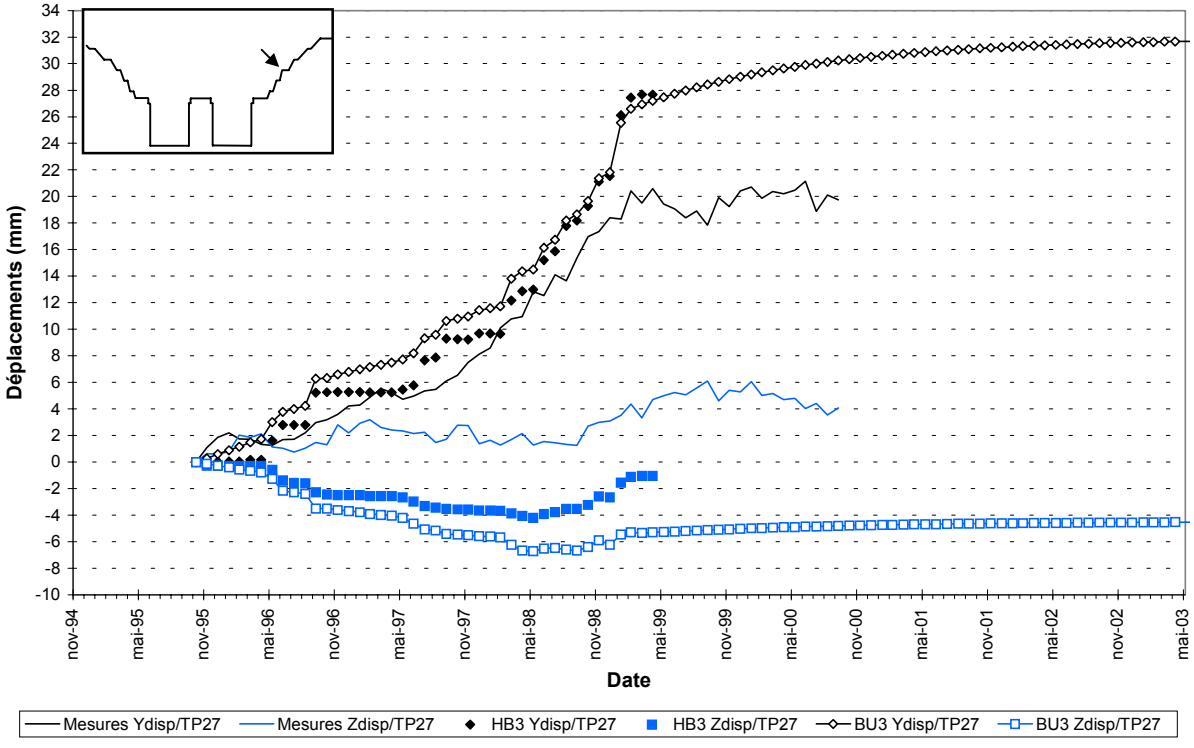
BORNE TP28


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP28
HB3 Disp/TP28
BU3 Disp/TP28

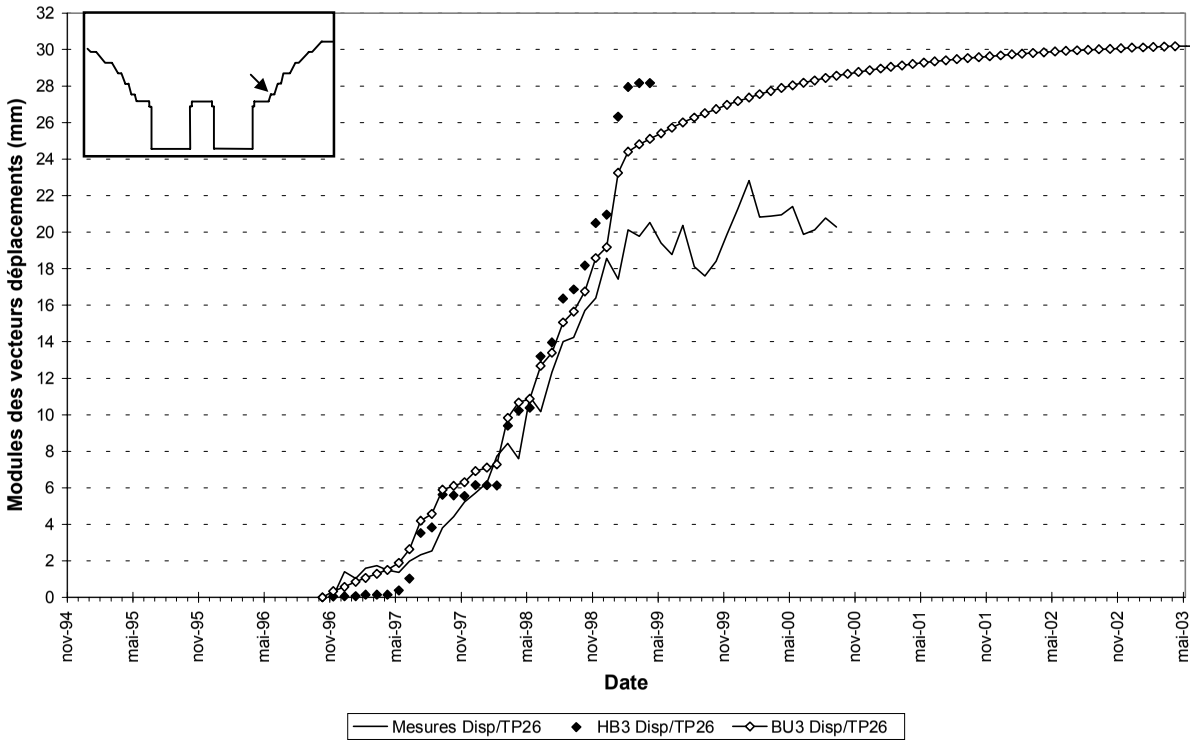

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP28
Mesures Zdisp/TP28
HB3 Ydisp/TP28
HB3 Zdisp/TP28
BU3 Ydisp/TP28
BU3 Zdisp/TP28

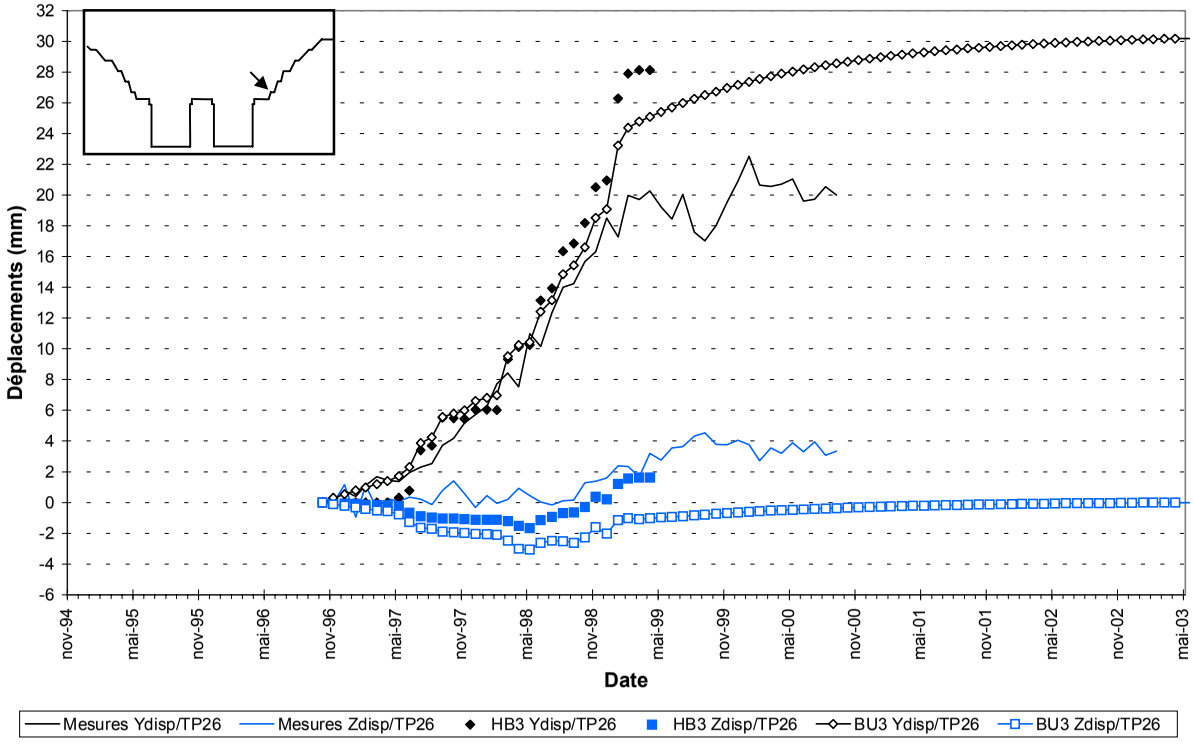
BORNE TP27


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP27
HB3 Disp/TP27
BU3 Disp/TP27

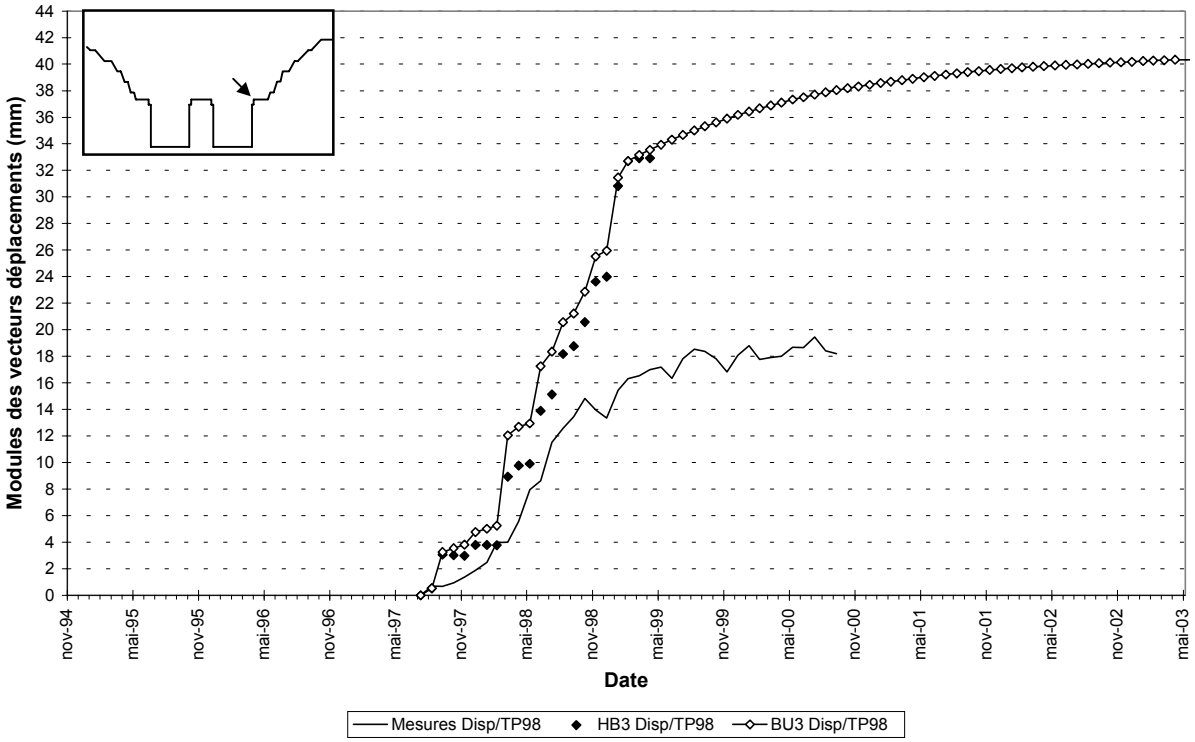

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP27
Mesures Zdisp/TP27
HB3 Ydisp/TP27
HB3 Zdisp/TP27
BU3 Ydisp/TP27
BU3 Zdisp/TP27

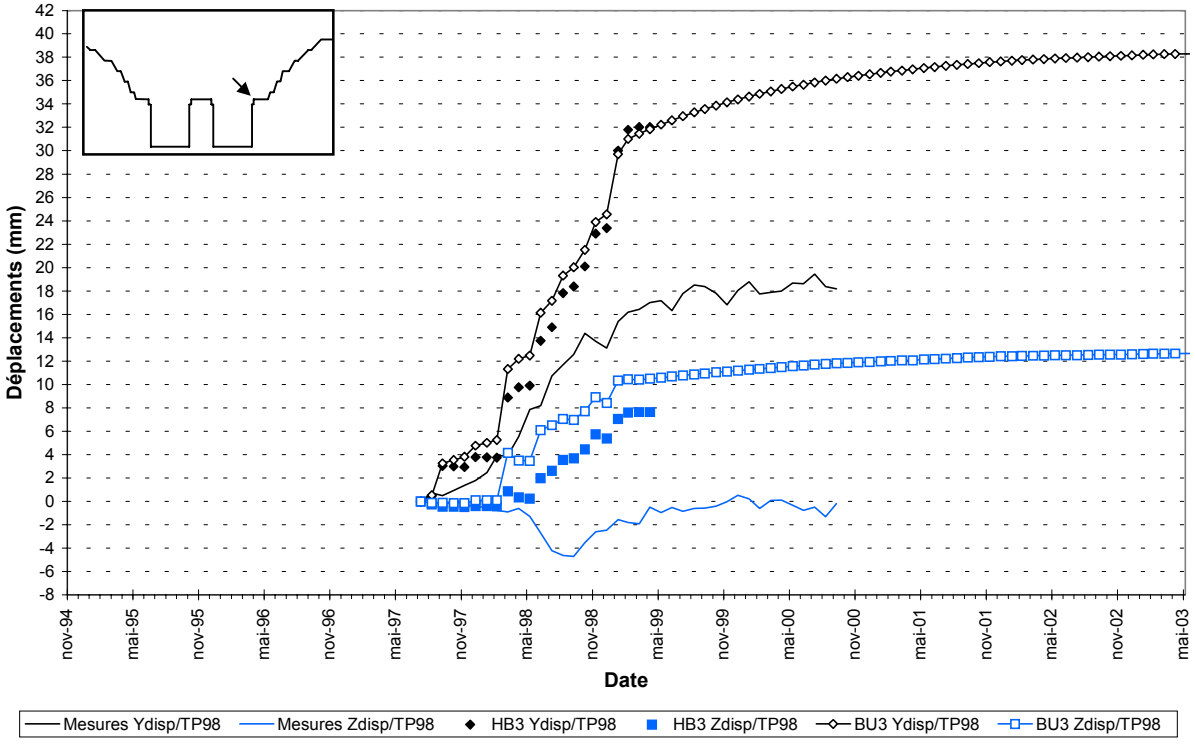
BORNE TP26


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP26
HB3 Disp/TP26
BU3 Disp/TP26

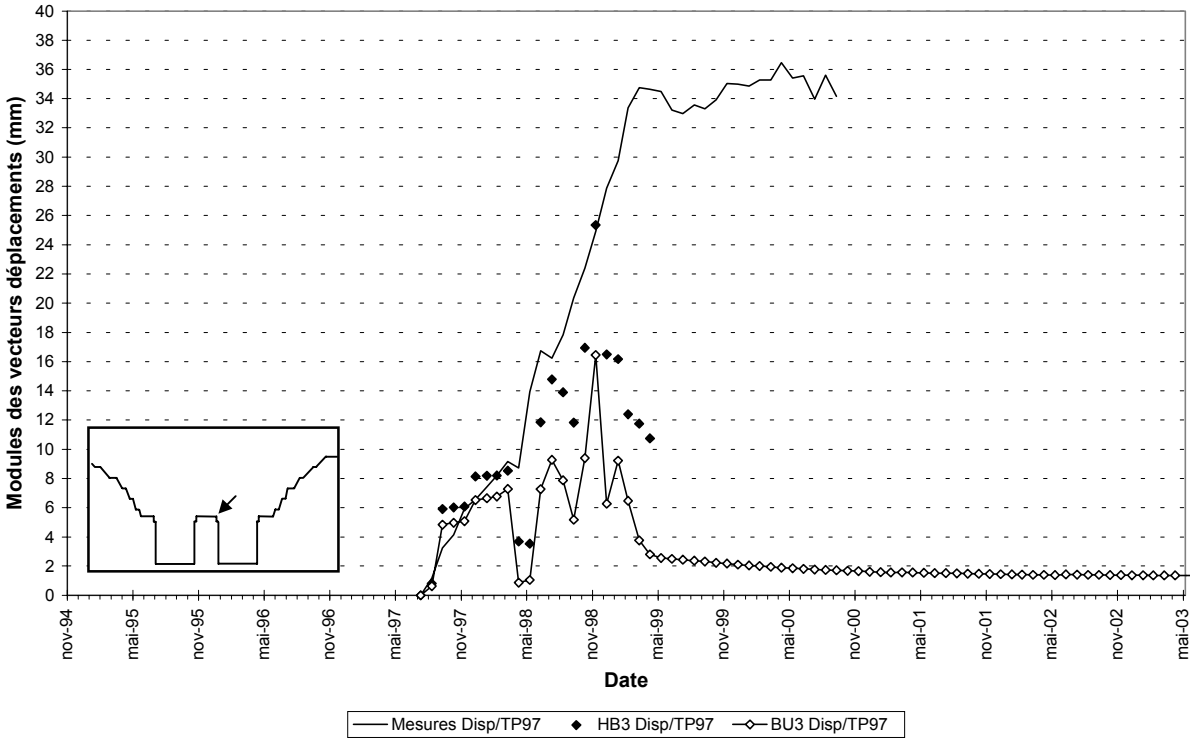

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP26
Mesures Zdisp/TP26
HB3 Ydisp/TP26
HB3 Zdisp/TP26
BU3 Ydisp/TP26
BU3 Zdisp/TP26

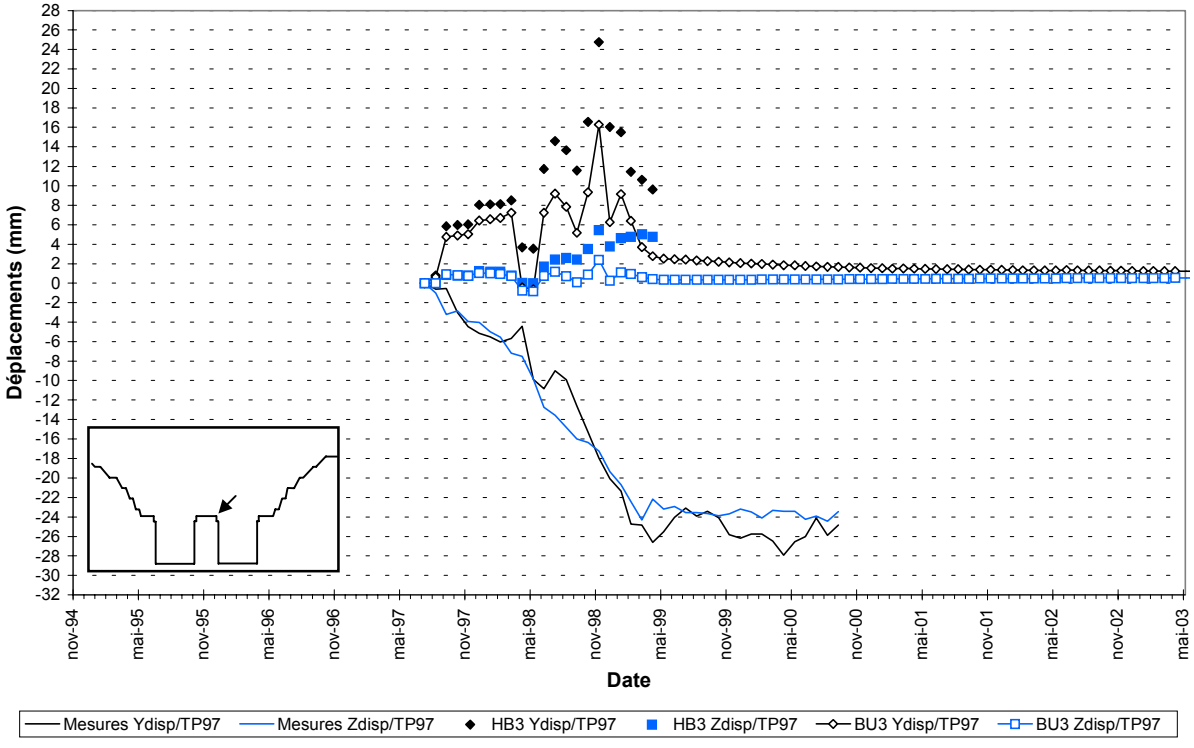
BORNE TP98


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP98
HB3 Disp/TP98
BU3 Disp/TP98

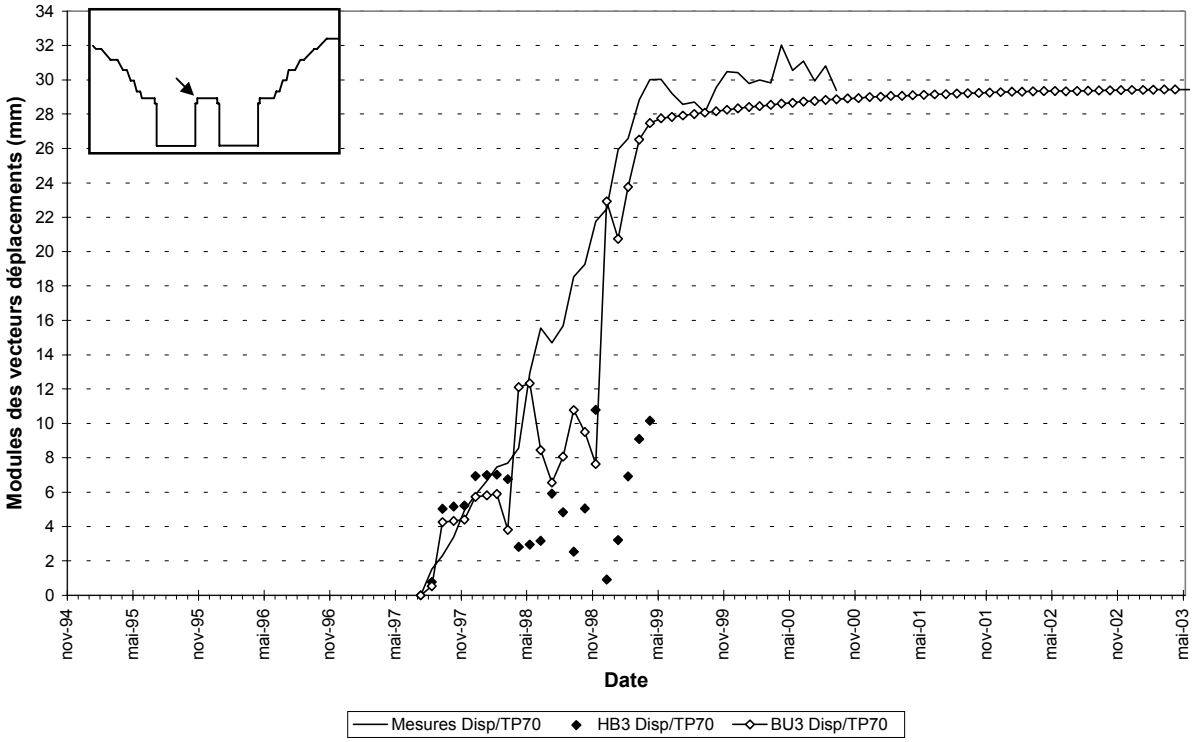

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP98
Mesures Zdisp/TP98
HB3 Ydisp/TP98
HB3 Zdisp/TP98
BU3 Ydisp/TP98
BU3 Zdisp/TP98

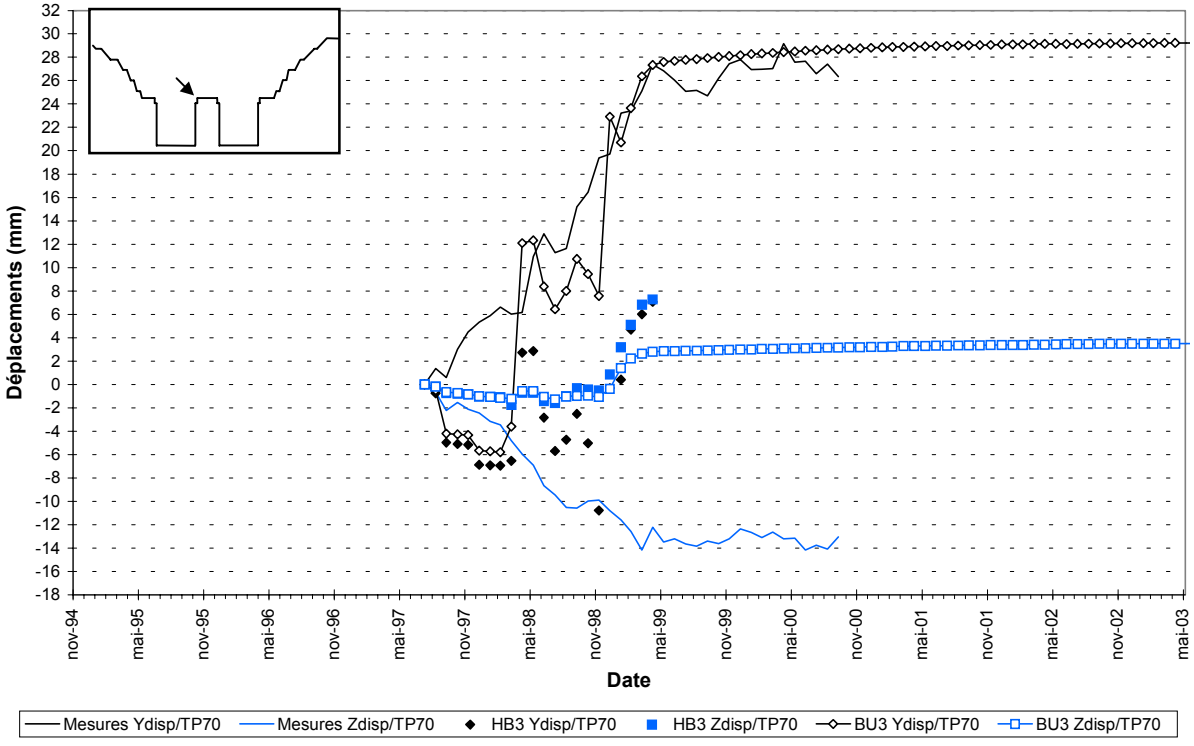
BORNE TP97


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP97
HB3 Disp/TP97
BU3 Disp/TP97

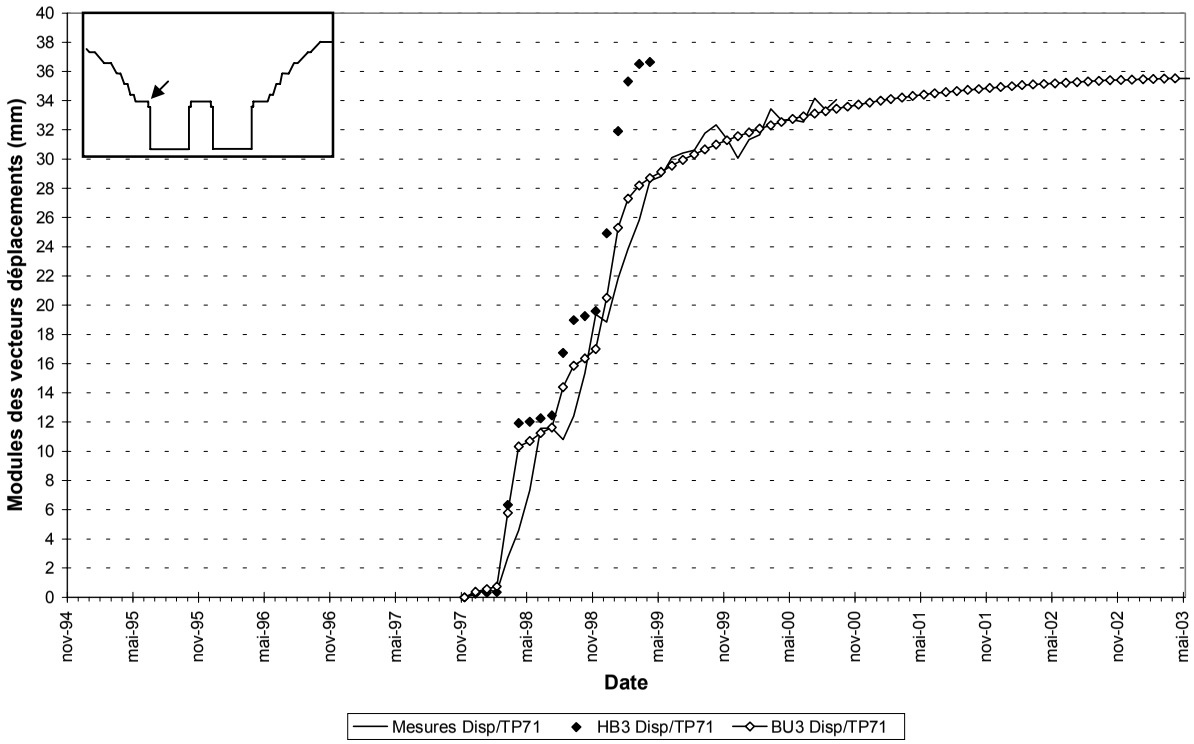

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP97
Mesures Zdisp/TP97
HB3 Ydisp/TP97
HB3 Zdisp/TP97
BU3 Ydisp/TP97
BU3 Zdisp/TP97

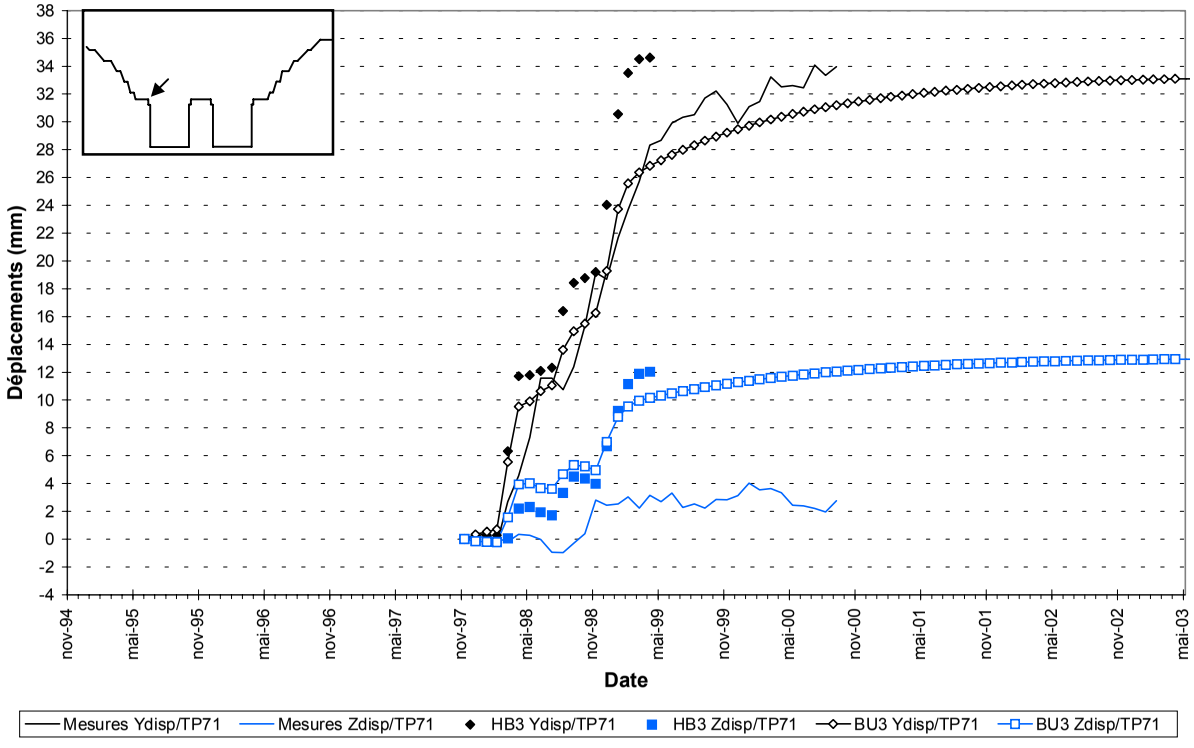
BORNE TP70


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP70
HB3 Disp/TP70
BU3 Disp/TP70

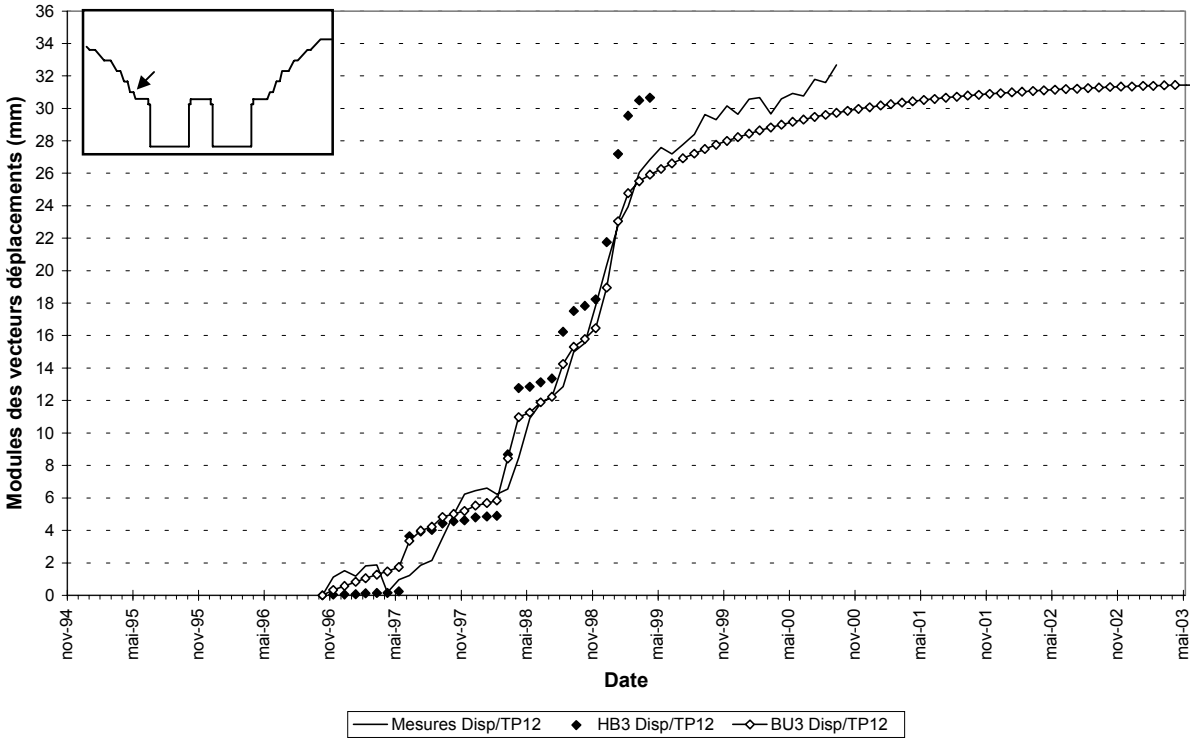

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP70
Mesures Zdisp/TP70
HB3 Ydisp/TP70
HB3 Zdisp/TP70
BU3 Ydisp/TP70
BU3 Zdisp/TP70

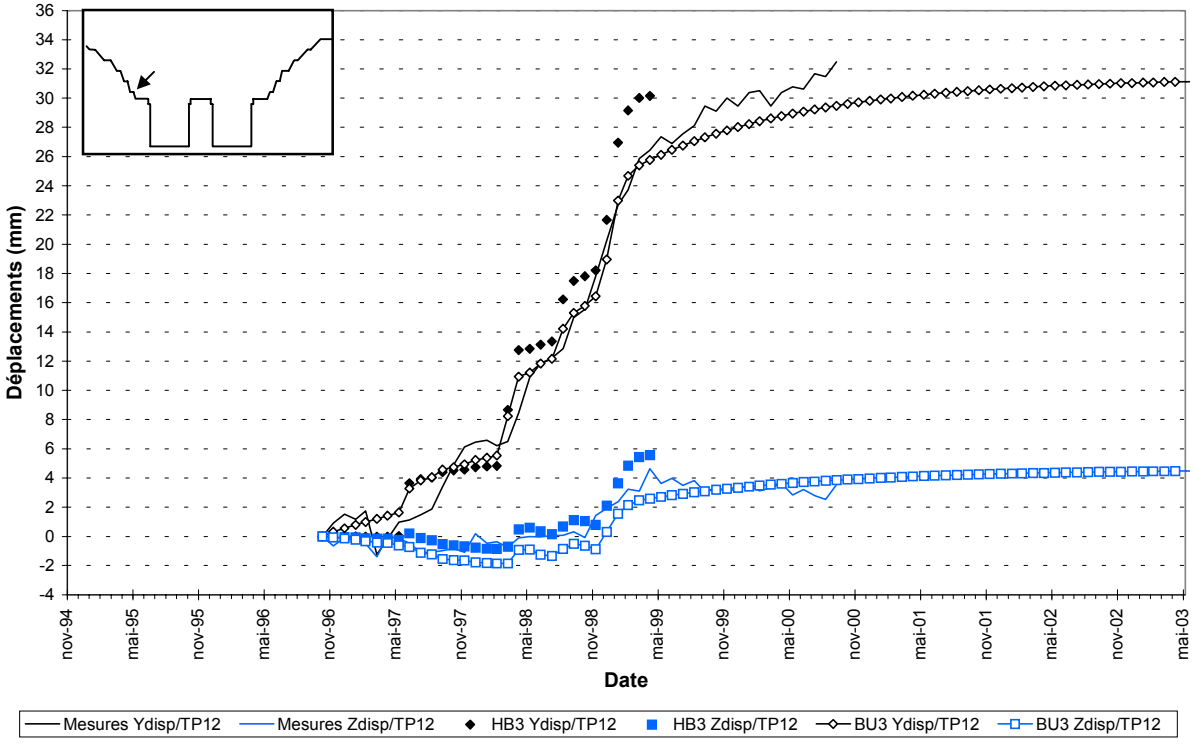
BORNE TP71


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP71
HB3 Disp/TP71
BU3 Disp/TP71

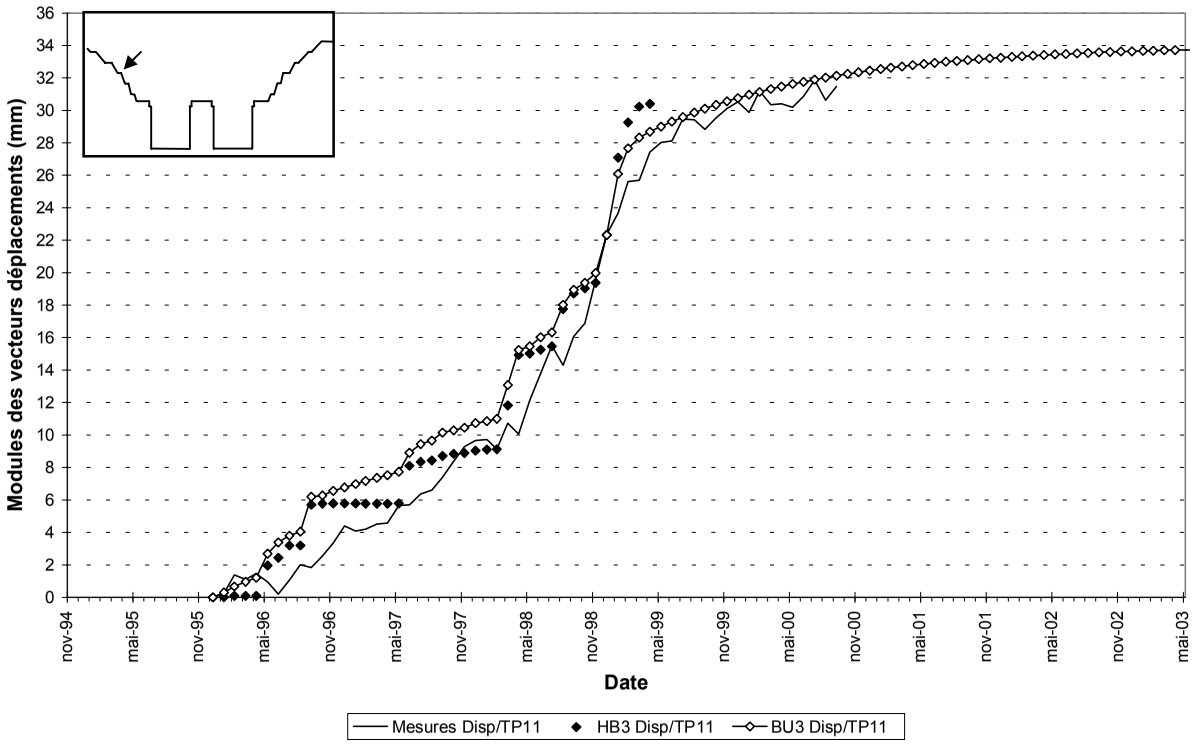

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP71
Mesures Zdisp/TP71
HB3 Ydisp/TP71
HB3 Zdisp/TP71
BU3 Ydisp/TP71
BU3 Zdisp/TP71

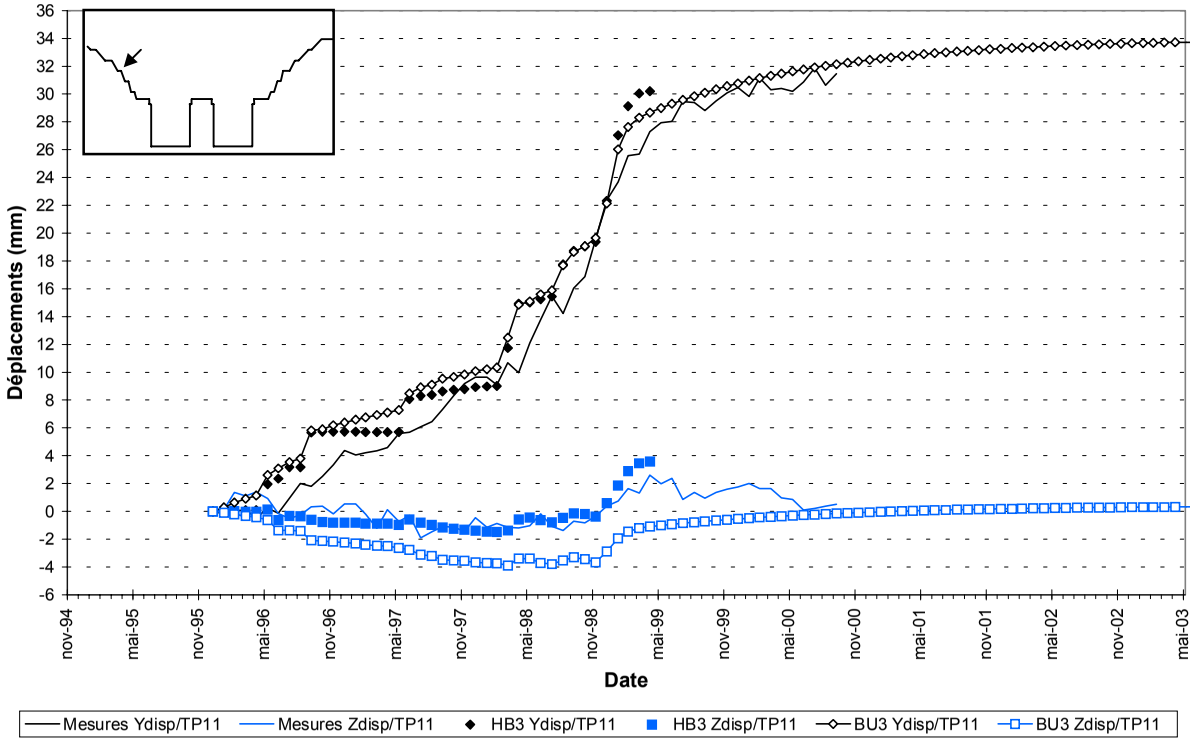
BORNE TP12


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP12
HB3 Disp/TP12
BU3 Disp/TP12

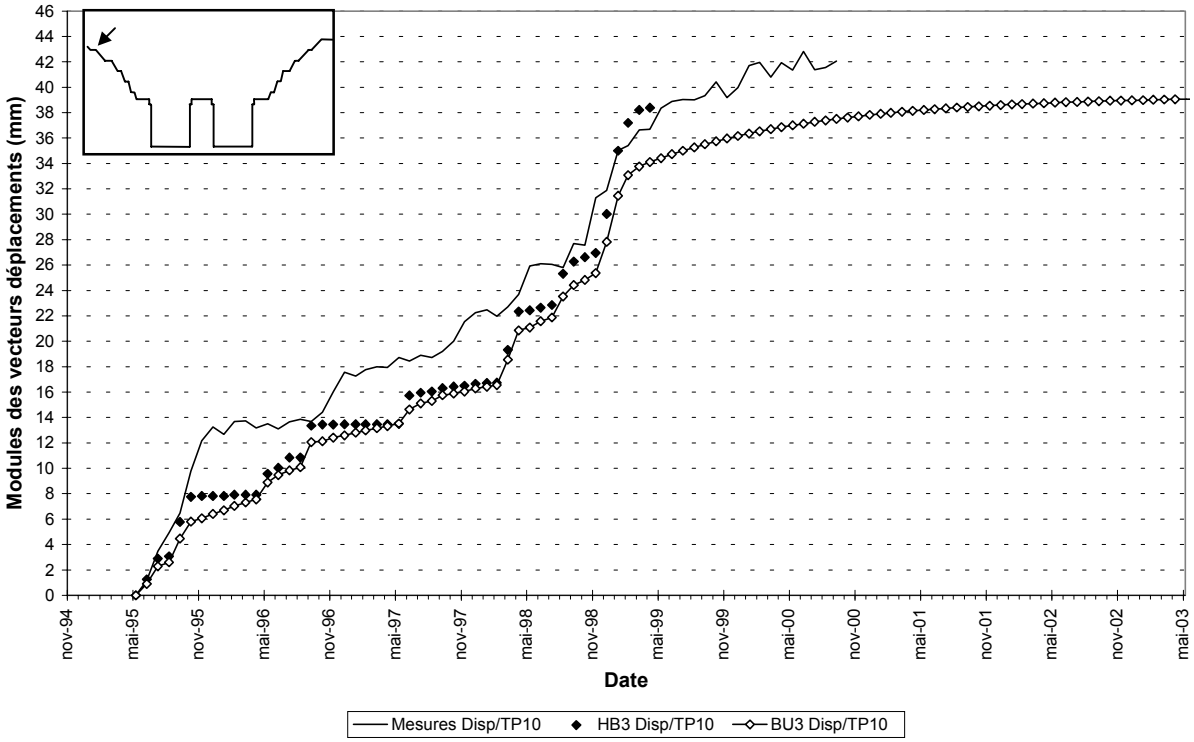

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP12
Mesures Zdisp/TP12
HB3 Ydisp/TP12
HB3 Zdisp/TP12
BU3 Ydisp/TP12
BU3 Zdisp/TP12

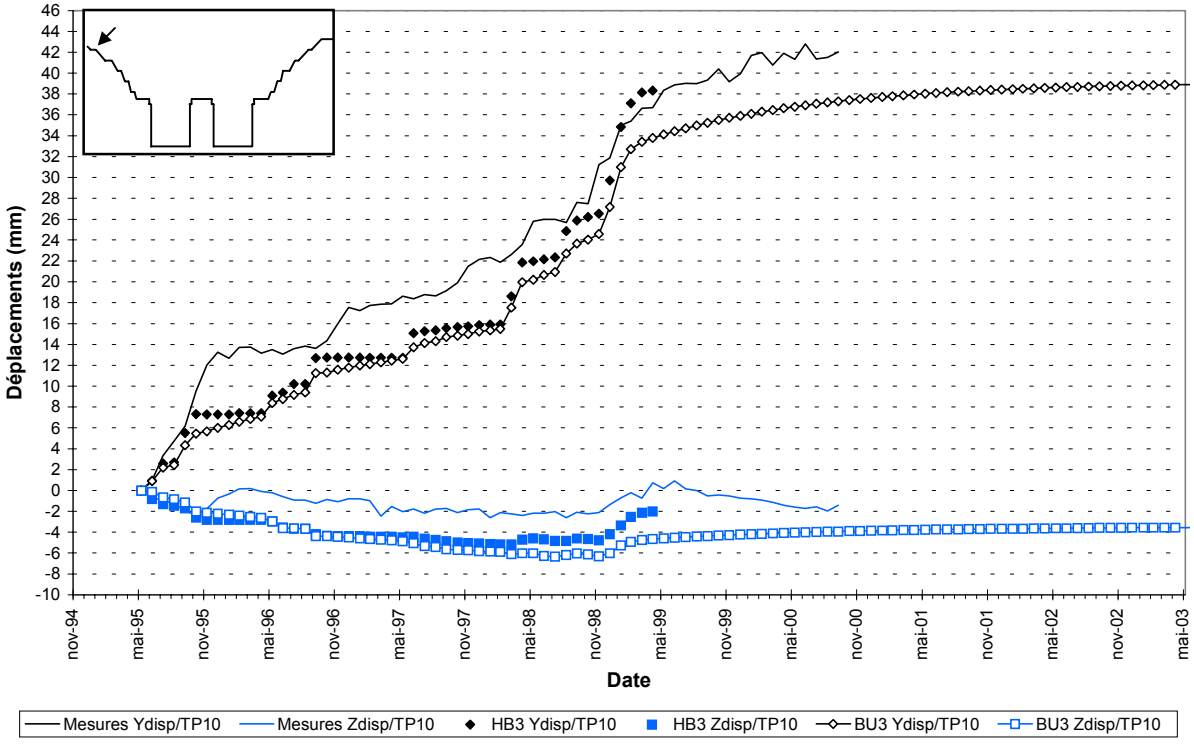
BORNE TP11


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP11
HB3 Disp/TP11
BU3 Disp/TP11


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP11
Mesures Zdisp/TP11
HB3 Ydisp/TP11
HB3 Zdisp/TP11
BU3 Ydisp/TP11
BU3 Zdisp/TP11

BORNE TP10


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP10
HB3 Disp/TP10
BU3 Disp/TP10


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP10
Mesures Zdisp/TP10
HB3 Ydisp/TP10
HB3 Zdisp/TP10
BU3 Ydisp/TP10
BU3 Zdisp/TP10

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger sans renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

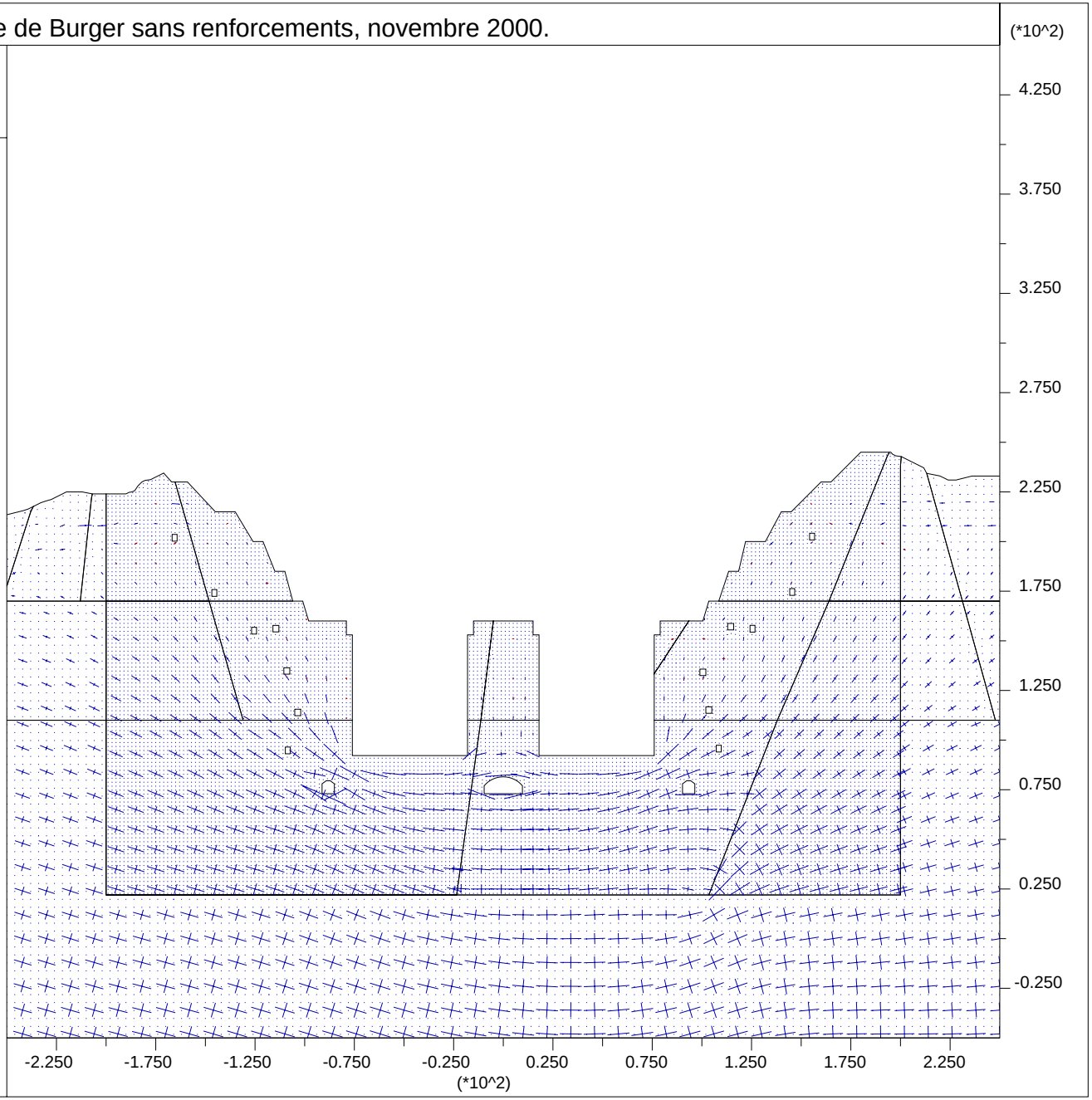
LEGEND

step 242770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Principal stresses
Max. Value = 2.043E+07

0 1E 8

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger sans renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

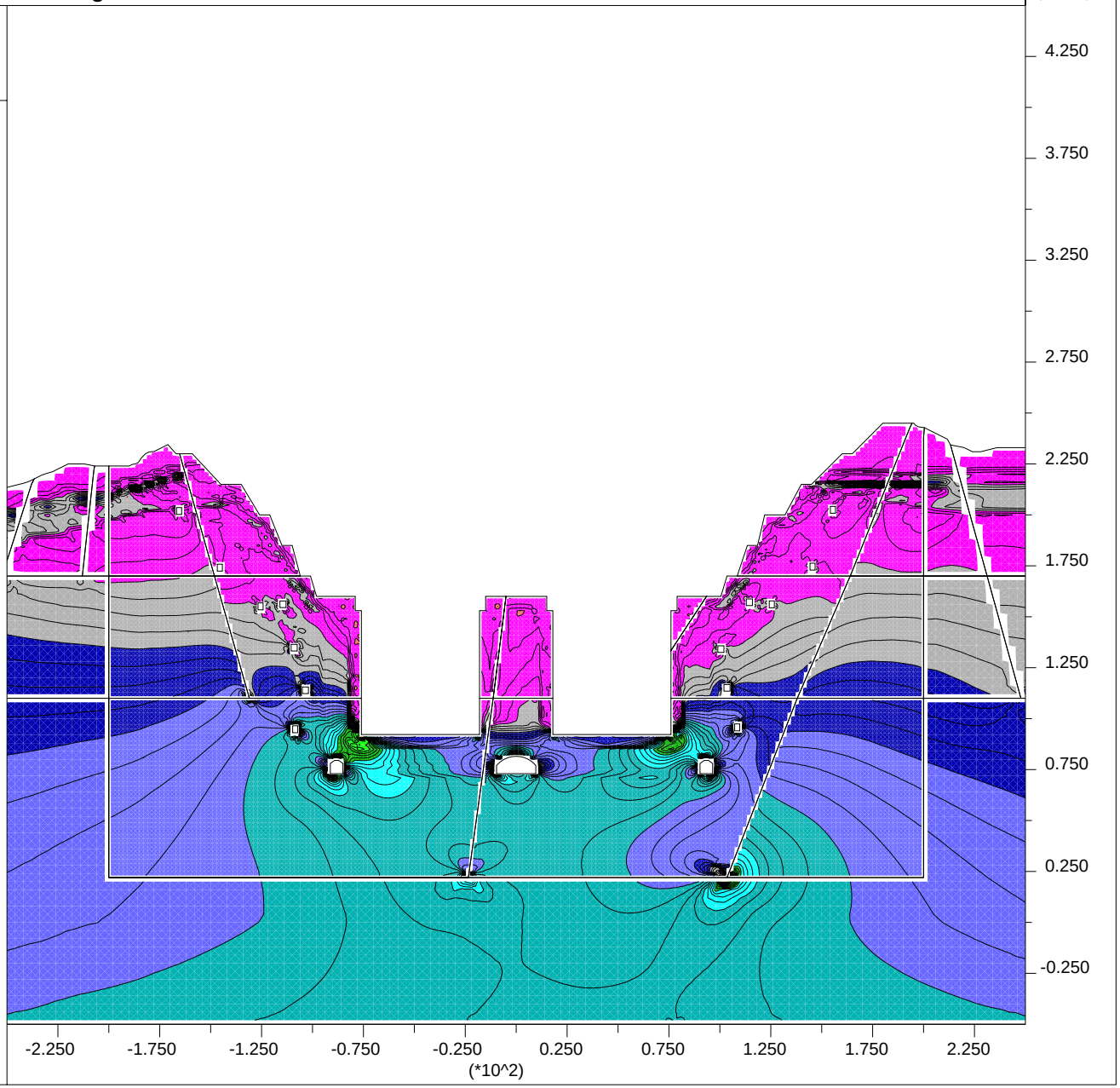
LEGEND

step 242770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Maximum principal stress
-2.20E+07
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -2.30E+07
Maximum: 5.00E+05

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger sans renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

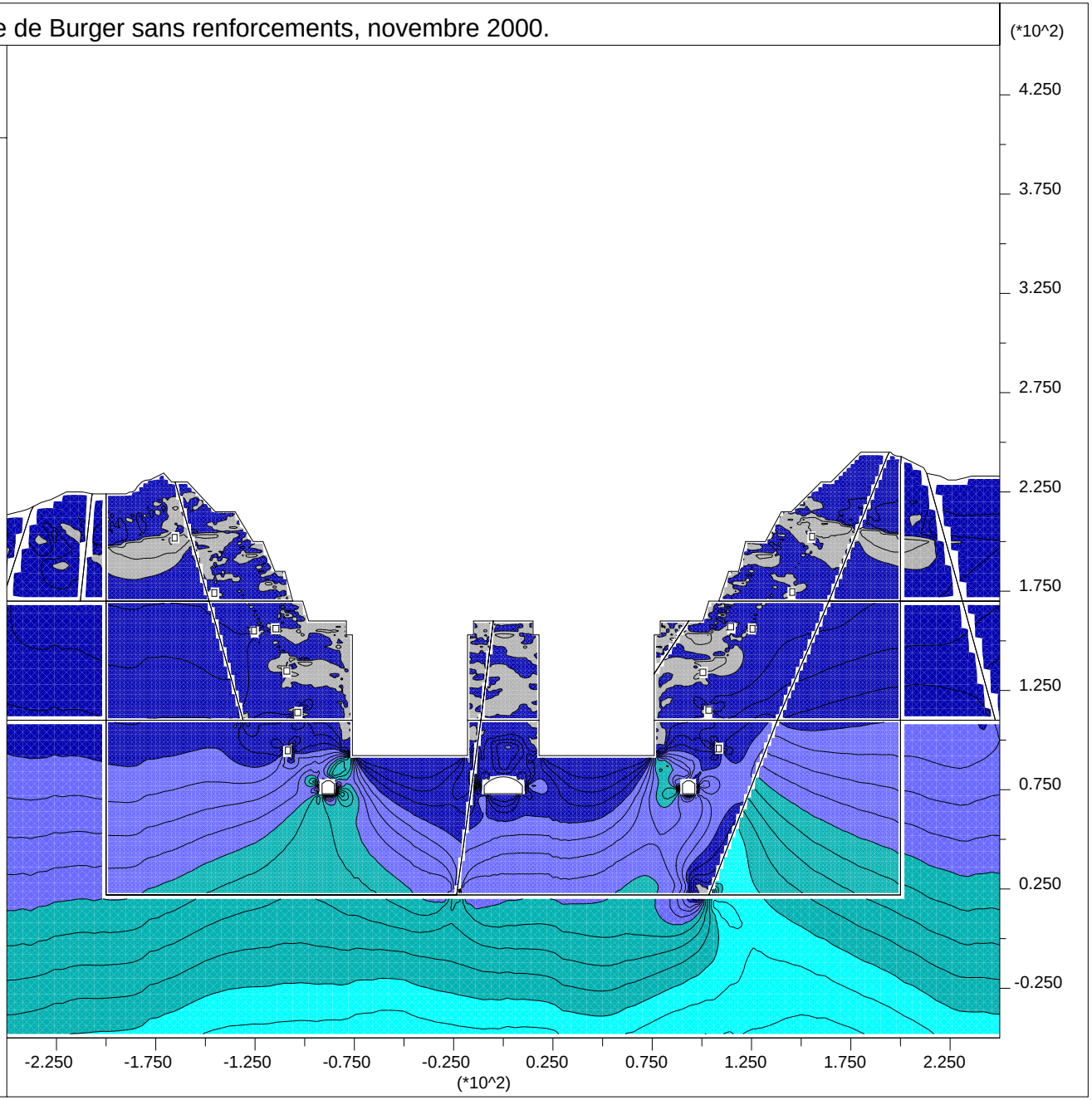
LEGEND

step 242770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Minimum principal stress
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -1.65E+07
Maximum: 1.00E+06

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger sans renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

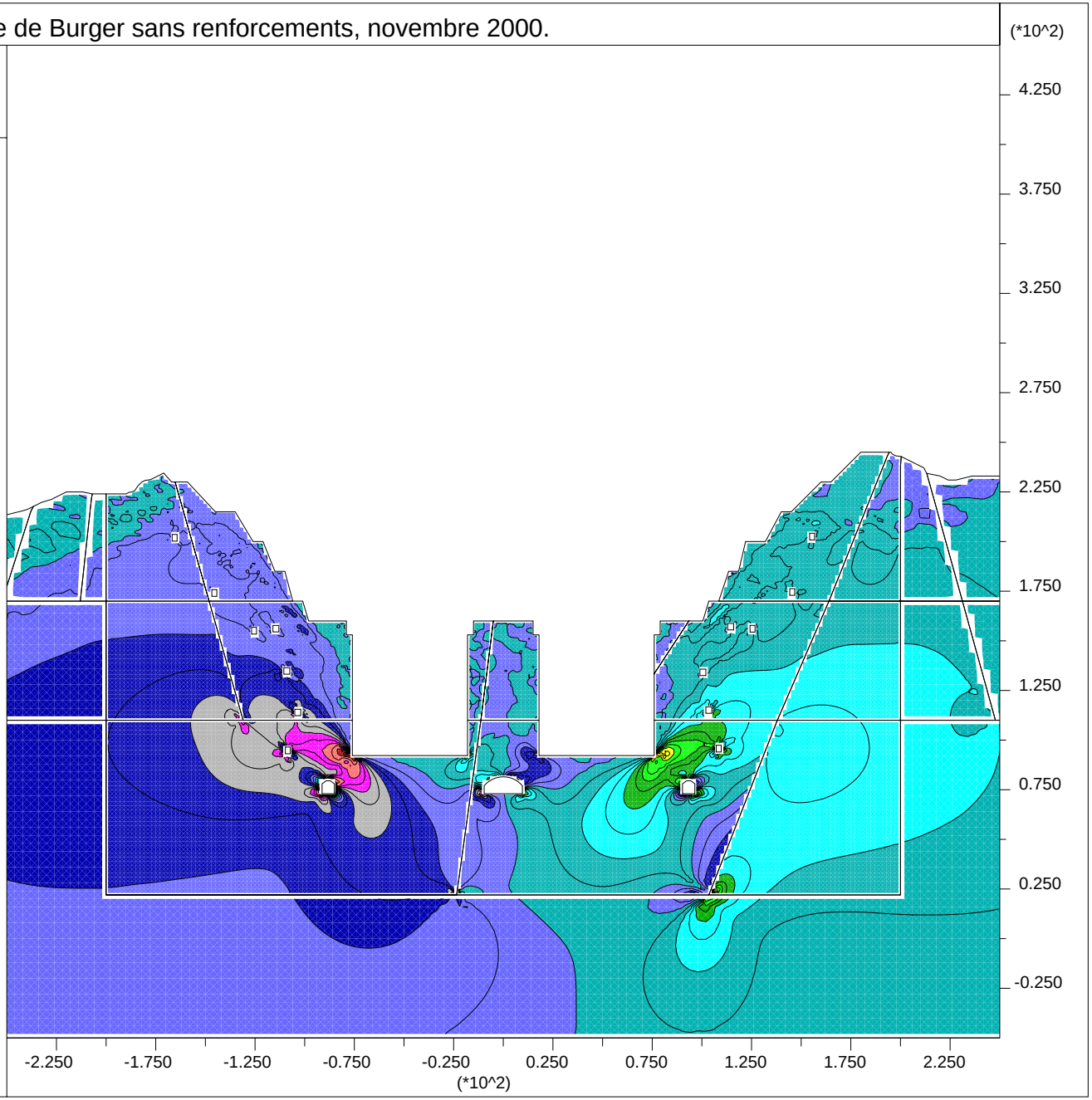
LEGEND

step 242770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

XY-stress contours
-7.00E+06
-5.00E+06
-3.00E+06
-1.00E+06
1.00E+06
3.00E+06
5.00E+06
7.00E+06
Contour interval= 1.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -8.00E+06
Maximum: 6.00E+06

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele BU3 (Burger sans renforcements), novembre 2000.

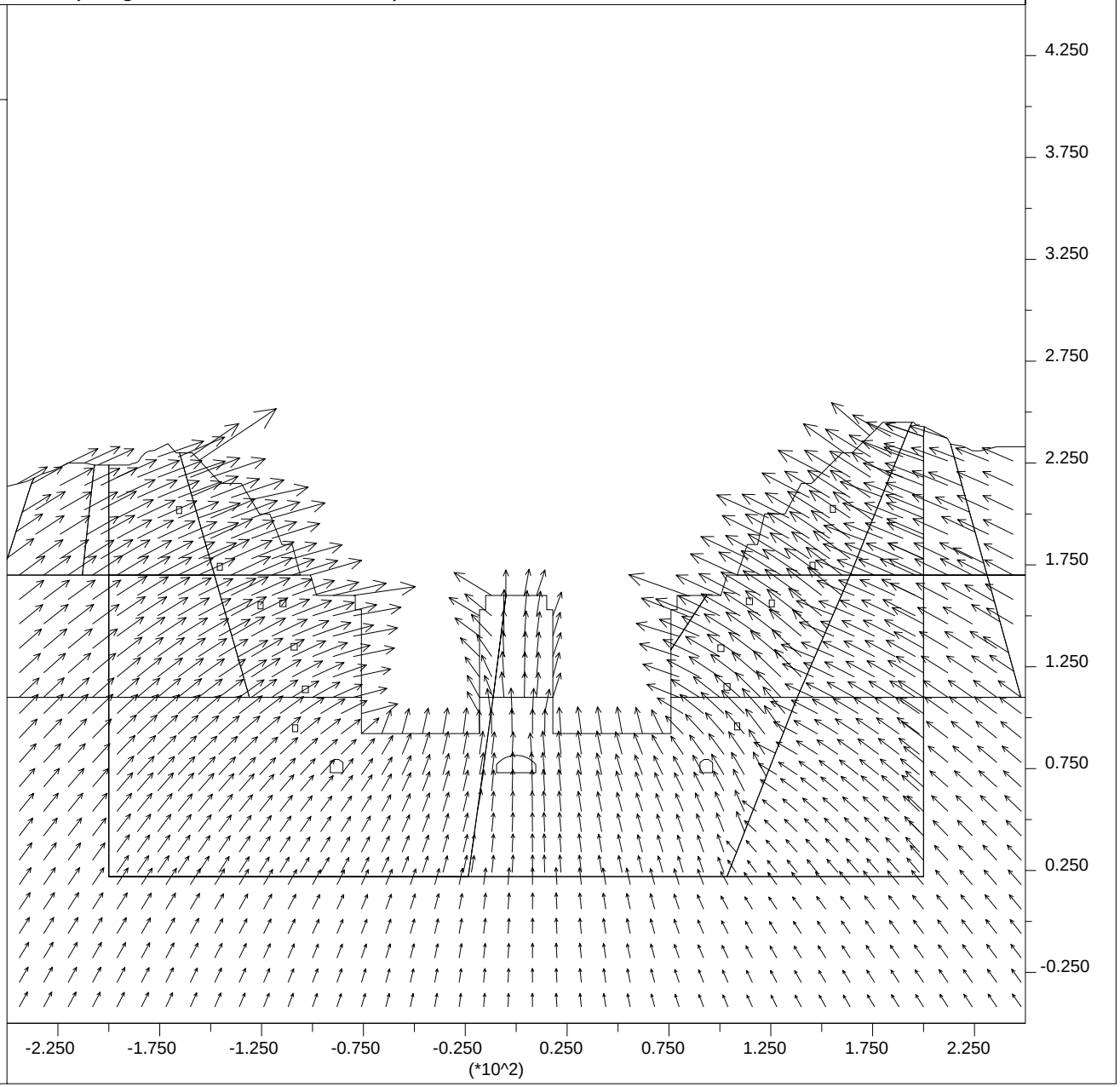
FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 242770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Displacement vectors
Max Vector = 9.304E-02
0 2E -1

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger sans renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

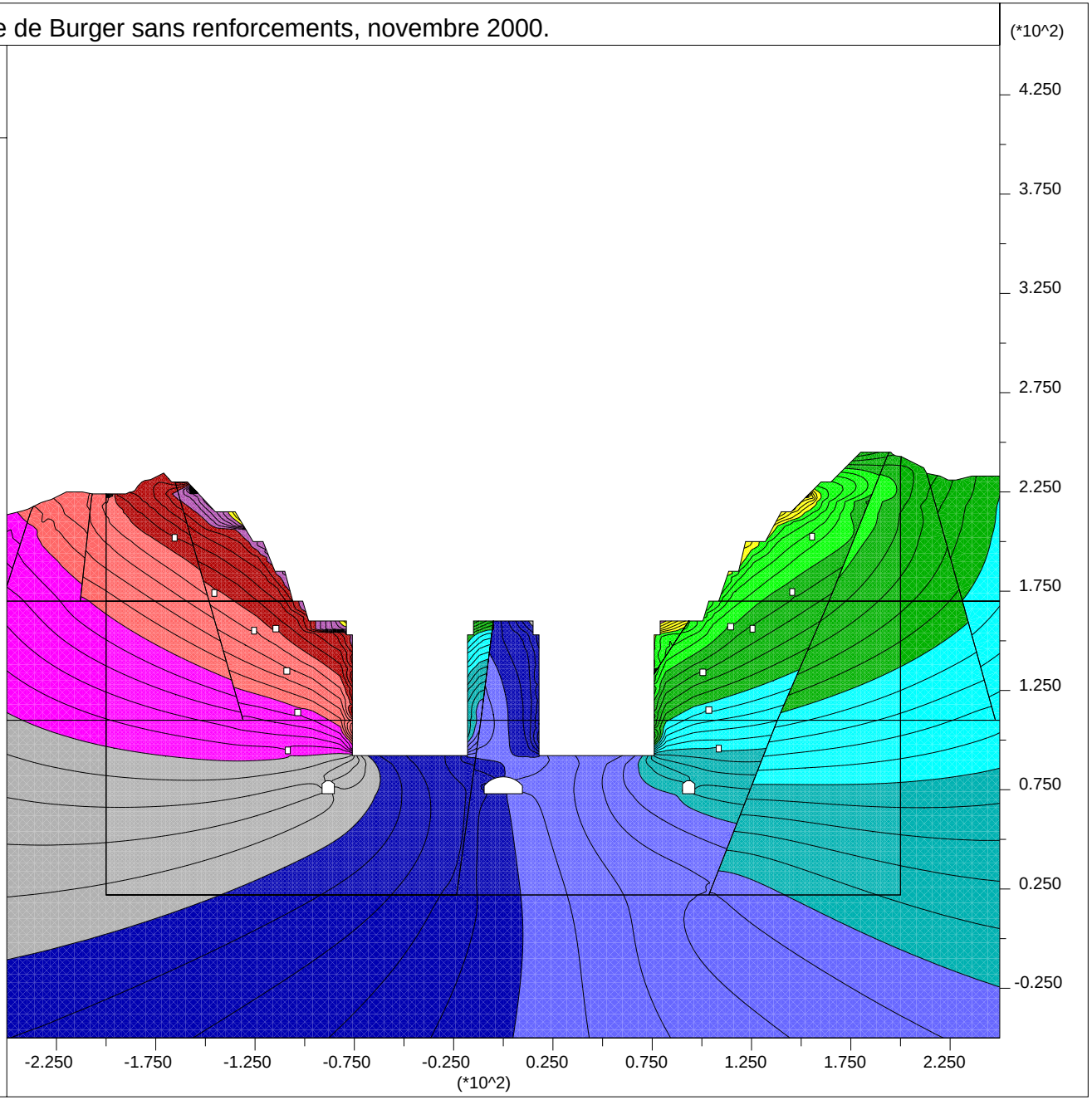
LEGEND

step 242770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

X-displacement contours
-8.00E-02
-6.00E-02
-4.00E-02
-2.00E-02
0.00E+00
2.00E-02
4.00E-02
6.00E-02
8.00E-02
Contour interval= 1.00E-02

Contour interval= 2.00E-03
Minimum: -7.80E-02
Maximum: 8.60E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger sans renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

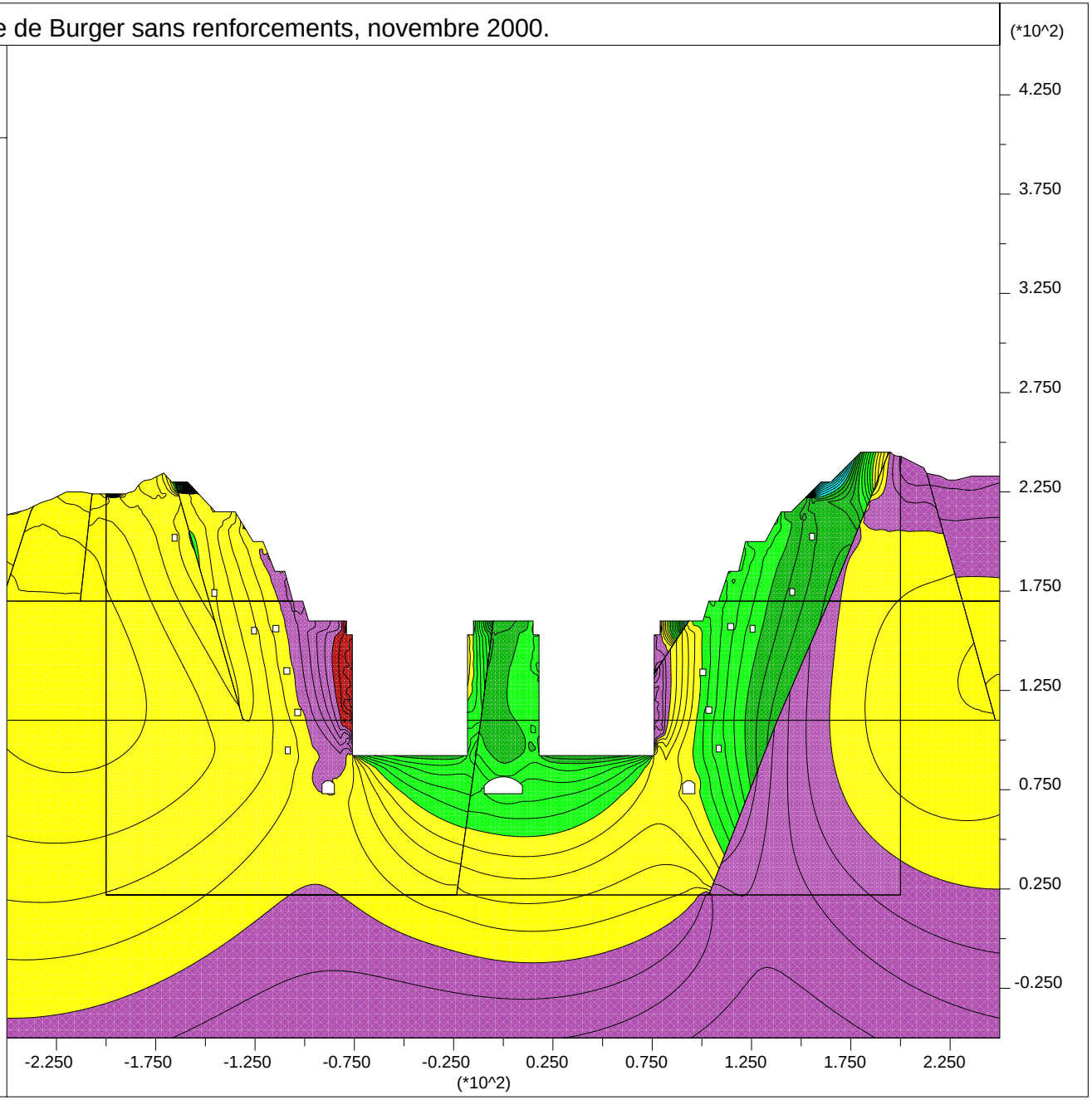
step 242770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Y-displacement contours
5.00E-03
1.50E-02
2.50E-02
3.50E-02
4.50E-02
5.50E-02

Contour interval= 5.00E-03

Contour interval= 1.00E-03
Minimum: 5.00E-03
Maximum: 5.60E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



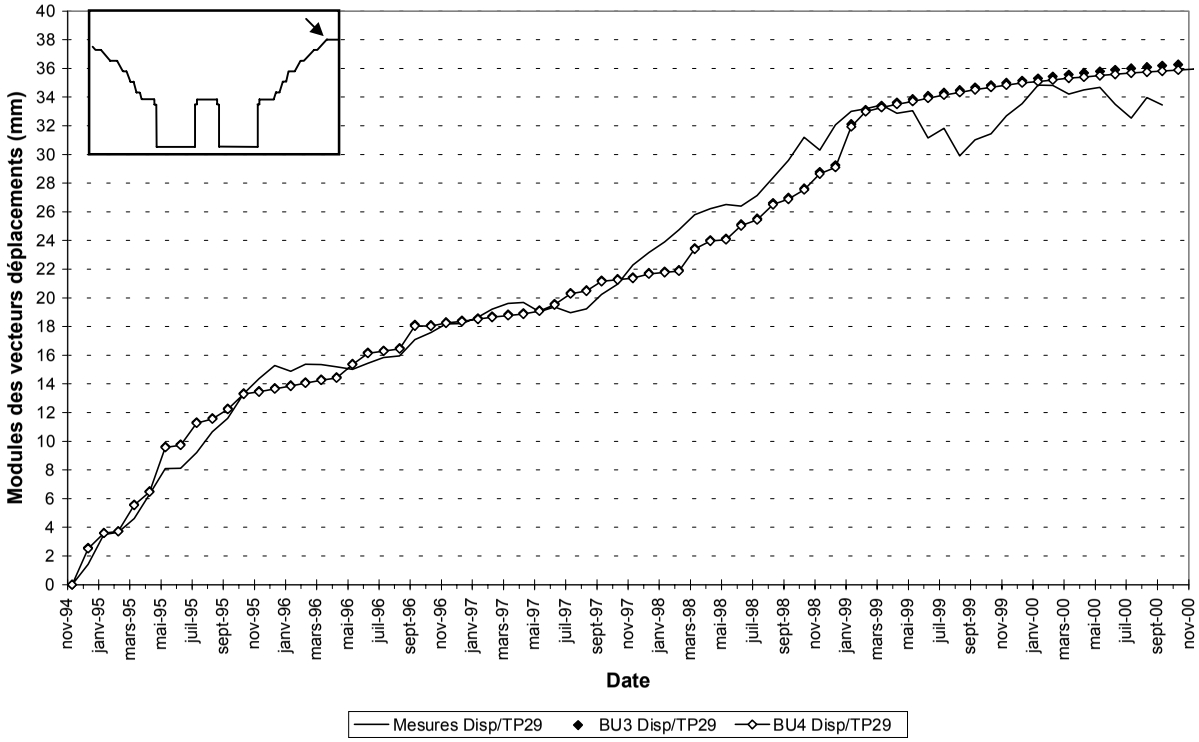
Annexe E-6

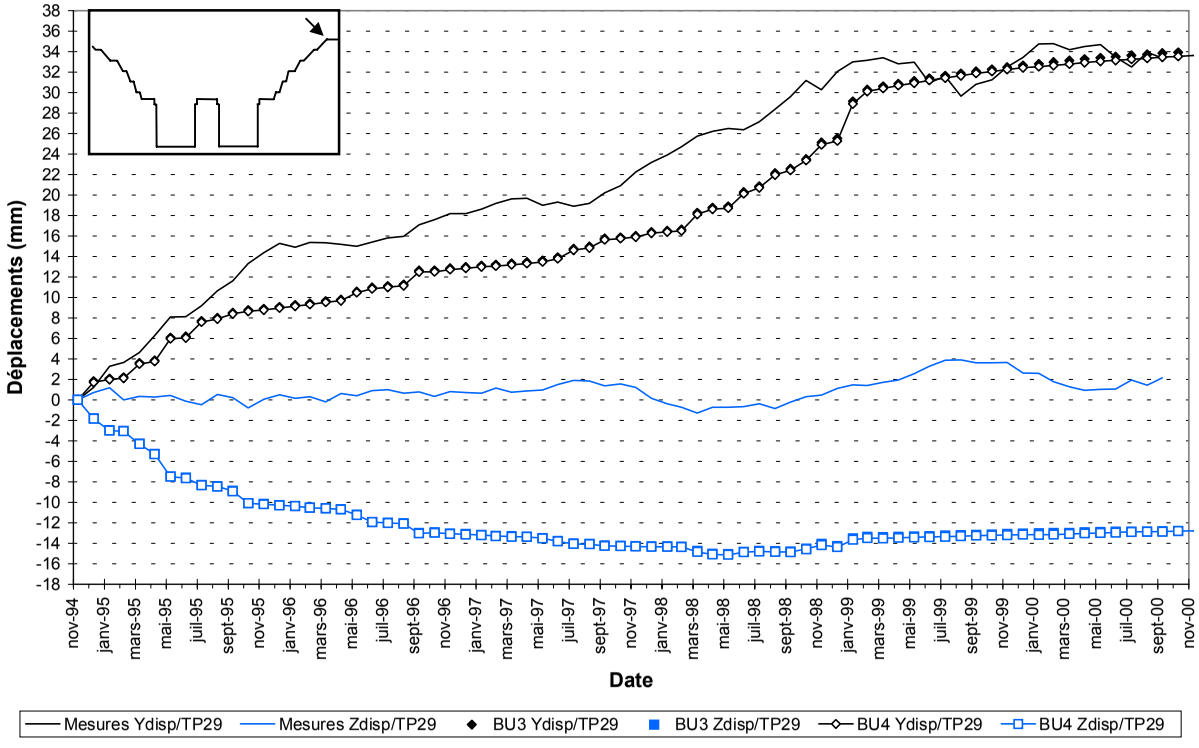
Déformation des parois de l'écluse à bateaux

Modèle BU4, Burger avec renforcements

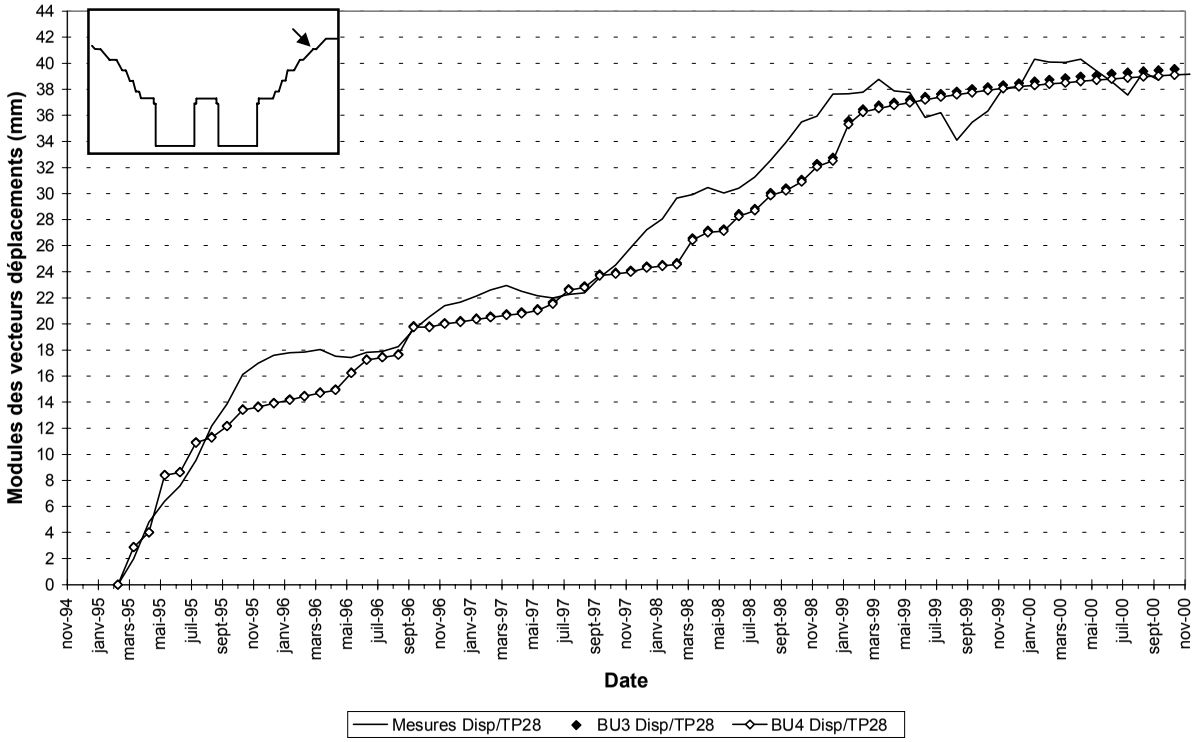
- ⇨ tenseurs de contraintes principales
- ⇨ indicateurs de plasticité
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales maximales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes principales minimales
- ⇨ courbes d'isovaleurs des contraintes de cisaillement
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements horizontaux cumulés
- ⇨ courbes d'isovaleurs des déplacements verticaux cumulés
- ⇨ vecteurs déplacements cumulés
- ⇨ vecteurs déplacements – calculés et mesurés – au niveau des bornes topographiques
- ⇨ évolution des déplacements (module, composantes Y et Z) – calculés et mesurés – entre janvier 1995 et novembre 2000.

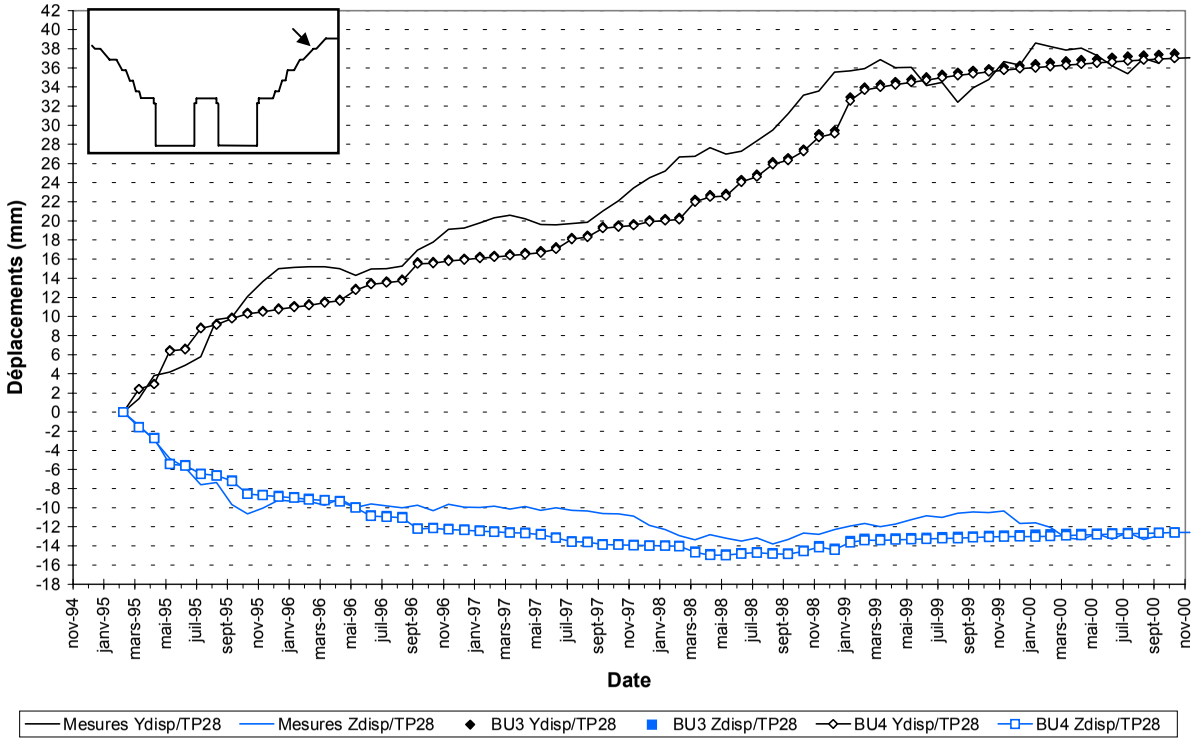
BORNE TP29


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP29
BU3 Disp/TP29
BU4 Disp/TP29

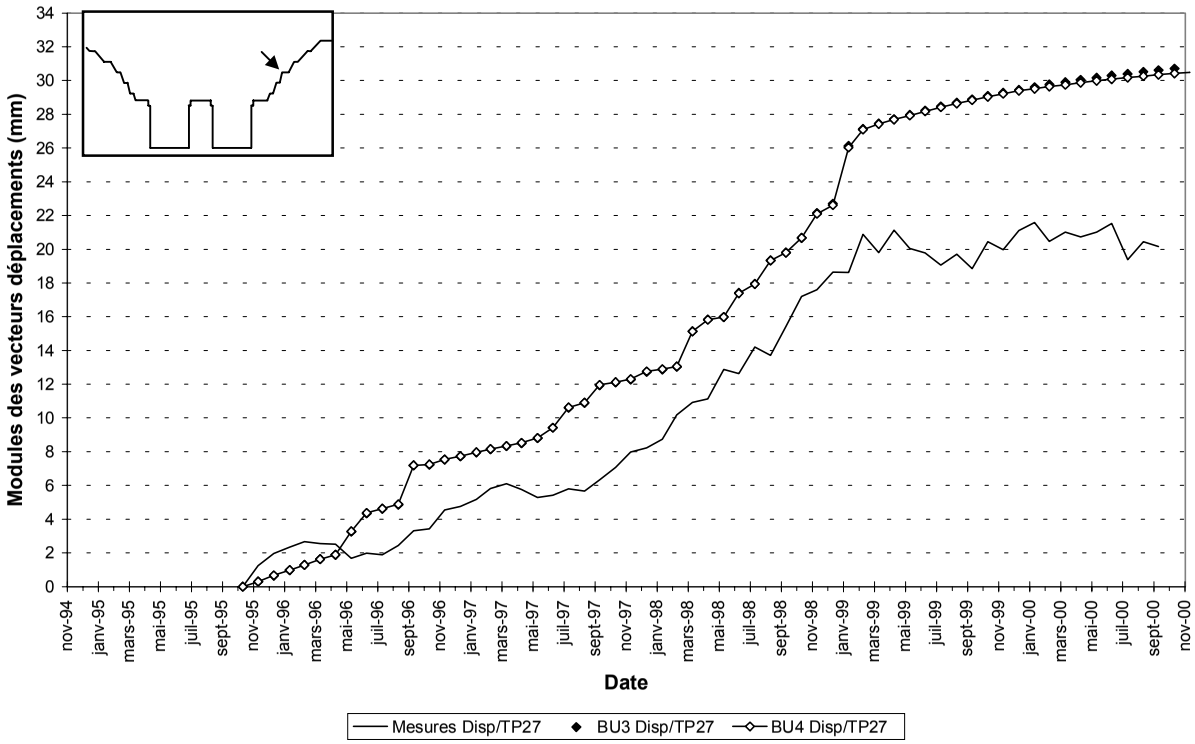

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP29
Mesures Zdisp/TP29
BU3 Ydisp/TP29
BU3 Zdisp/TP29
BU4 Ydisp/TP29
BU4 Zdisp/TP29

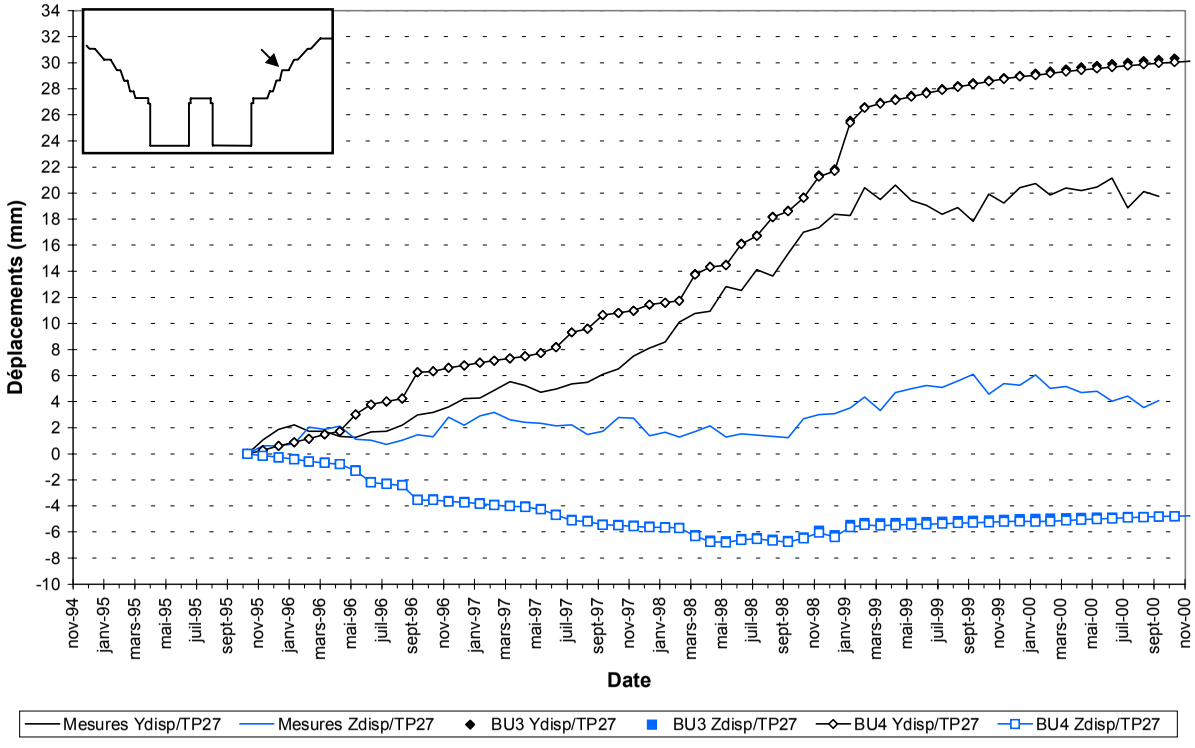
BORNE TP28


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP28
BU3 Disp/TP28
BU4 Disp/TP28

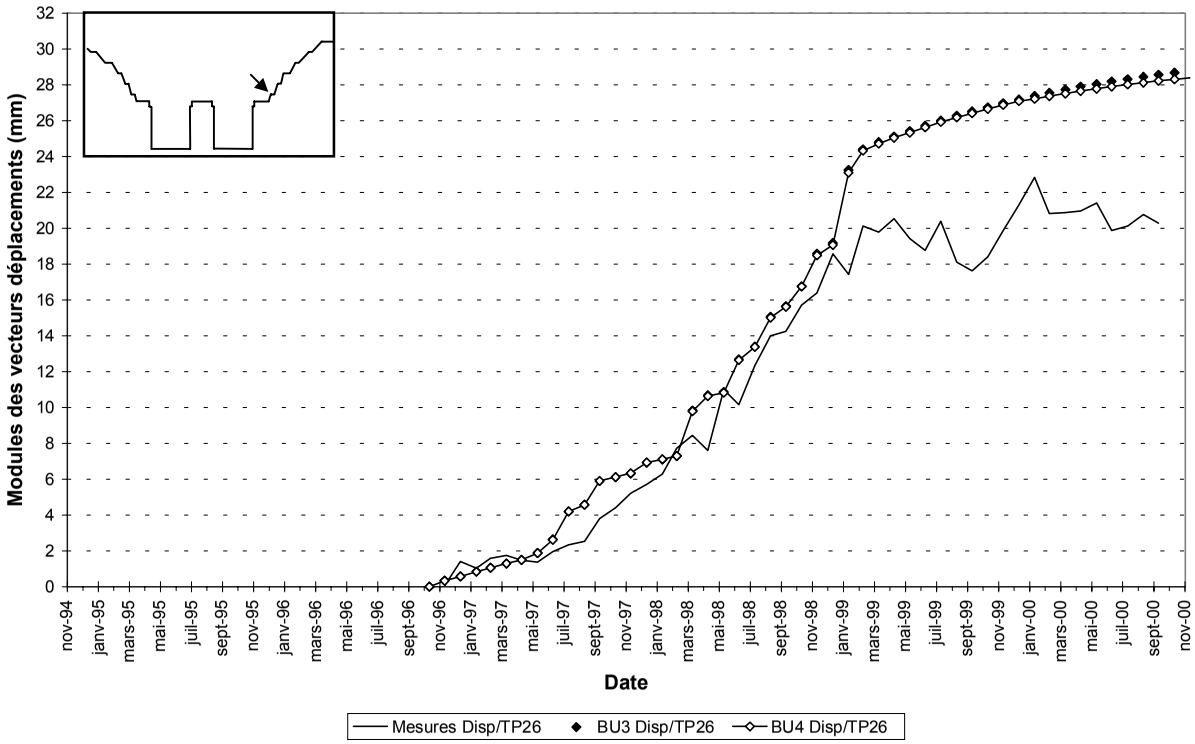

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP28
Mesures Zdisp/TP28
BU3 Ydisp/TP28
BU3 Zdisp/TP28
BU4 Ydisp/TP28
BU4 Zdisp/TP28

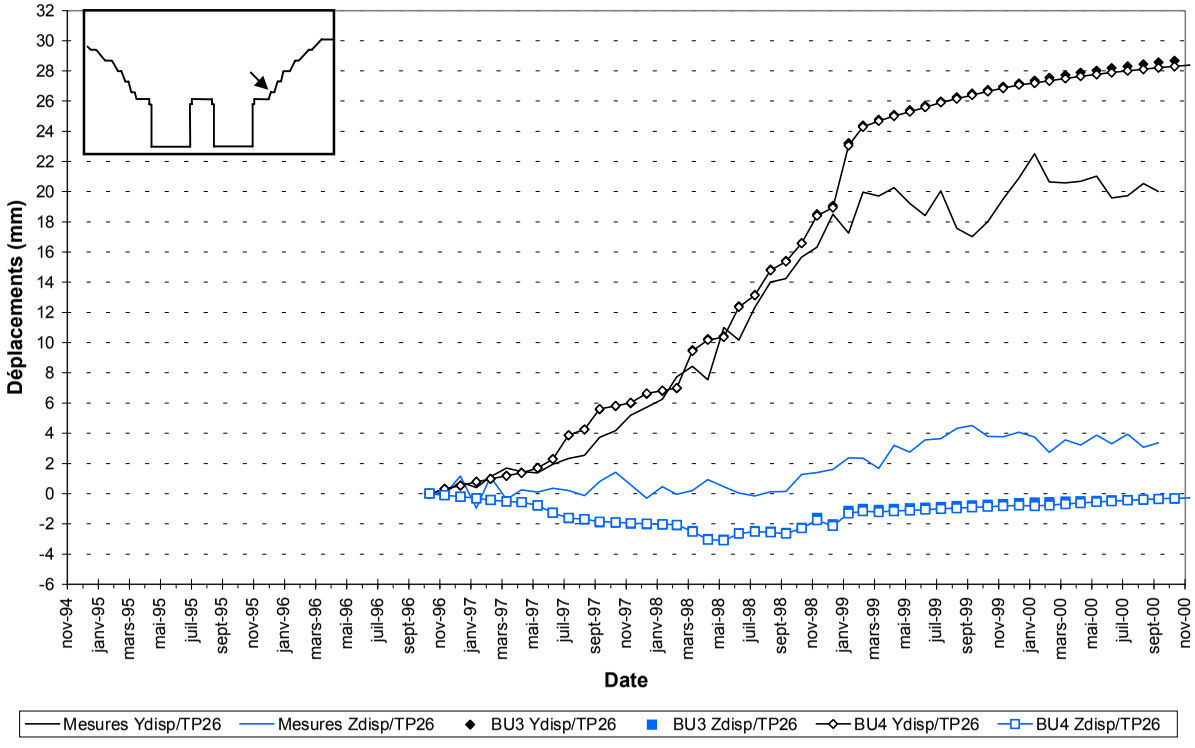
BORNE TP27


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP27
BU3 Disp/TP27
BU4 Disp/TP27

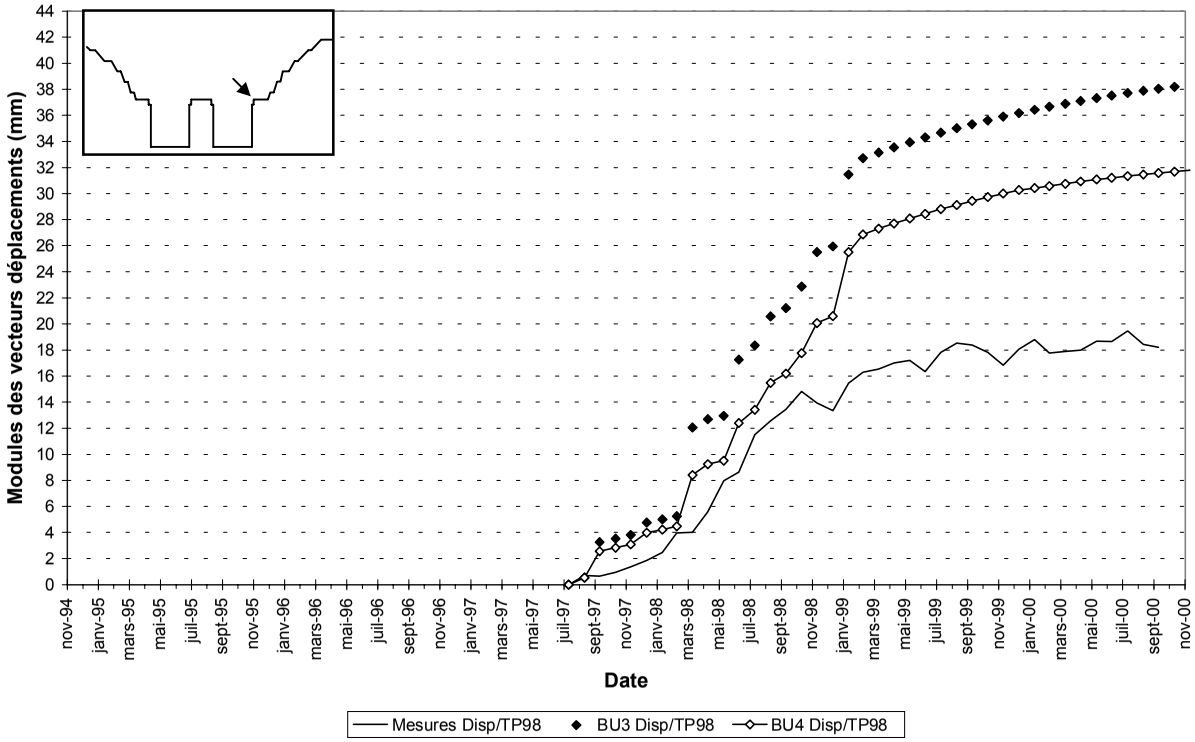

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP27
Mesures Zdisp/TP27
BU3 Ydisp/TP27
BU3 Zdisp/TP27
BU4 Ydisp/TP27
BU4 Zdisp/TP27

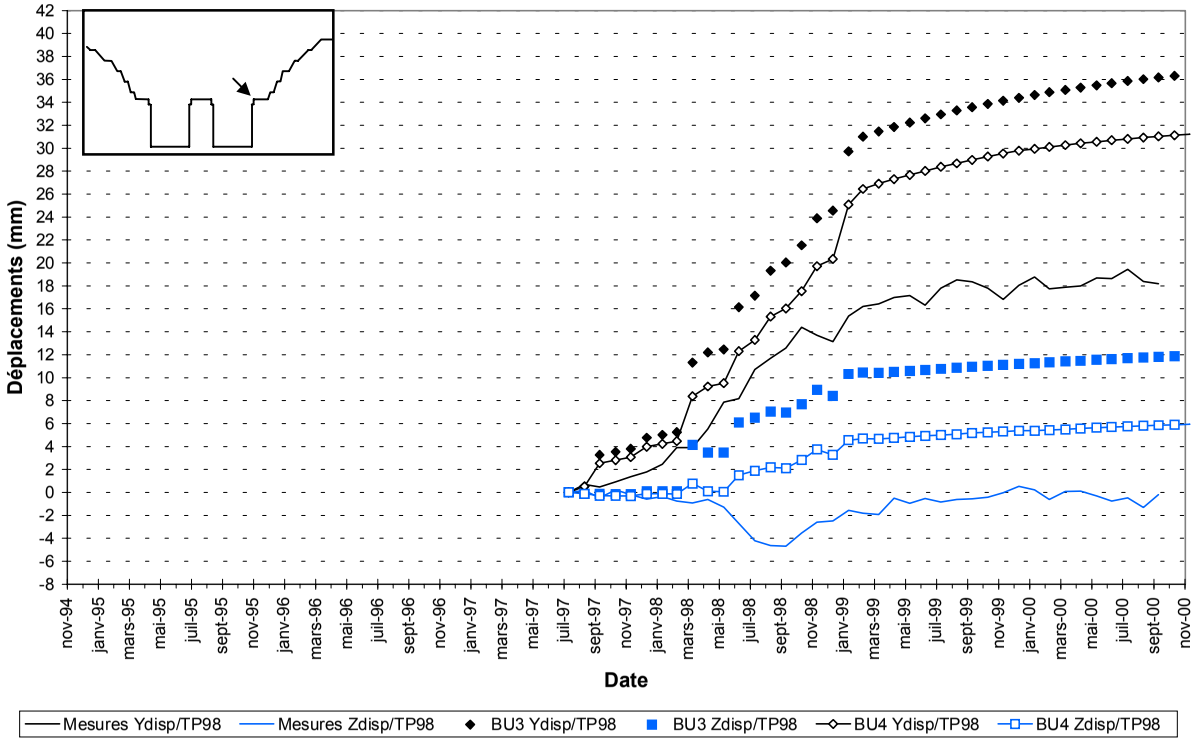
BORNE TP26


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP26
BU3 Disp/TP26
BU4 Disp/TP26

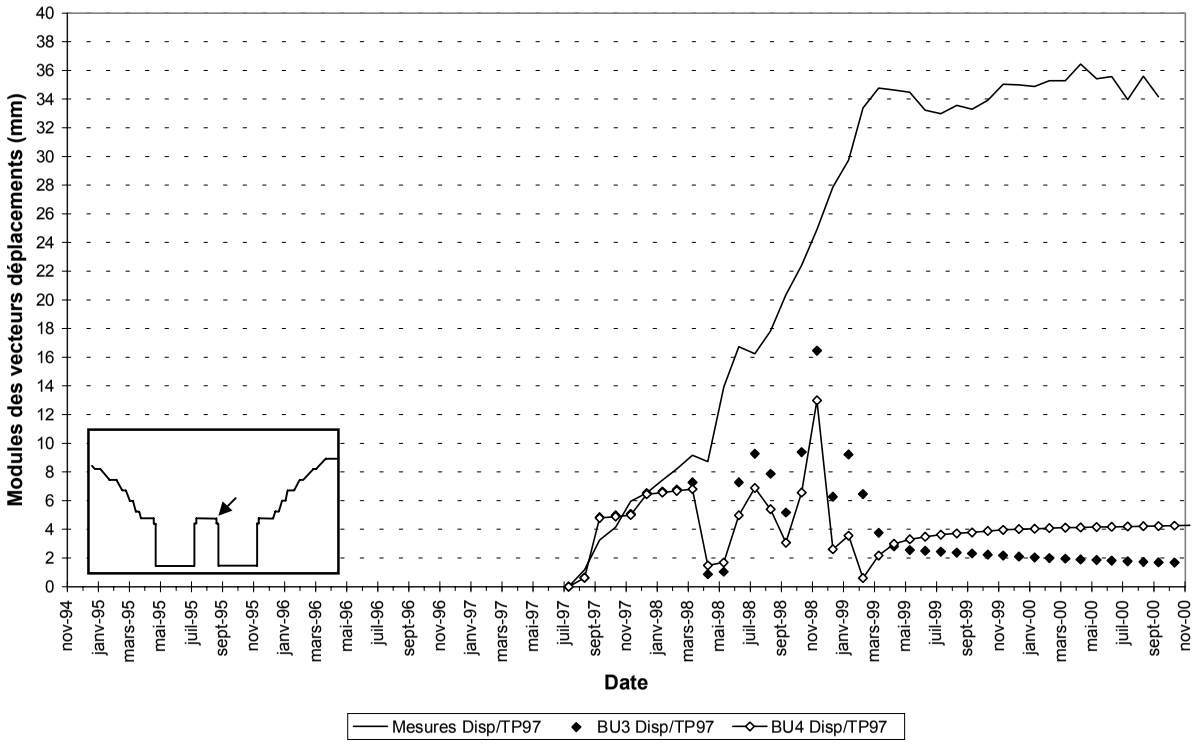

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP26
Mesures Zdisp/TP26
BU3 Ydisp/TP26
BU3 Zdisp/TP26
BU4 Ydisp/TP26
BU4 Zdisp/TP26

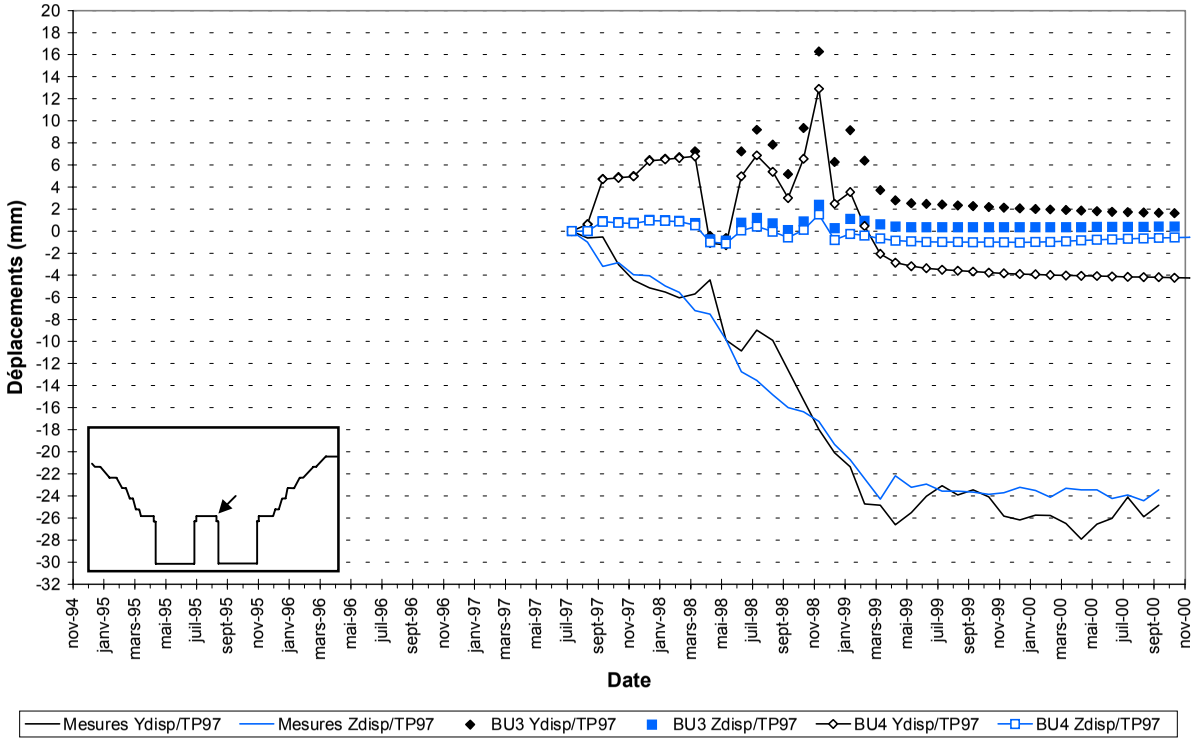
BORNE TP98


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP98
BU3 Disp/TP98
BU4 Disp/TP98

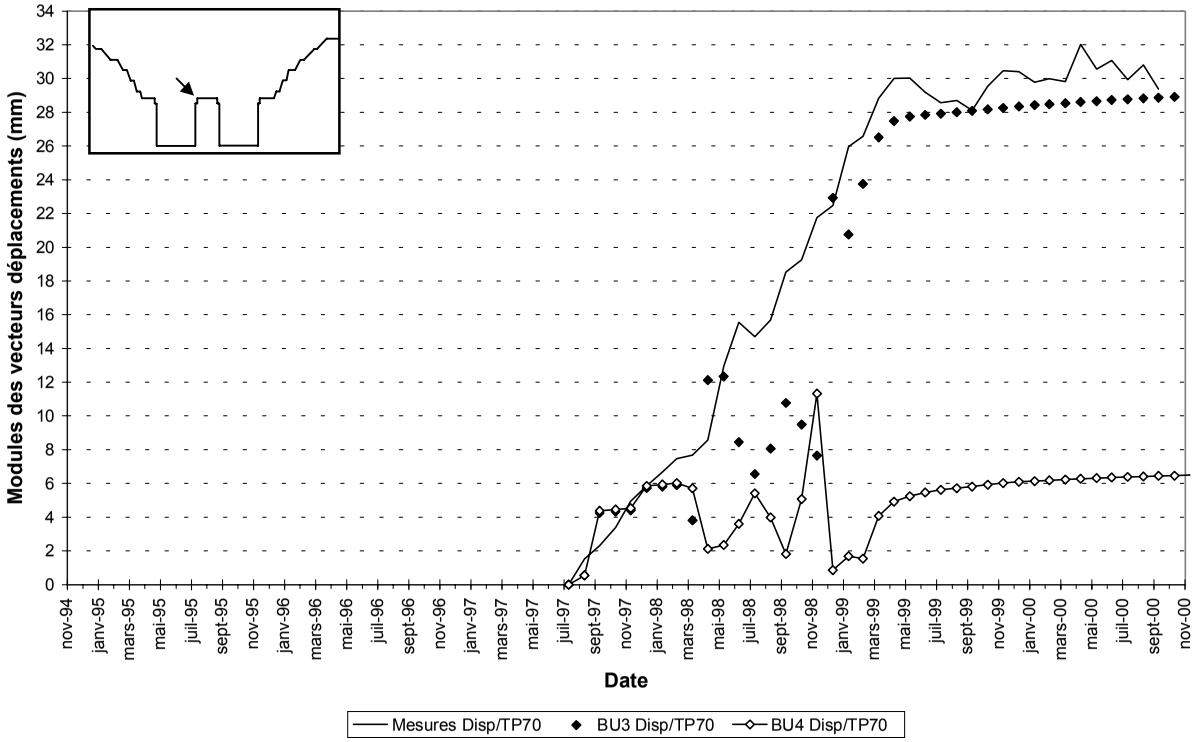

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP98
Mesures Zdisp/TP98
BU3 Ydisp/TP98
BU3 Zdisp/TP98
BU4 Ydisp/TP98
BU4 Zdisp/TP98

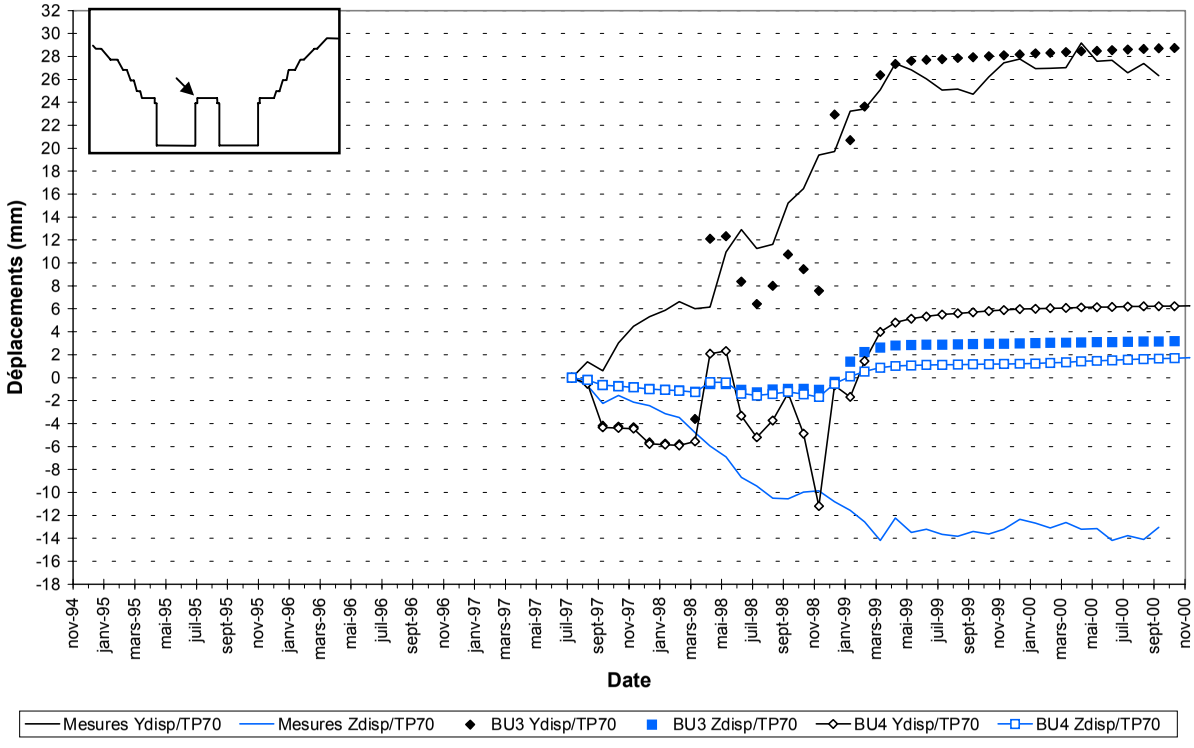
BORNE TP97


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP97
BU3 Disp/TP97
BU4 Disp/TP97

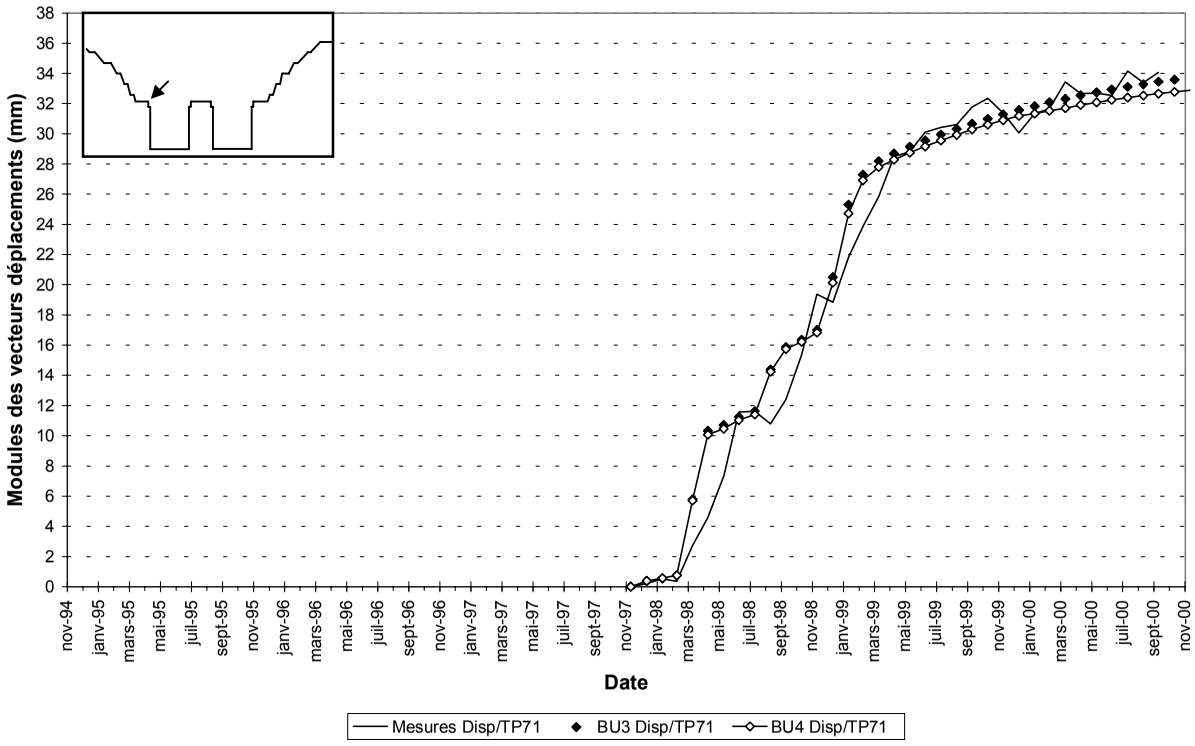

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP97
Mesures Zdisp/TP97
BU3 Ydisp/TP97
BU3 Zdisp/TP97
BU4 Ydisp/TP97
BU4 Zdisp/TP97

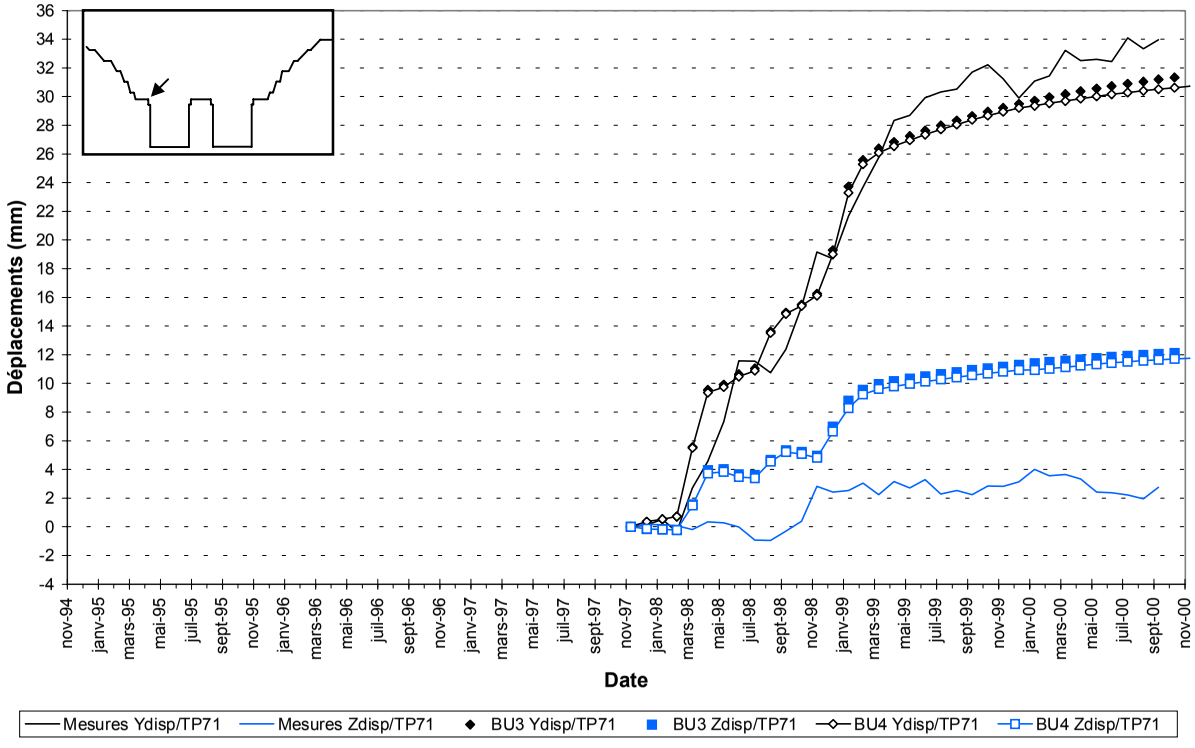
BORNE TP70


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP70
BU3 Disp/TP70
BU4 Disp/TP70

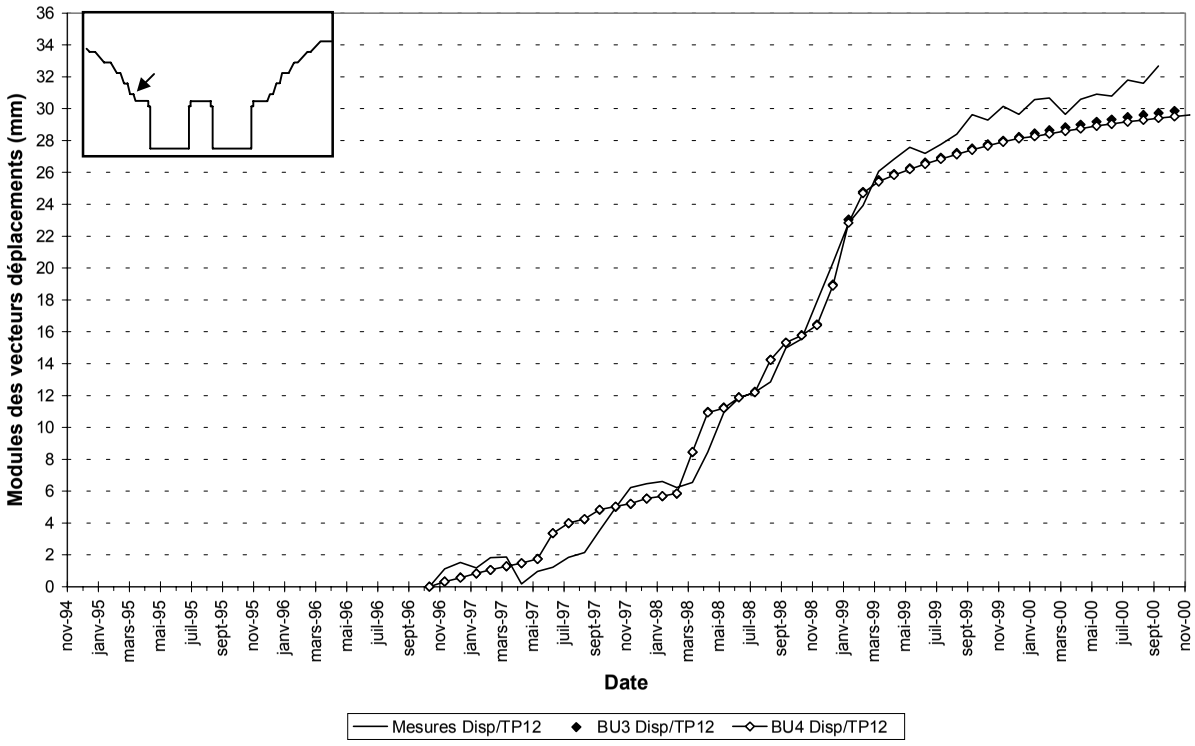

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP70
Mesures Zdisp/TP70
BU3 Ydisp/TP70
BU3 Zdisp/TP70
BU4 Ydisp/TP70
BU4 Zdisp/TP70

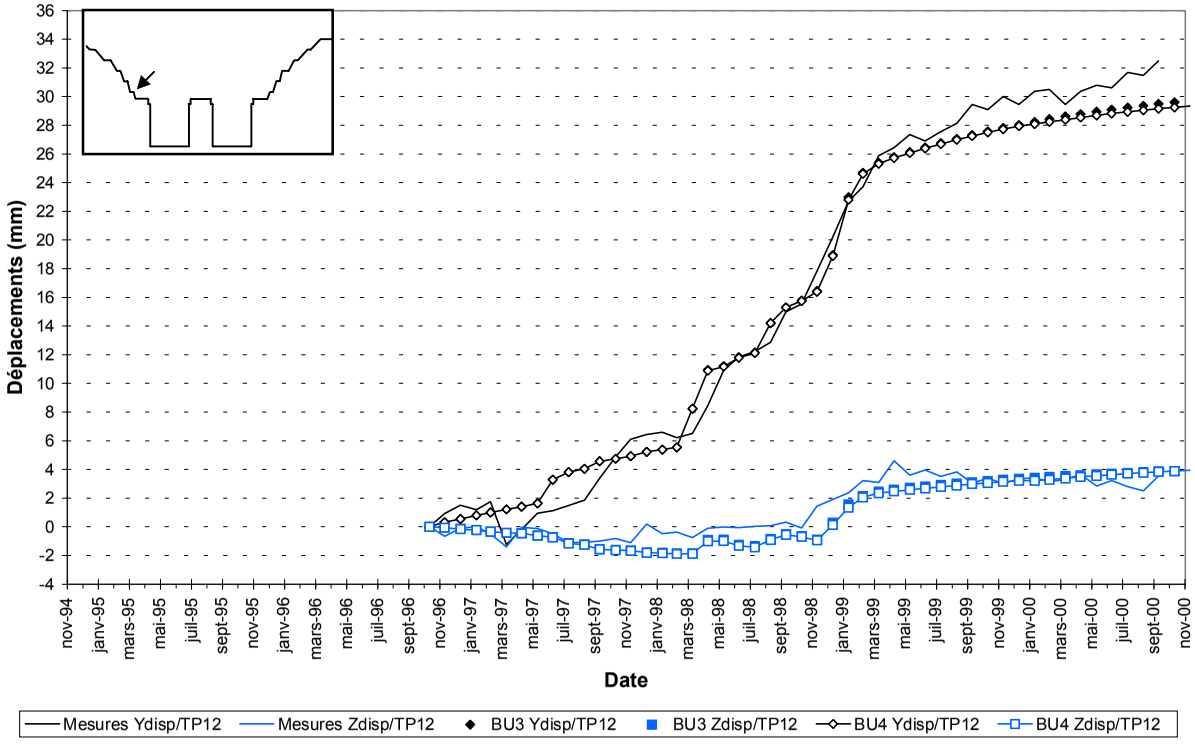
BORNE TP71


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP71
BU3 Disp/TP71
BU4 Disp/TP71

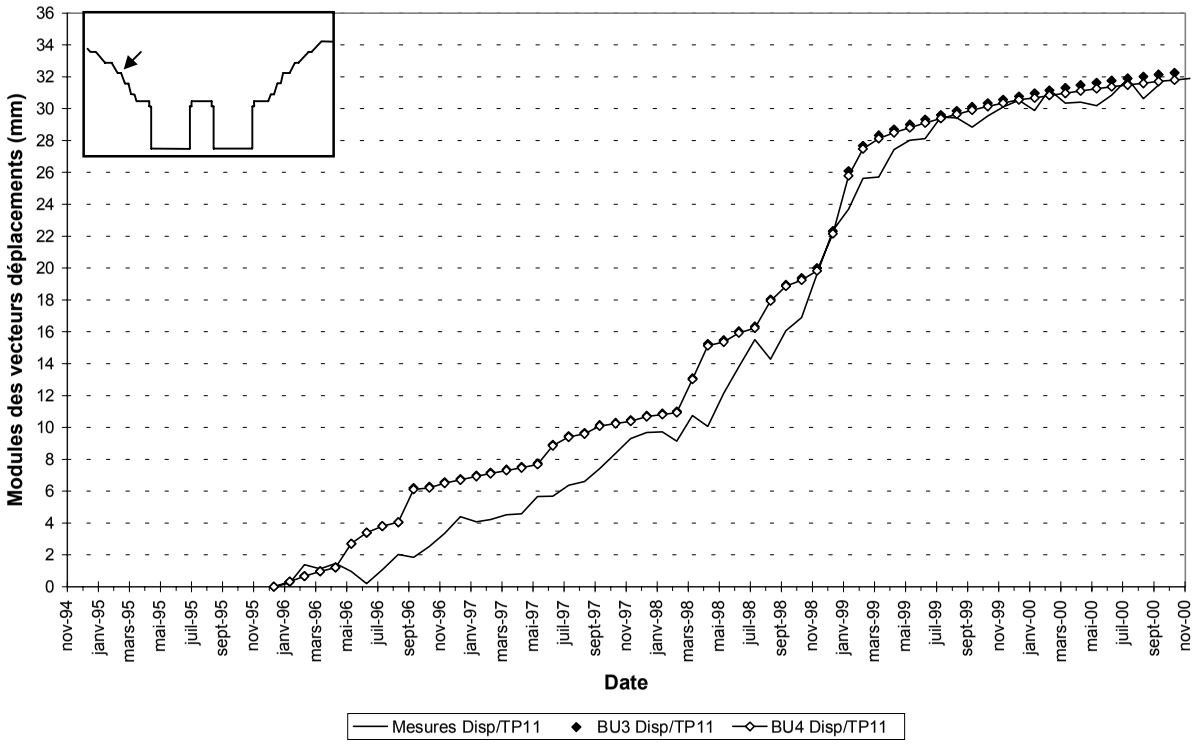

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP71
Mesures Zdisp/TP71
BU3 Ydisp/TP71
BU3 Zdisp/TP71
BU4 Ydisp/TP71
BU4 Zdisp/TP71

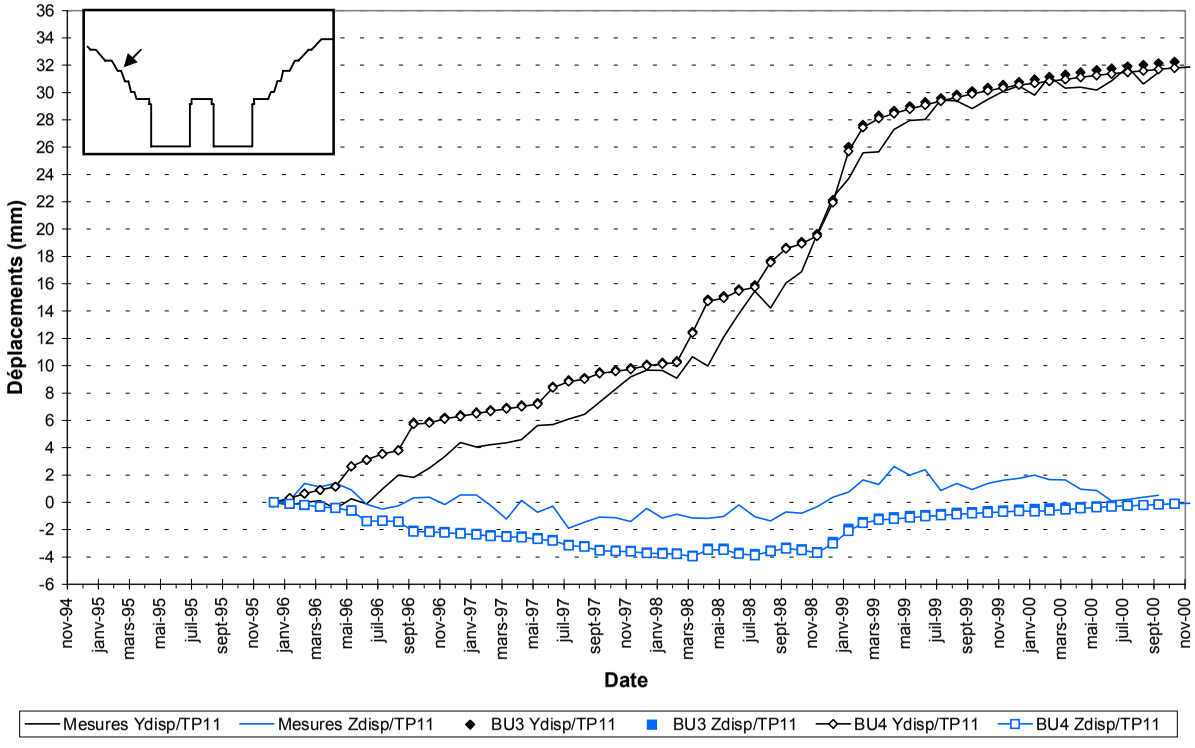
BORNE TP12


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP12
BU3 Disp/TP12
BU4 Disp/TP12

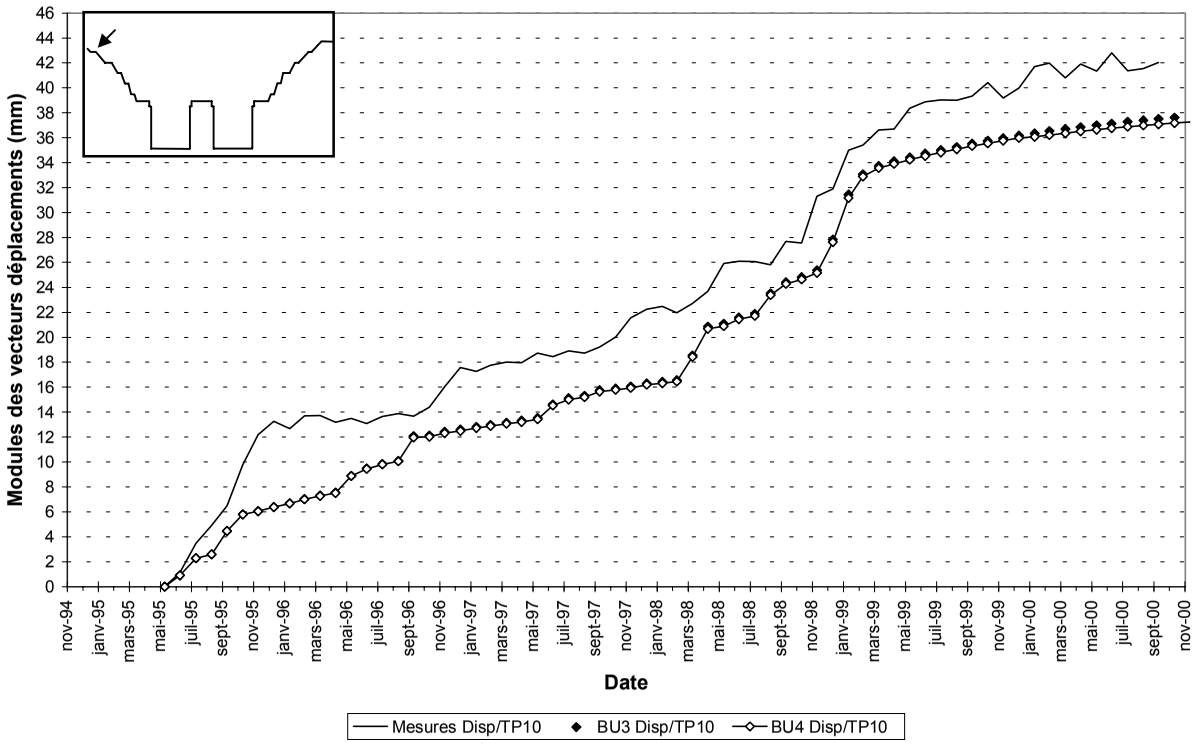

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP12
Mesures Zdisp/TP12
BU3 Ydisp/TP12
BU3 Zdisp/TP12
BU4 Ydisp/TP12
BU4 Zdisp/TP12

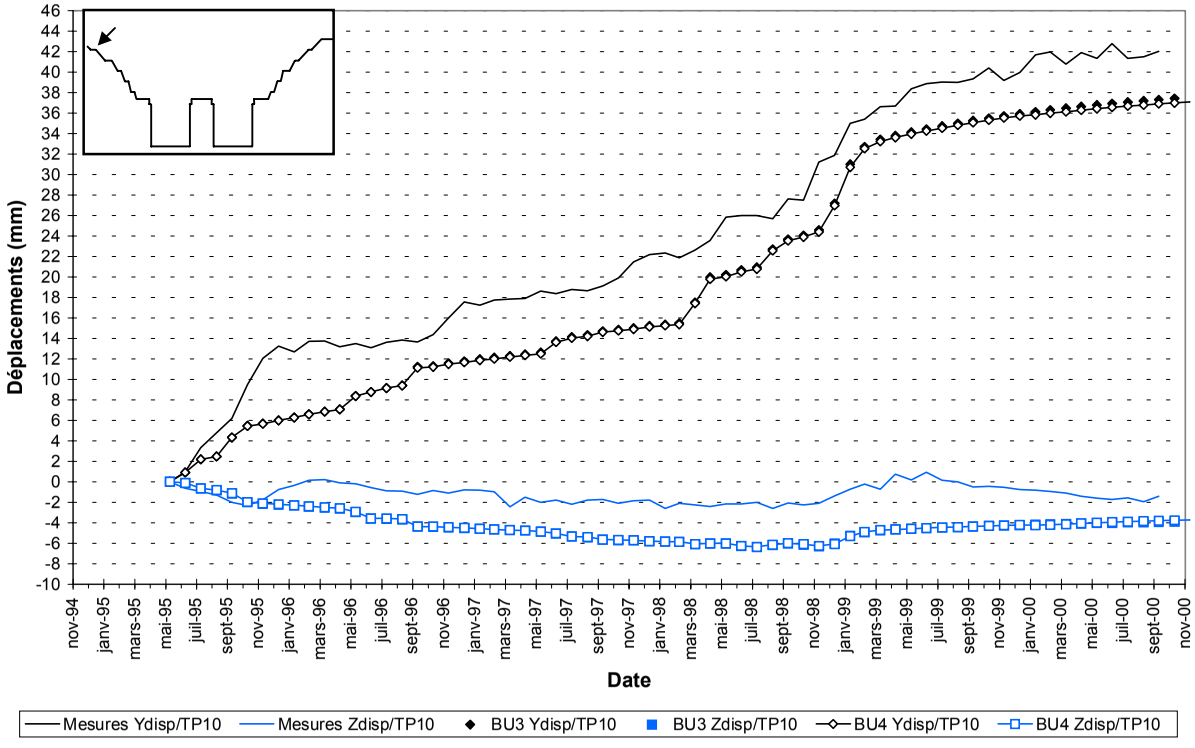
BORNE TP11


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP11
BU3 Disp/TP11
BU4 Disp/TP11


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP11
Mesures Zdisp/TP11
BU3 Ydisp/TP11
BU3 Zdisp/TP11
BU4 Ydisp/TP11
BU4 Zdisp/TP11

BORNE TP10


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP10
BU3 Disp/TP10
BU4 Disp/TP10


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP10
Mesures Zdisp/TP10
BU3 Ydisp/TP10
BU3 Zdisp/TP10
BU4 Ydisp/TP10
BU4 Zdisp/TP10

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger avec renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

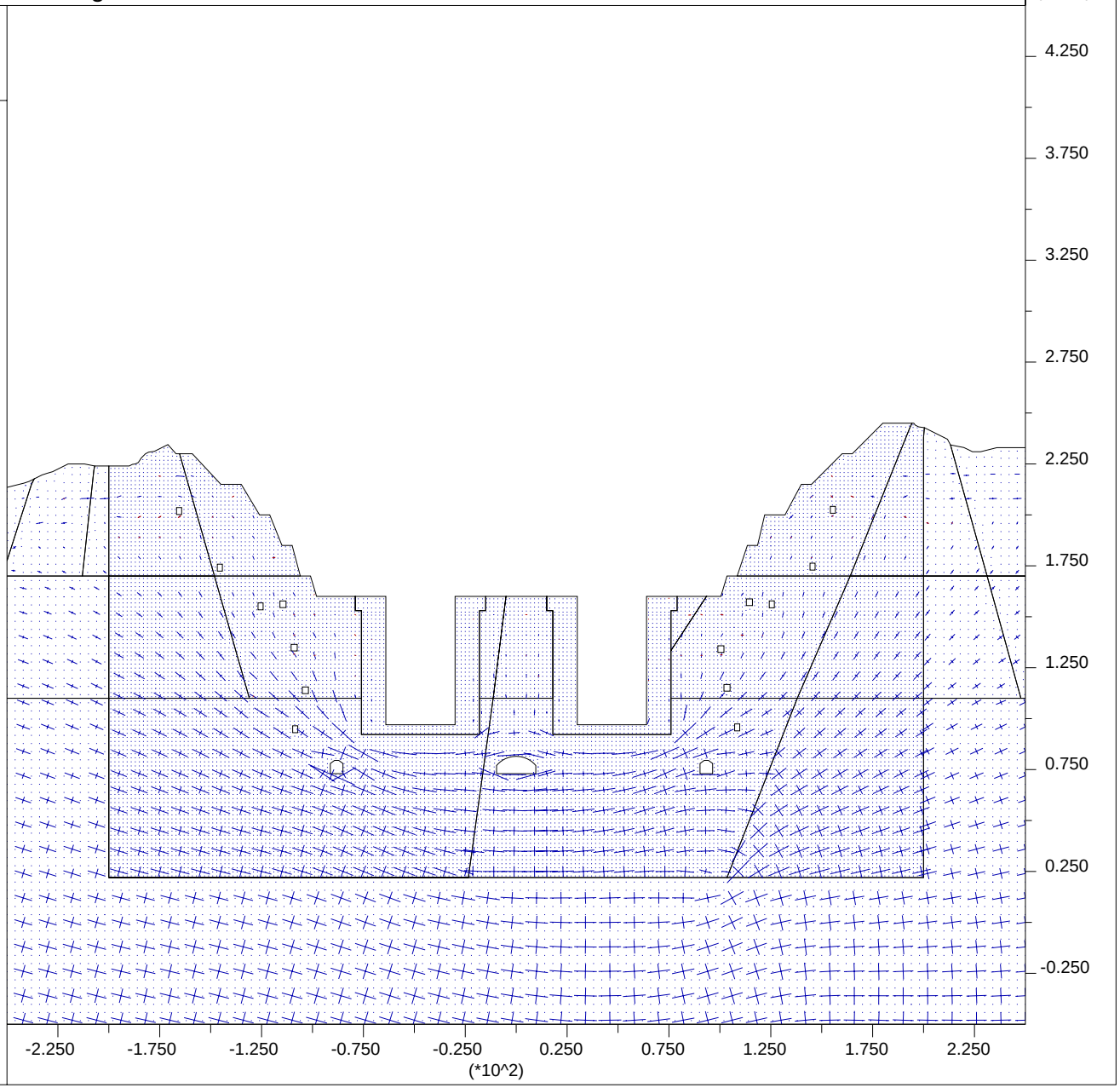
LEGEND

step 247770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Principal stresses
Max. Value = 2.016E+07

0 1E 8

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger avec renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

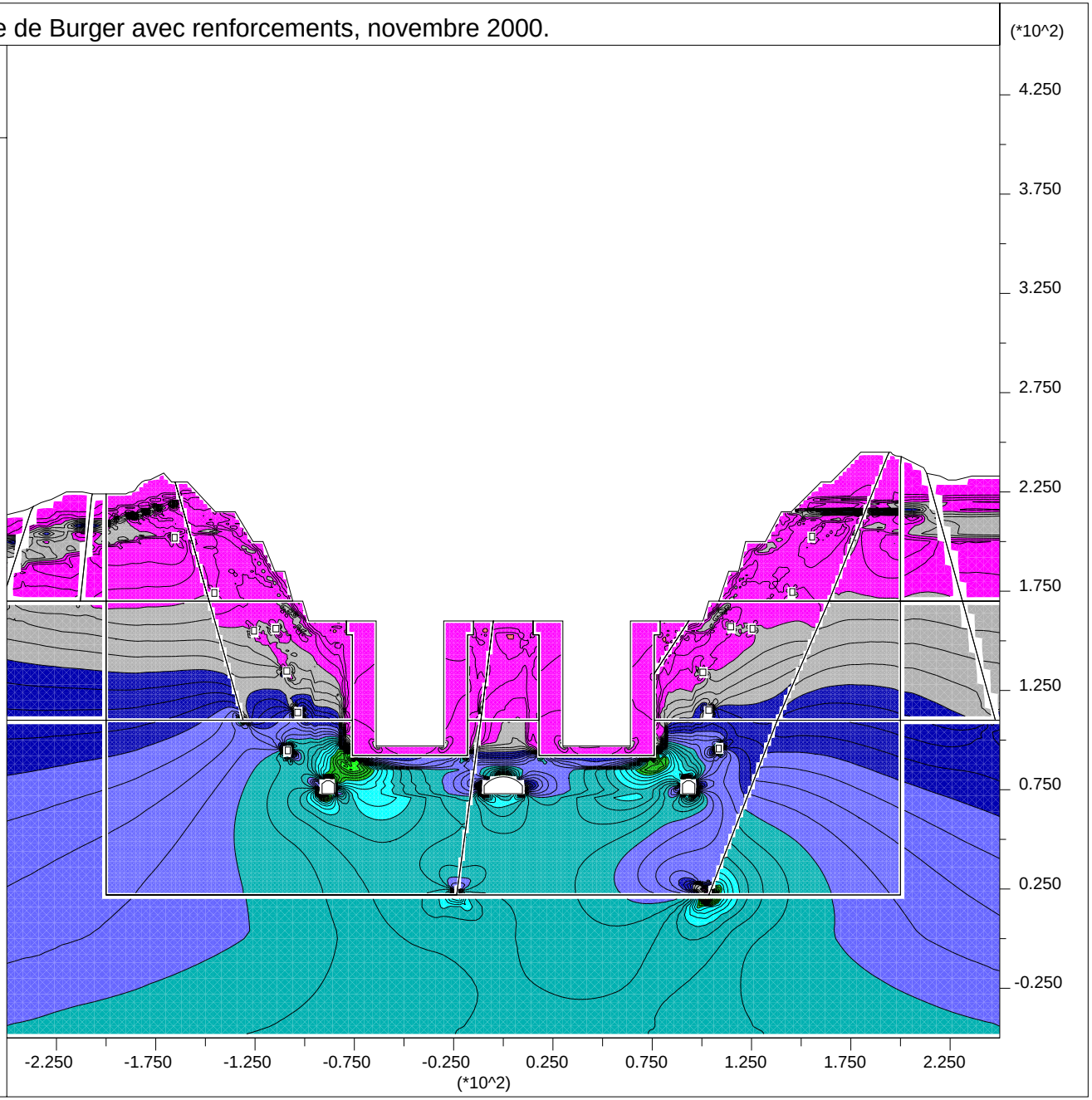
LEGEND

step 247770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Maximum principal stress
-2.20E+07
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -2.30E+07
Maximum: 0.00E+00

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger avec renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

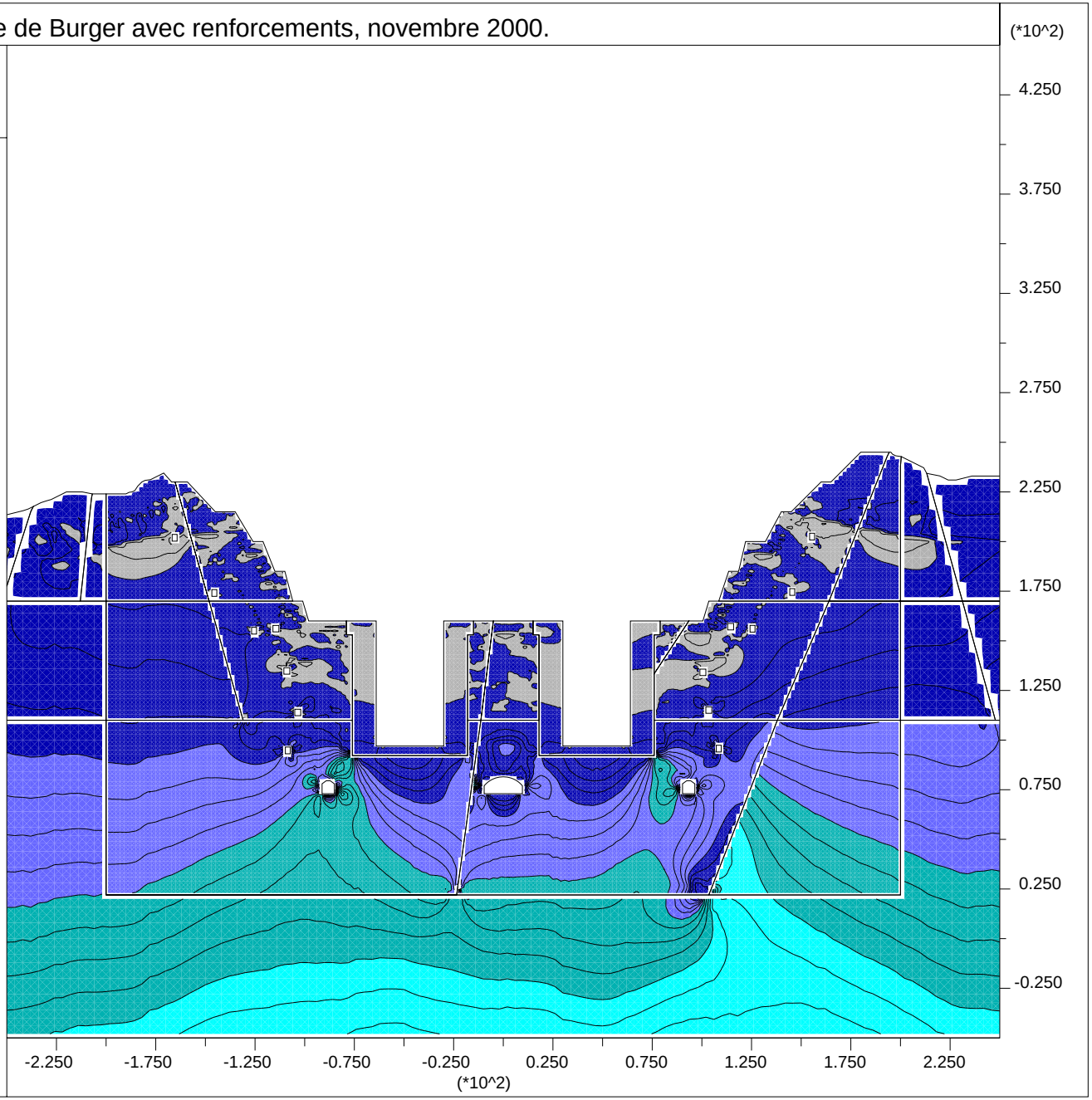
LEGEND

step 247770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Minimum principal stress
-1.80E+07
-1.40E+07
-1.00E+07
-6.00E+06
-2.00E+06
2.00E+06
Contour interval= 2.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -1.65E+07
Maximum: 1.00E+06

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger avec renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

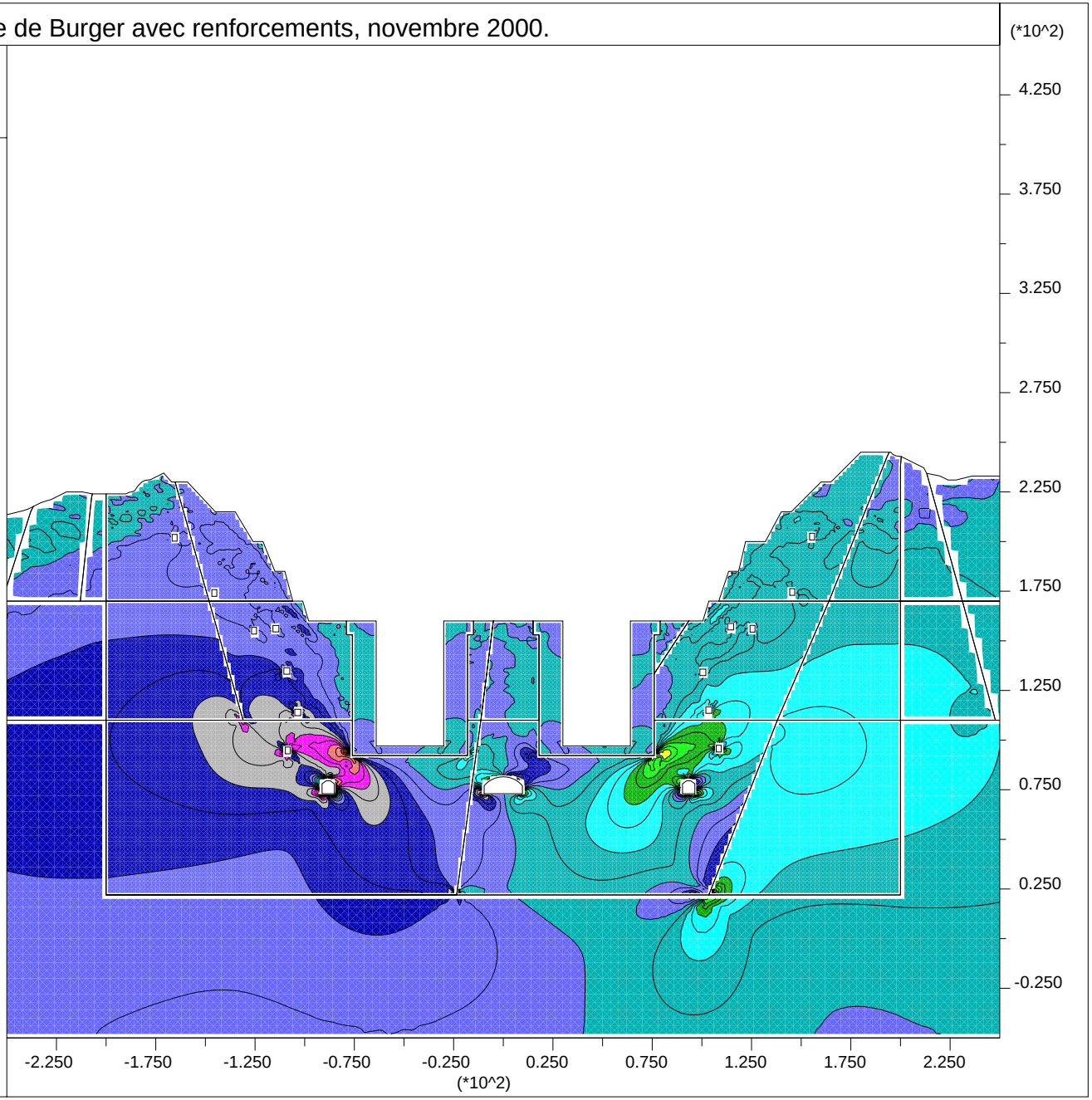
LEGEND

step 247770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

XY-stress contours
-7.00E+06
-5.00E+06
-3.00E+06
-1.00E+06
1.00E+06
3.00E+06
5.00E+06
7.00E+06
Contour interval= 1.00E+06

Contour interval= 5.00E+05
Minimum: -7.50E+06
Maximum: 5.50E+06

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele BU4 (Burger avec renforcements), novembre 2000.

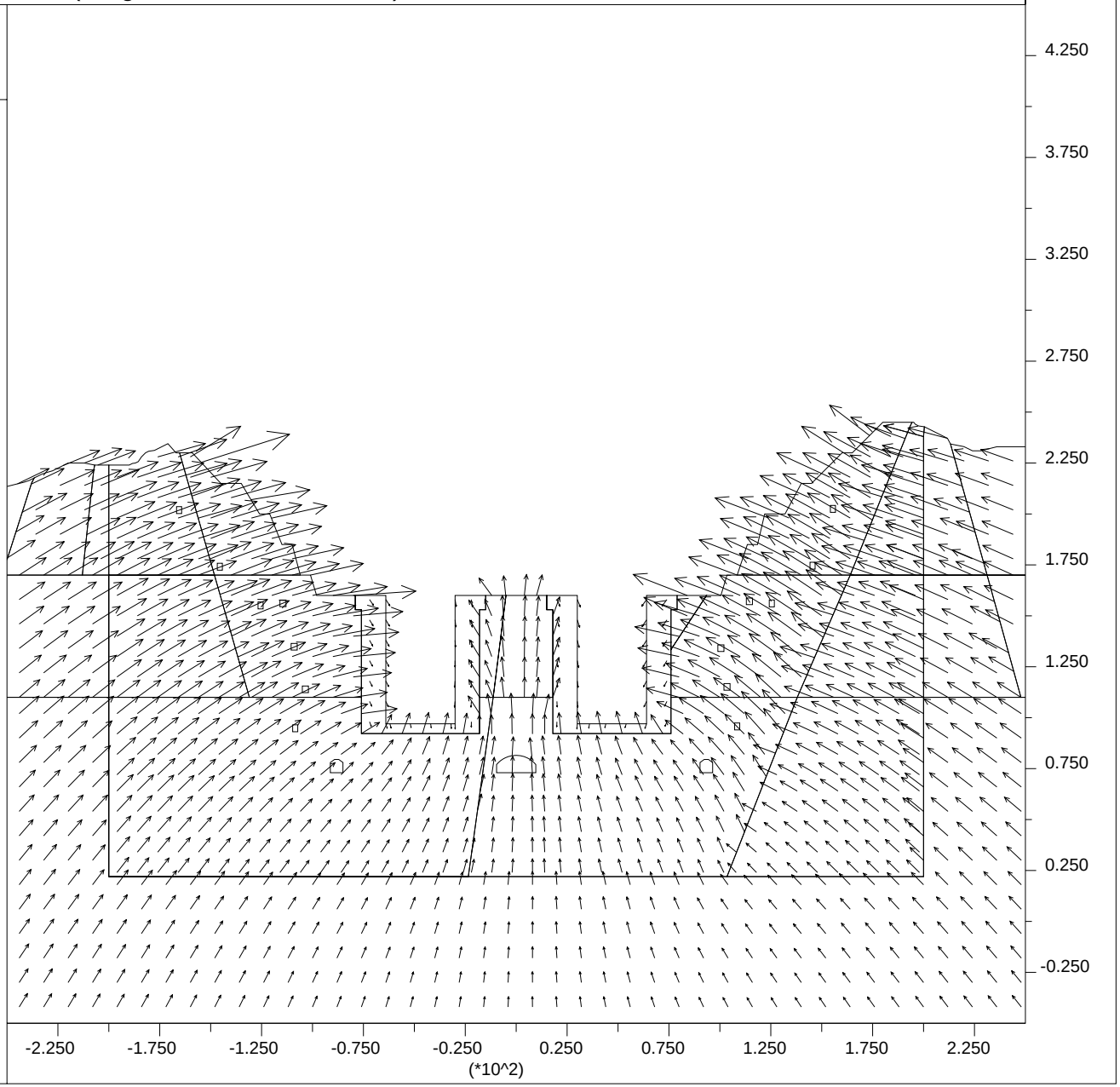
FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 247770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Displacement vectors
Max Vector = 9.251E-02
0 2E -1

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger avec renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

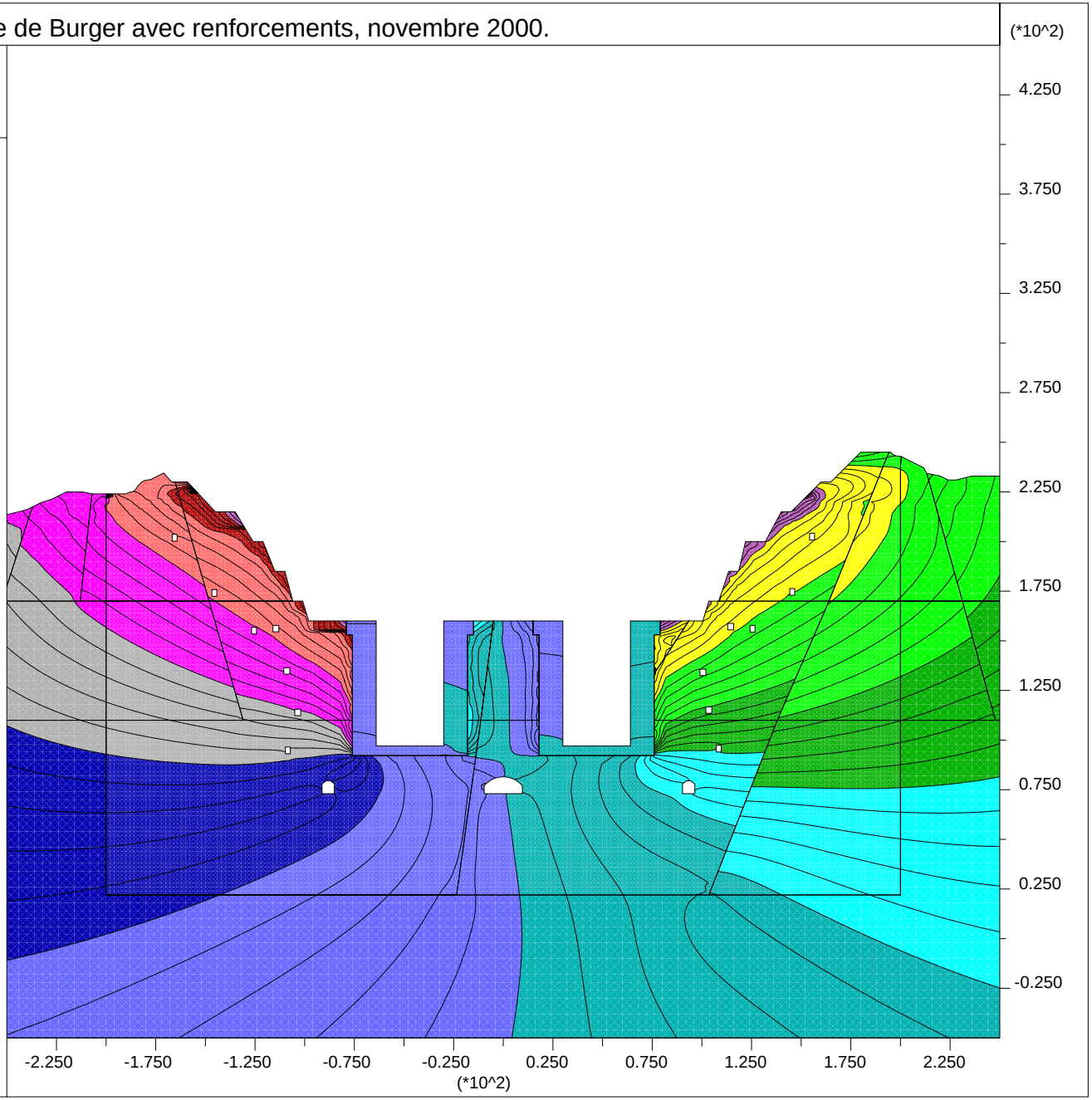
LEGEND

step 247770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

X-displacement contours
-7.00E-02
-5.00E-02
-3.00E-02
-1.00E-02
1.00E-02
3.00E-02
5.00E-02
7.00E-02
9.00E-02
Contour interval= 1.00E-02

Contour interval= 2.00E-03
Minimum: -6.80E-02
Maximum: 8.80E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele de Burger avec renforcements, novembre 2000.

FLAC (Version 3.40)

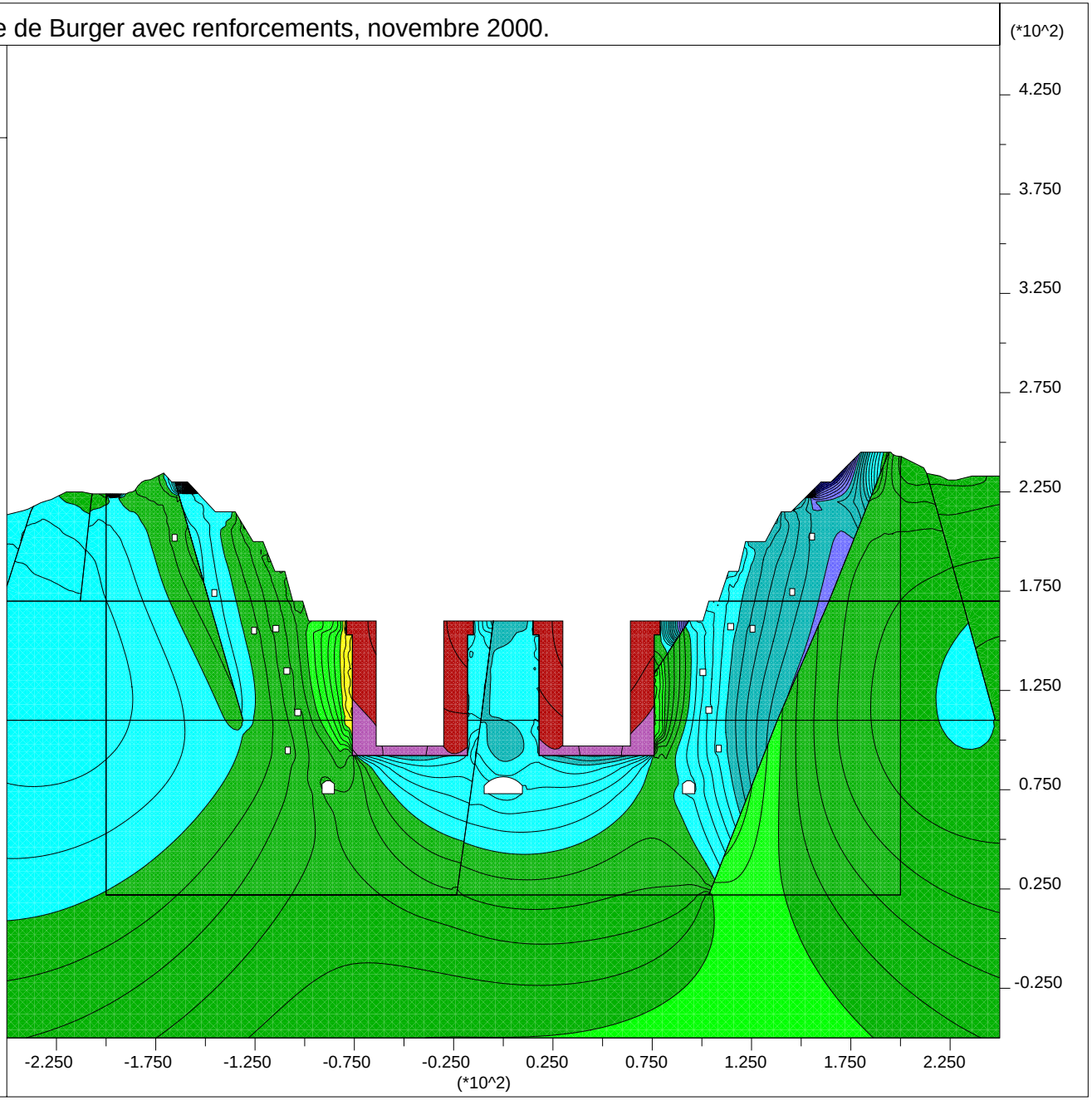
LEGEND

step 247770
Creep Time 2.2206E+08
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Y-displacement contours
-1.00E-02
0.00E+00
1.00E-02
2.00E-02
3.00E-02
4.00E-02
5.00E-02
6.00E-02
Contour interval= 5.00E-03

Contour interval= 1.00E-03
Minimum: -7.00E-03
Maximum: 5.30E-02

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC

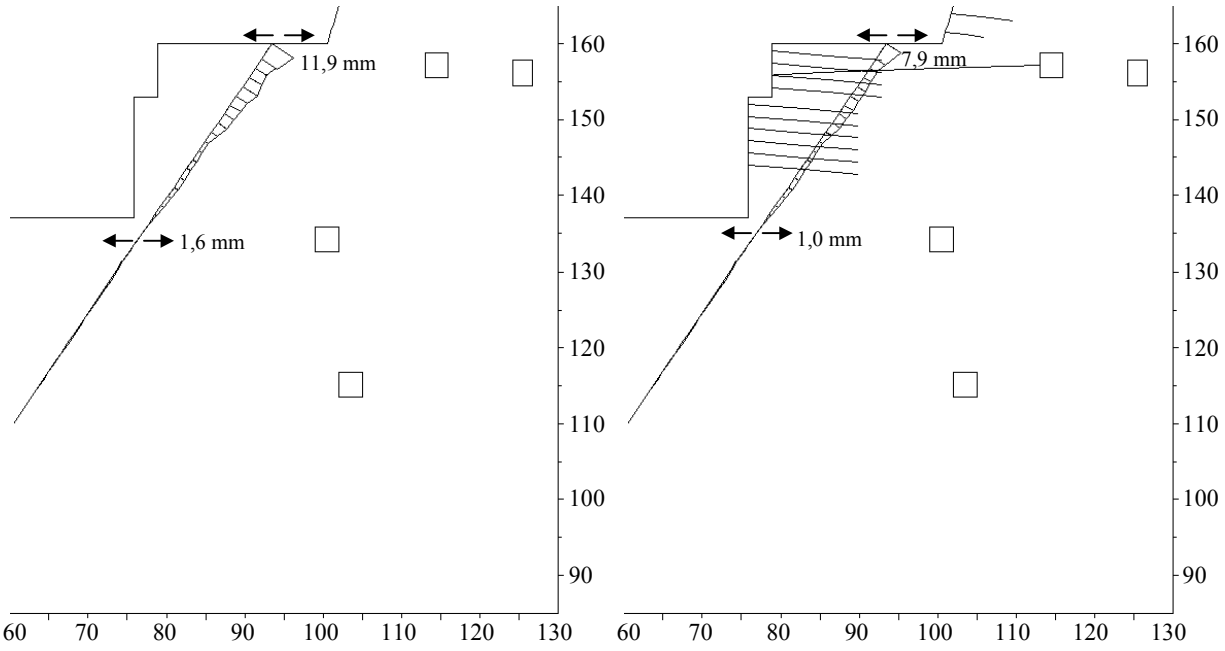


Annexe E-7

Influence des éléments de renforcement

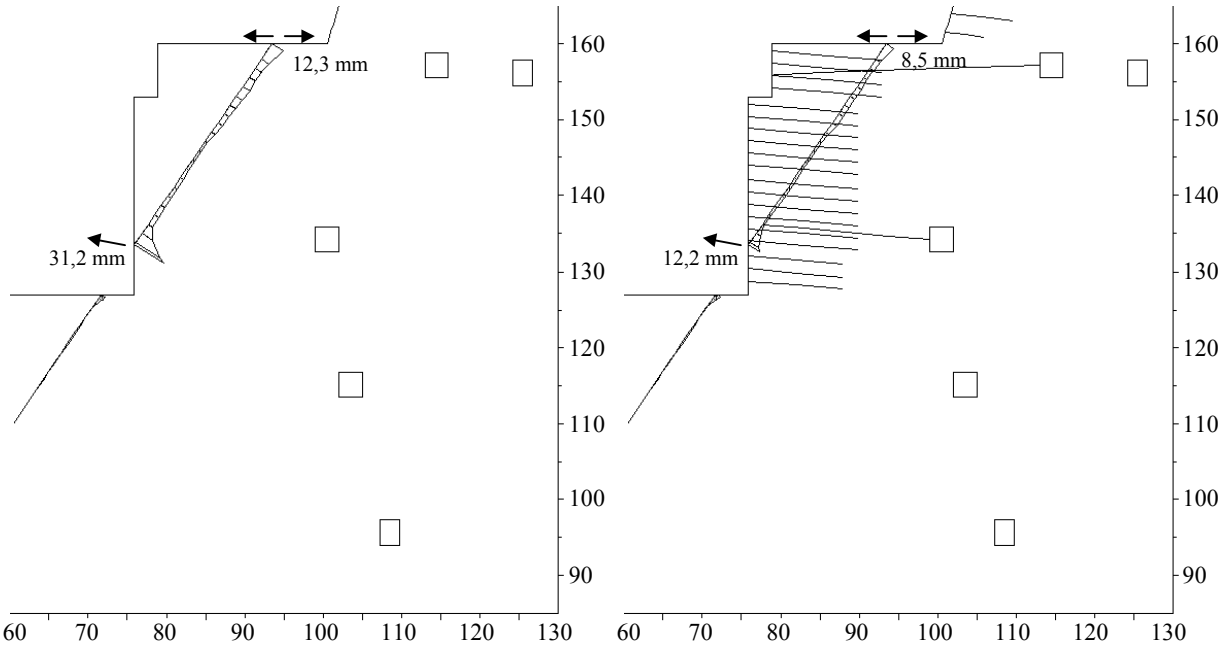
sur le comportement mécanique des failles F1 et F5

- ⇨ Ouverture des joints au niveau de la faille F1, entre décembre 1997 et novembre 2000
- ⇨ Déplacement tangentiel cumulé et plasticité le long de la faille F1, entre décembre 1997 et novembre 2000
- ⇨ Ouverture des joints au niveau de la faille F5, entre décembre 1997 et novembre 2000
- ⇨ Déplacement tangentiel cumulé et plasticité le long de la faille F5, entre décembre 1997 et novembre 2000.



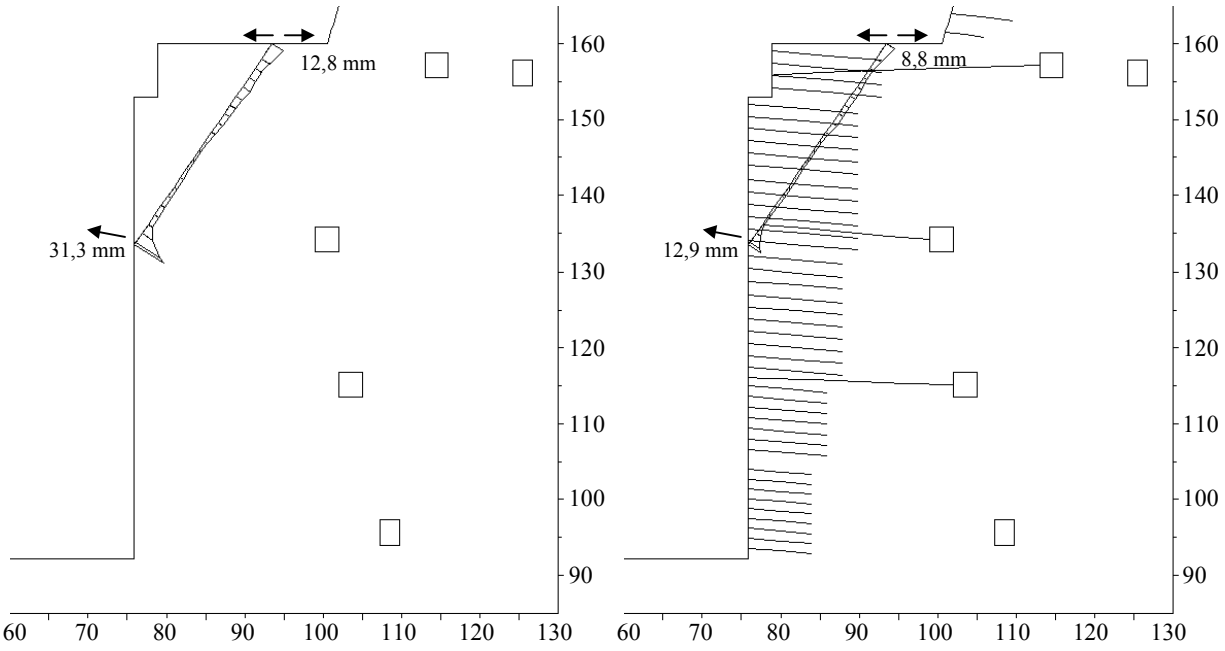
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Ouverture des joints au niveau de la faille F1, en décembre 1997.



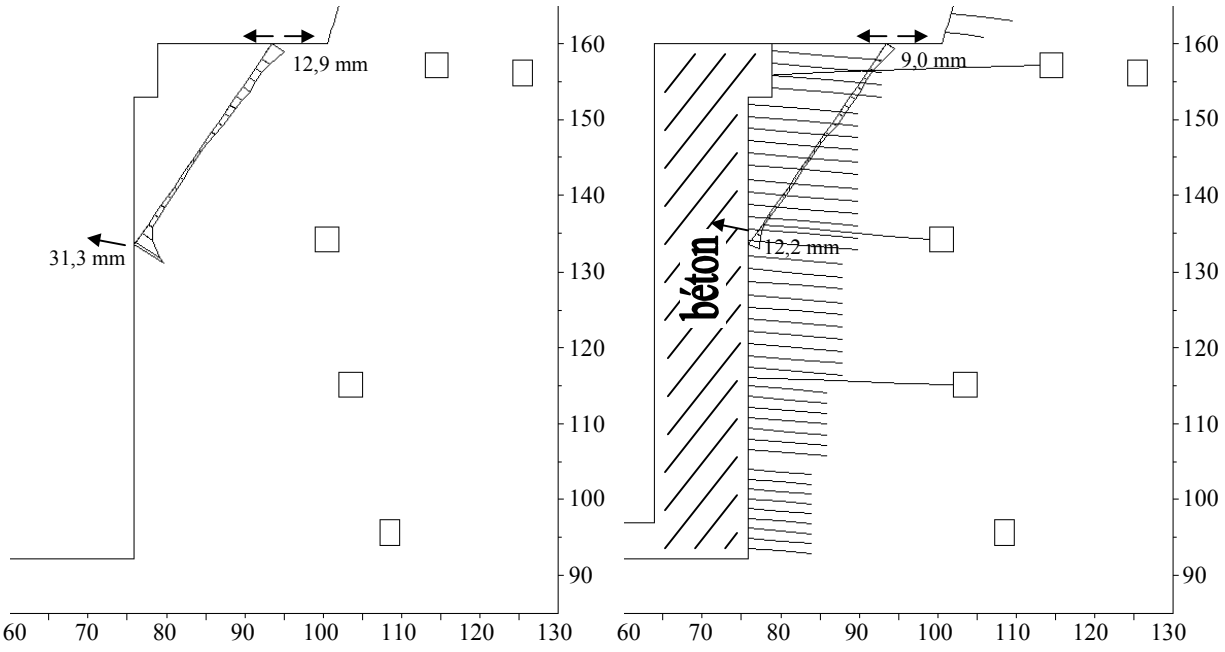
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Ouverture des joints au niveau de la faille F1, en juin 1998.



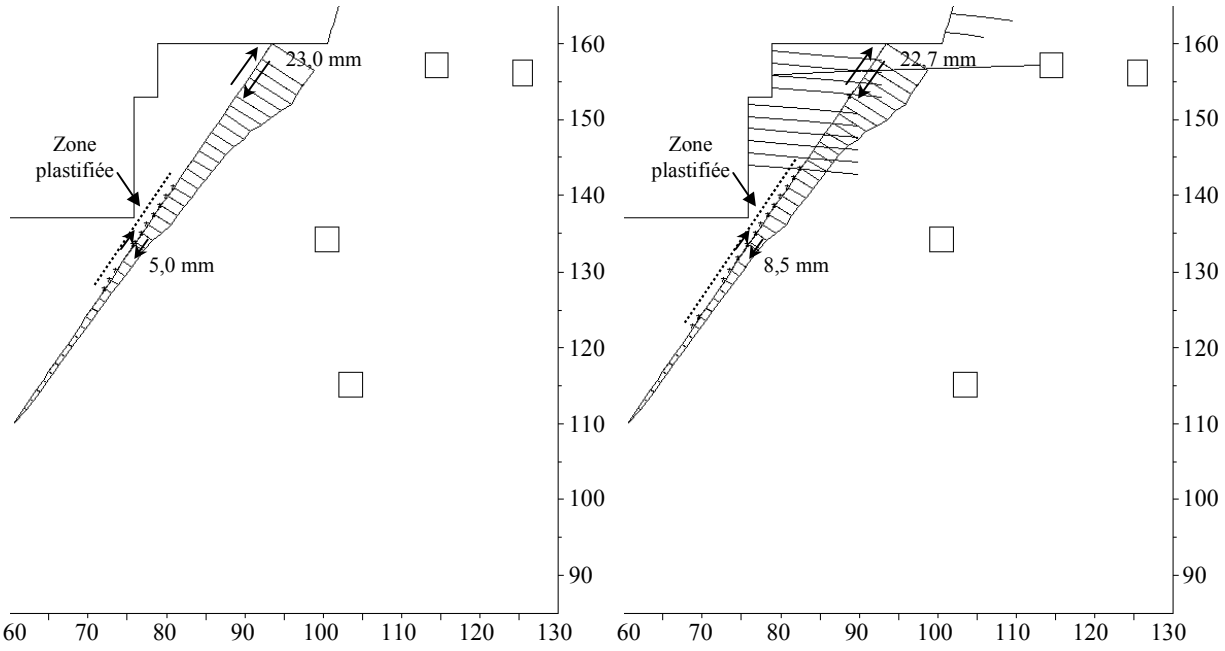
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Ouverture des joints au niveau de la faille F1, en mai 1999.



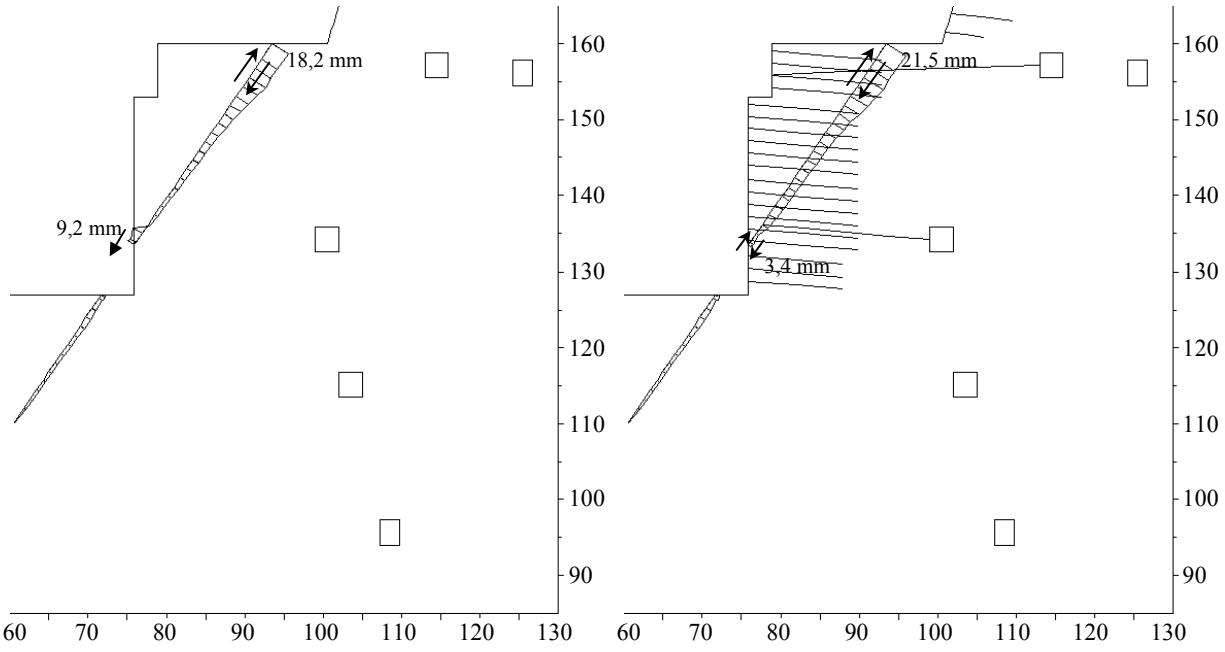
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Ouverture des joints au niveau de la faille F1, en novembre 2000.



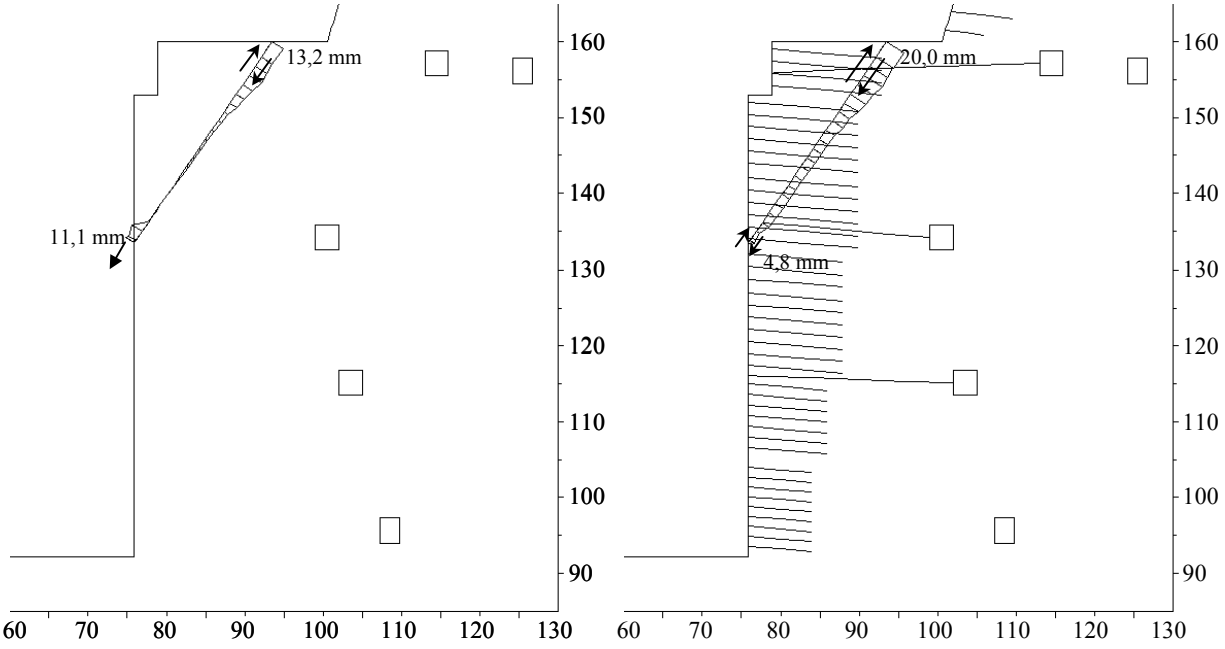
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Déplacement tangentiel cumulé le long de la faille F1, en décembre 1997.



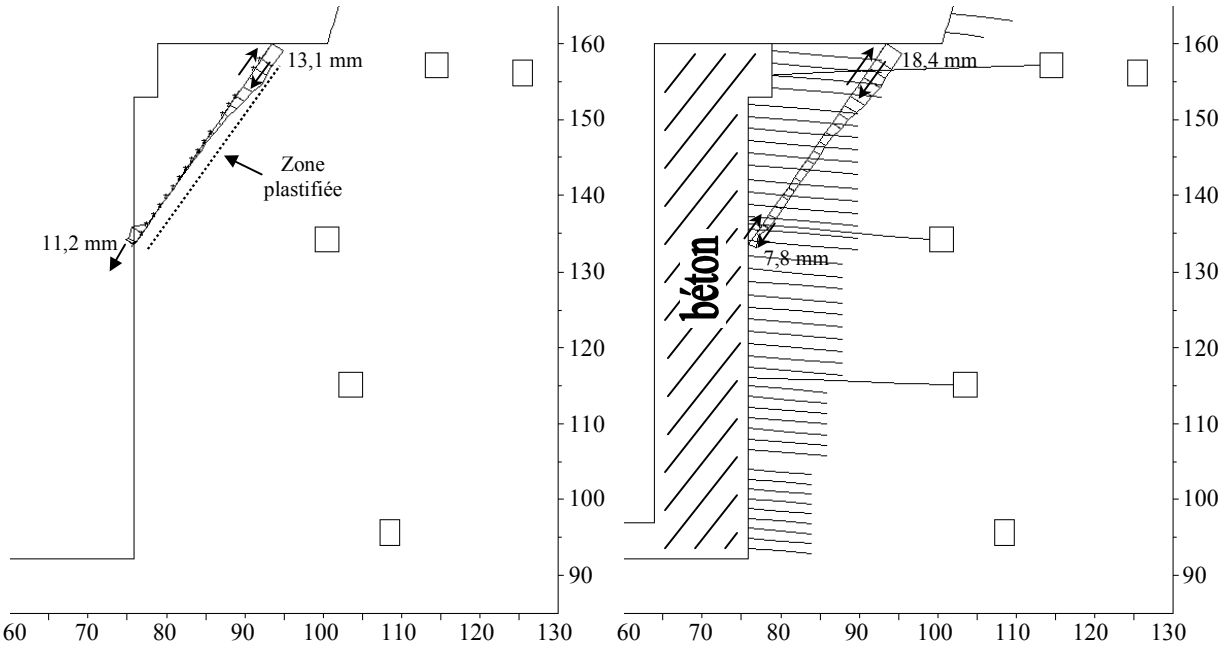
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Déplacement tangentiel cumulé le long de la faille F1, en juin 1998.



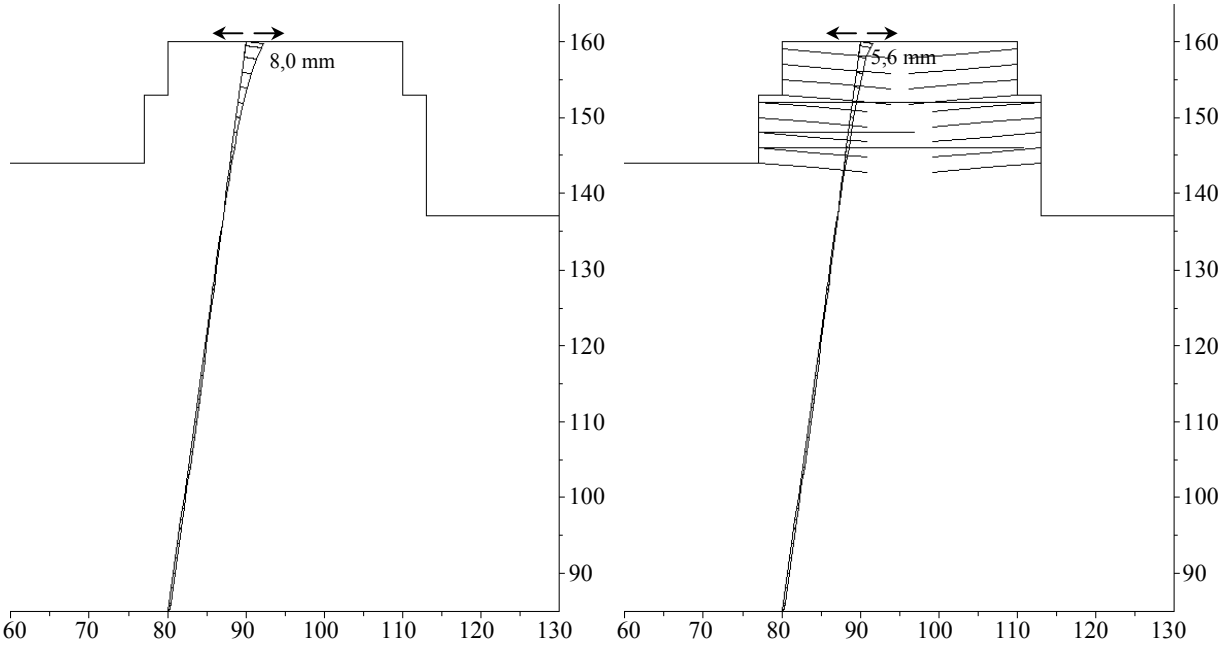
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Déplacement tangentiel cumulé le long de la faille F1, en mai 1999.



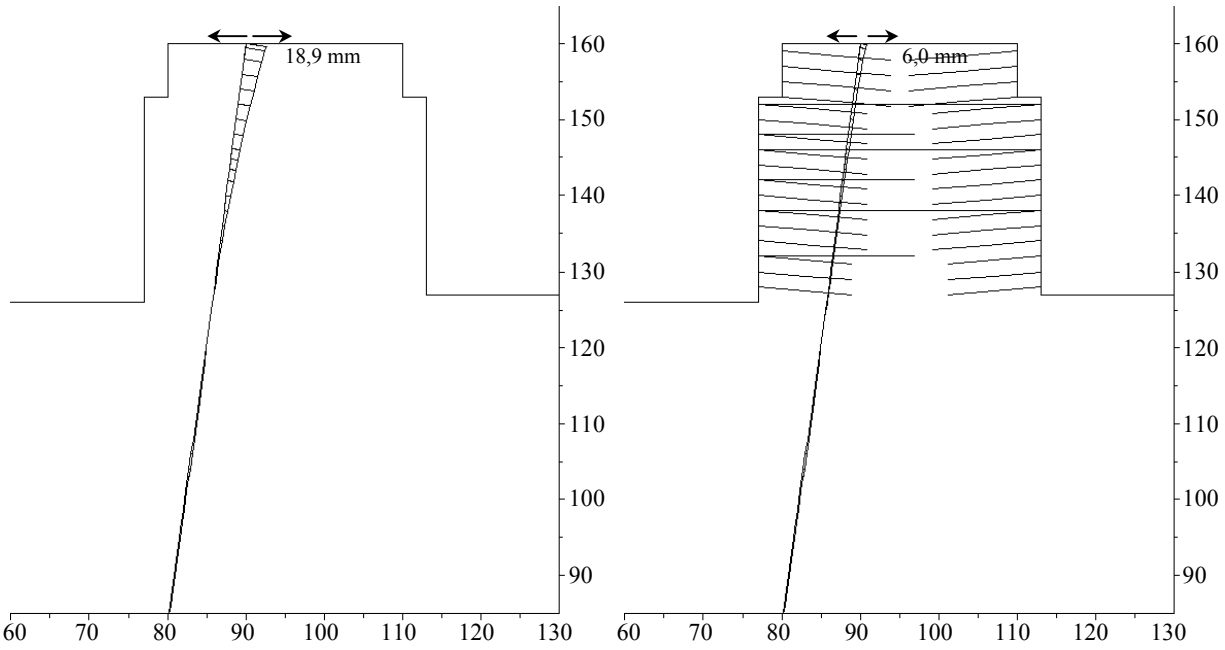
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Déplacement tangentiel cumulé le long de la faille F1, en novembre 2000.



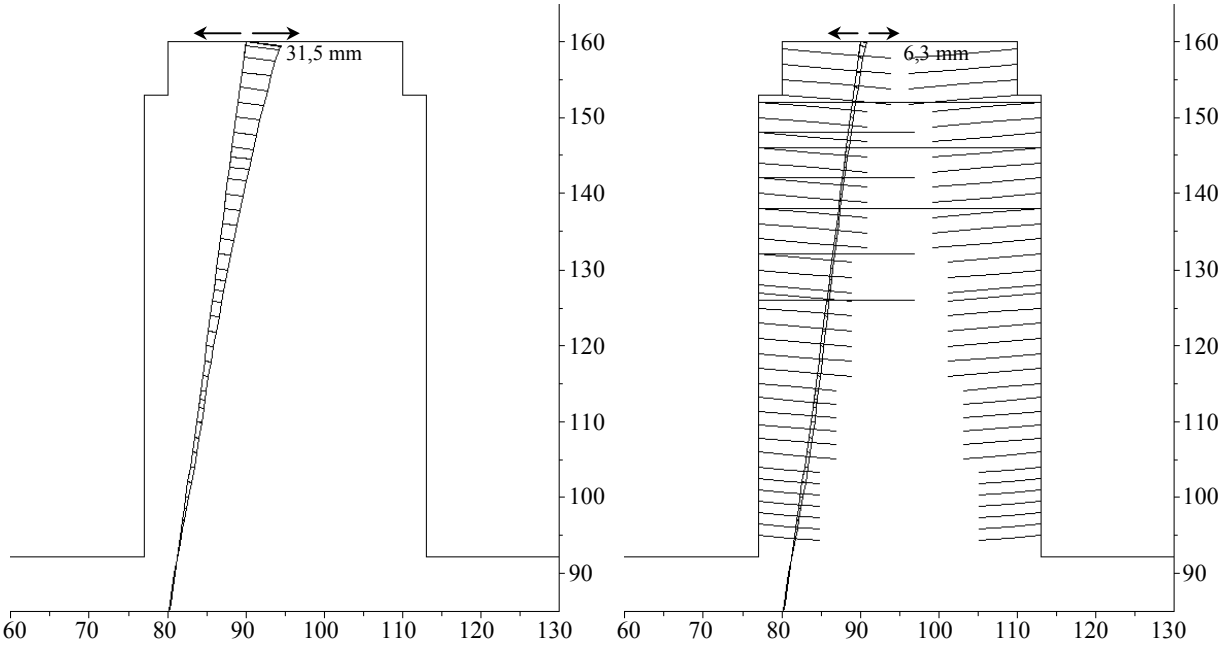
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Ouverture des joints au niveau de la faille F5, en décembre 1997.



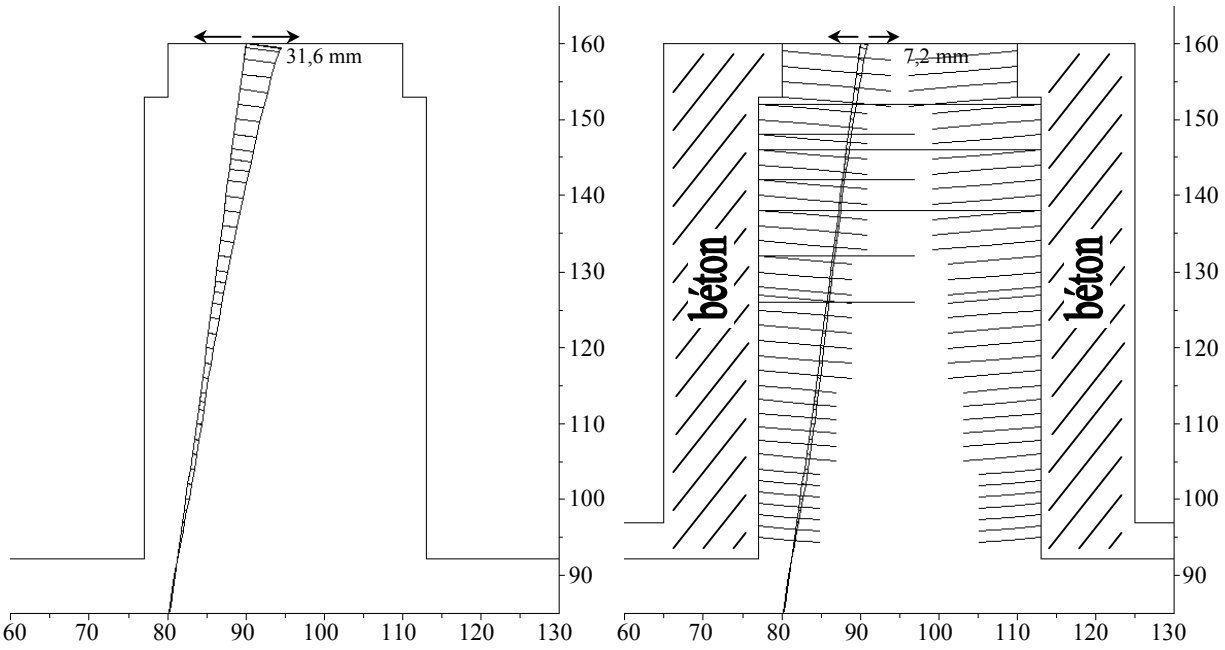
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Ouverture des joints au niveau de la faille F5, en juin 1998.



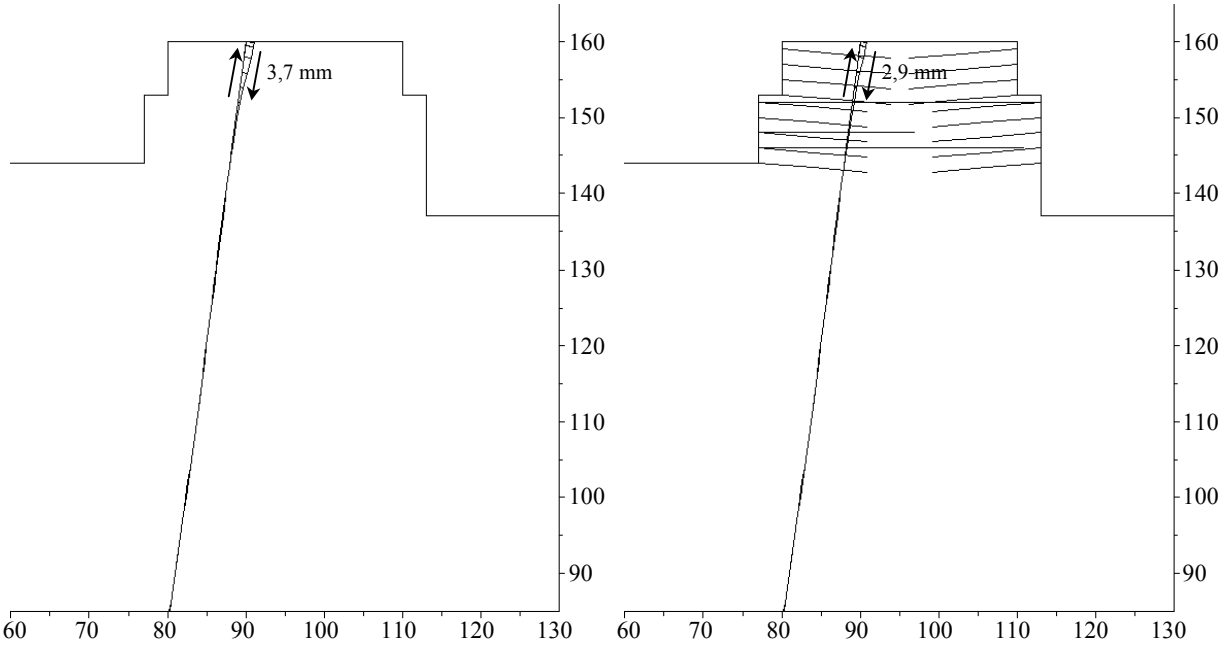
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Ouverture des joints au niveau de la faille F5, en mai 1999.



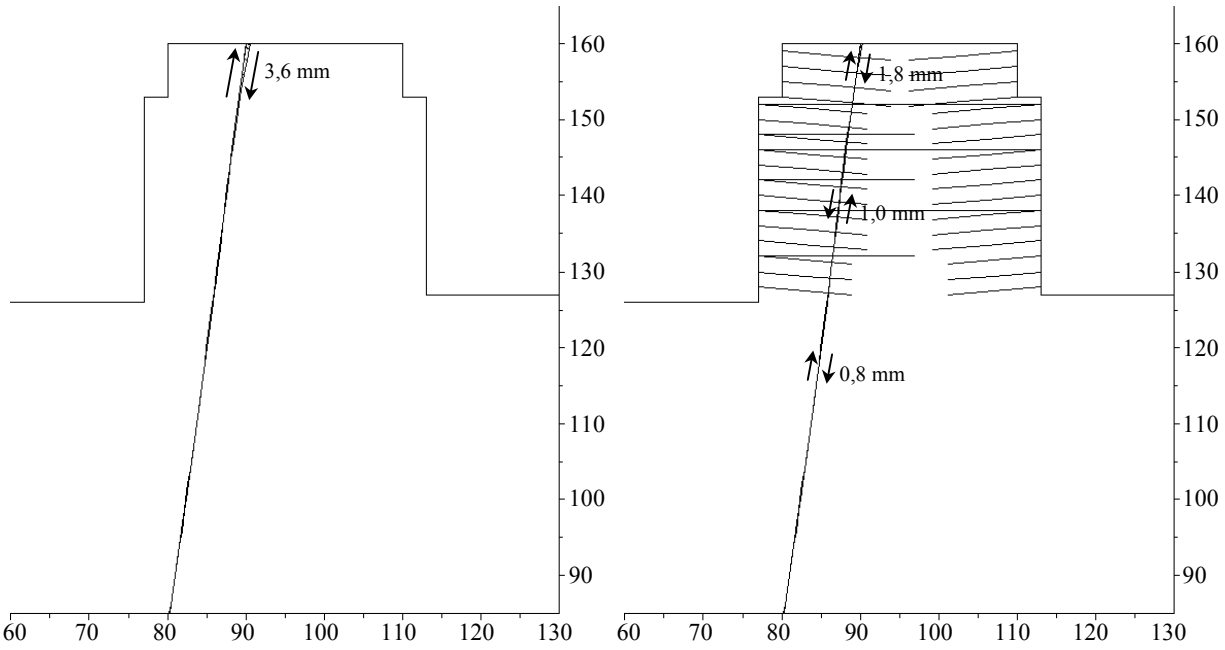
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Ouverture des joints au niveau de la faille F5, en novembre 2000.



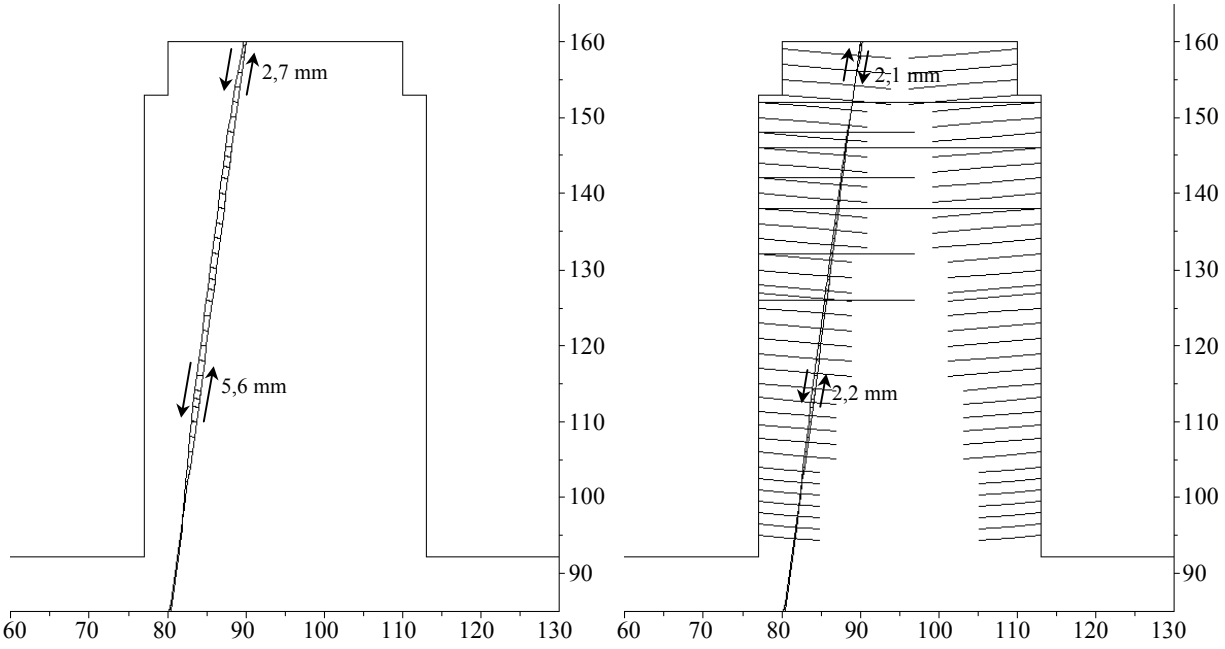
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Déplacement tangentiel cumulé le long de la faille F5, en décembre 1997.



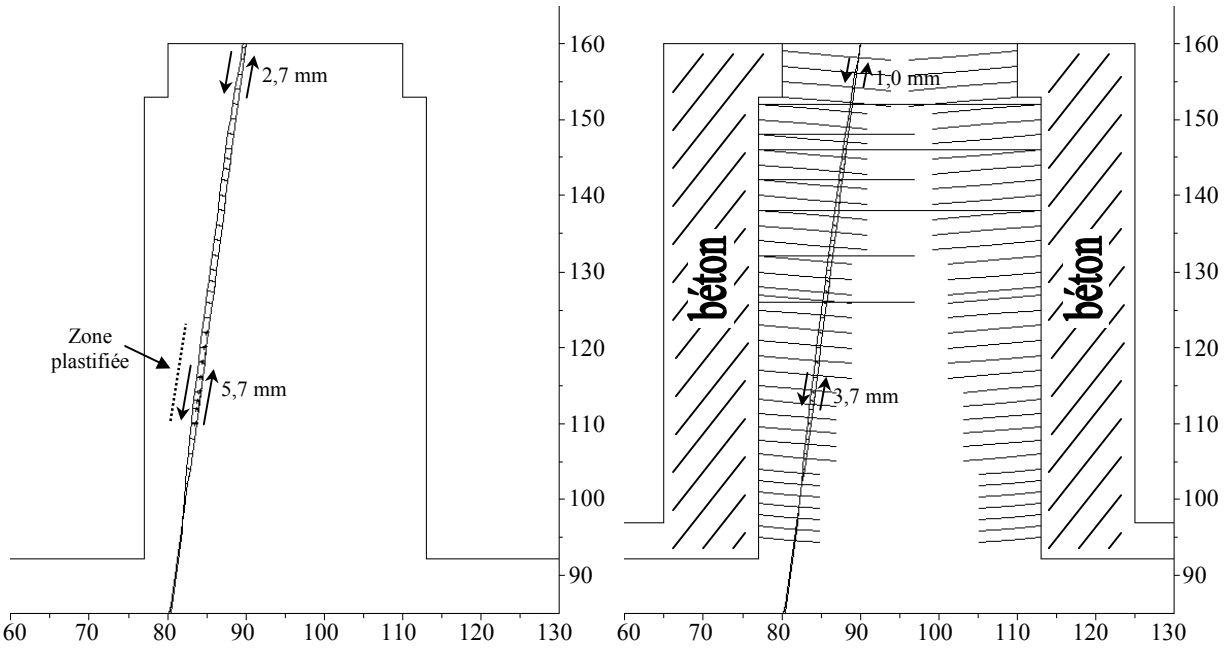
Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Déplacement tangentiel cumulé le long de la faille F5, en juin 1998.



Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Déplacement tangentiel cumulé le long de la faille F5, en mai 1999.



Modèle de Burger sans renforcements ***Modèle de Burger avec renforcements***

Déplacement tangentiel cumulé le long de la faille F5, en novembre 2000.

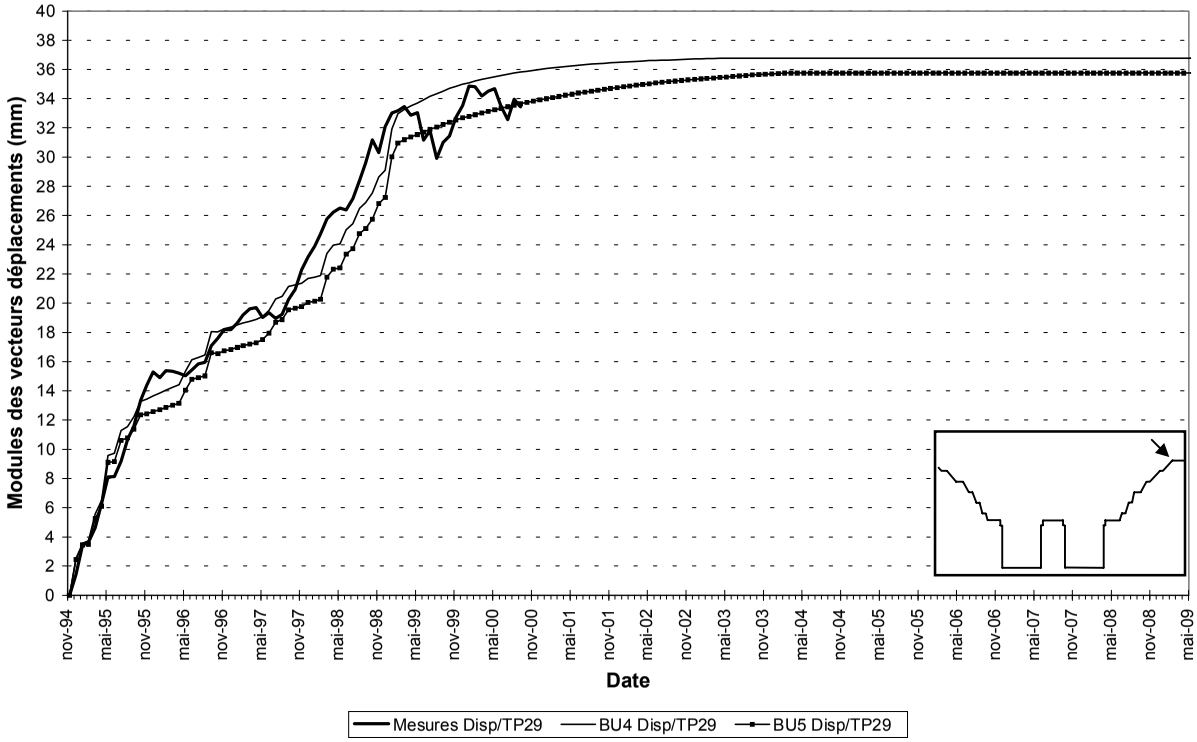
Annexe E-8

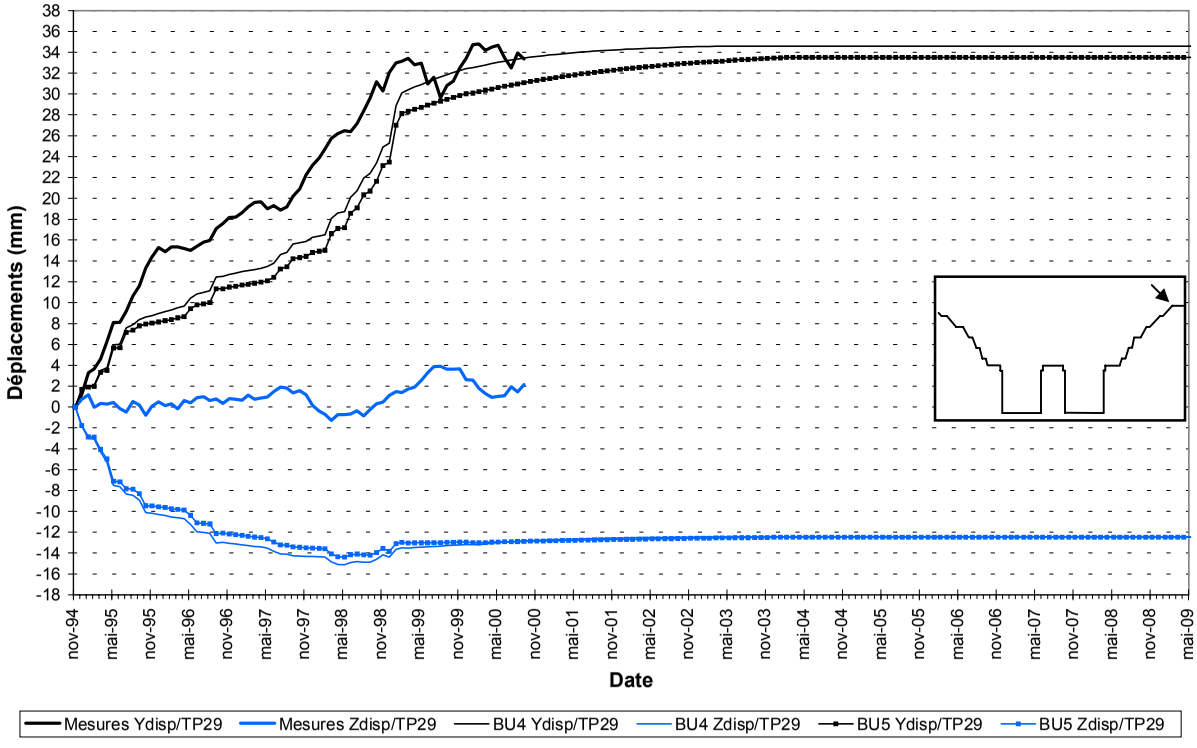
Comportement à long terme

des modèles visqueux BU4 et BU5

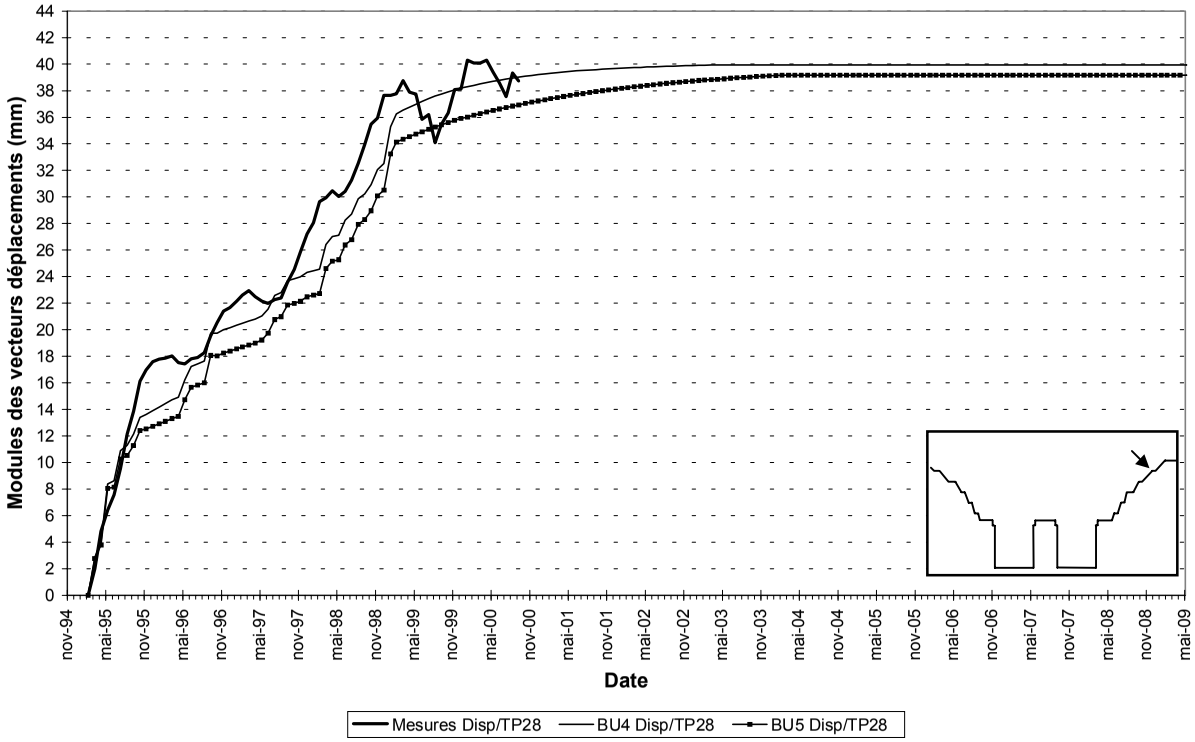
⇨ évolution des déplacements (module, composantes Y et Z) – calculés et mesurés – entre janvier 1995 et mai 2009.

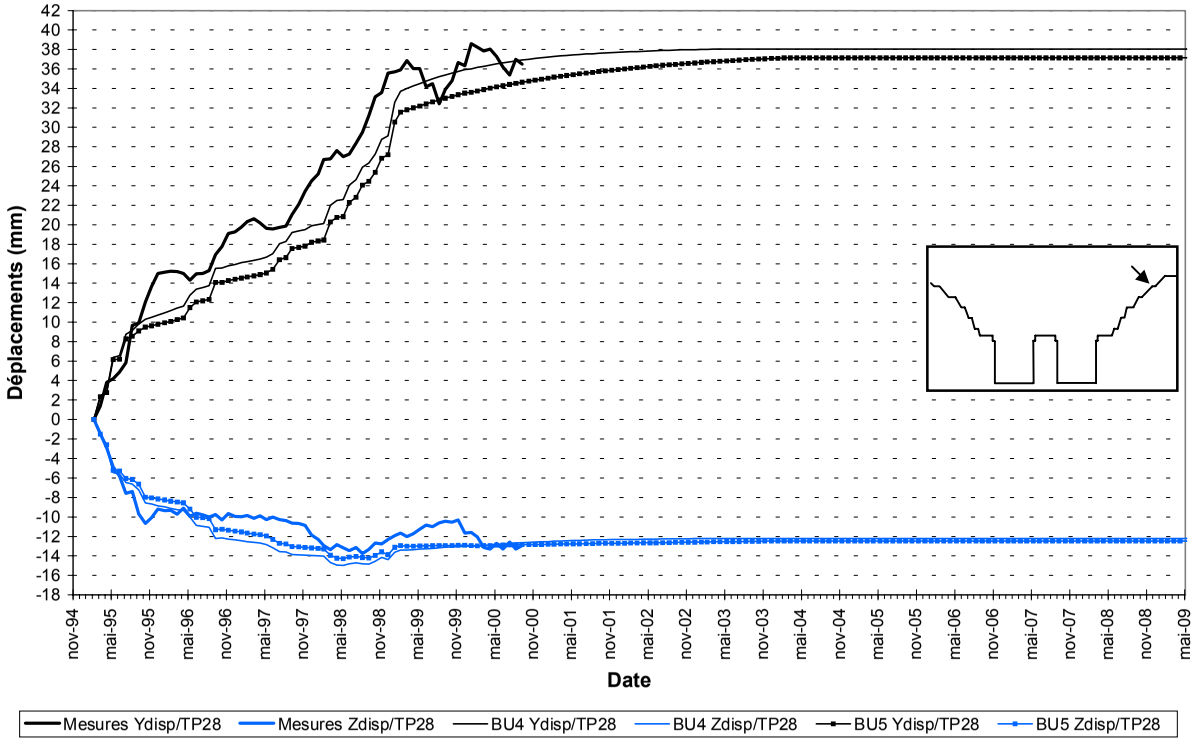
BORNE TP29


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP29
BU4 Disp/TP29
BU5 Disp/TP29

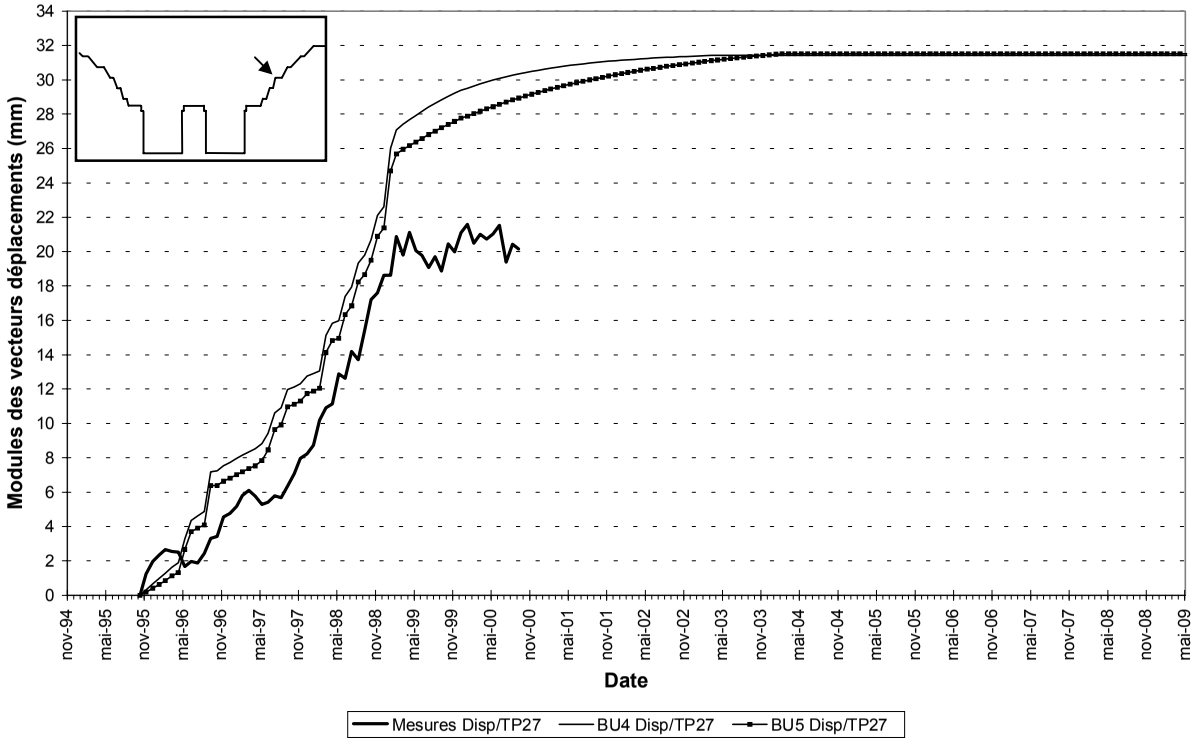

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP29
Mesures Zdisp/TP29
BU4 Ydisp/TP29
BU4 Zdisp/TP29
BU5 Ydisp/TP29
BU5 Zdisp/TP29

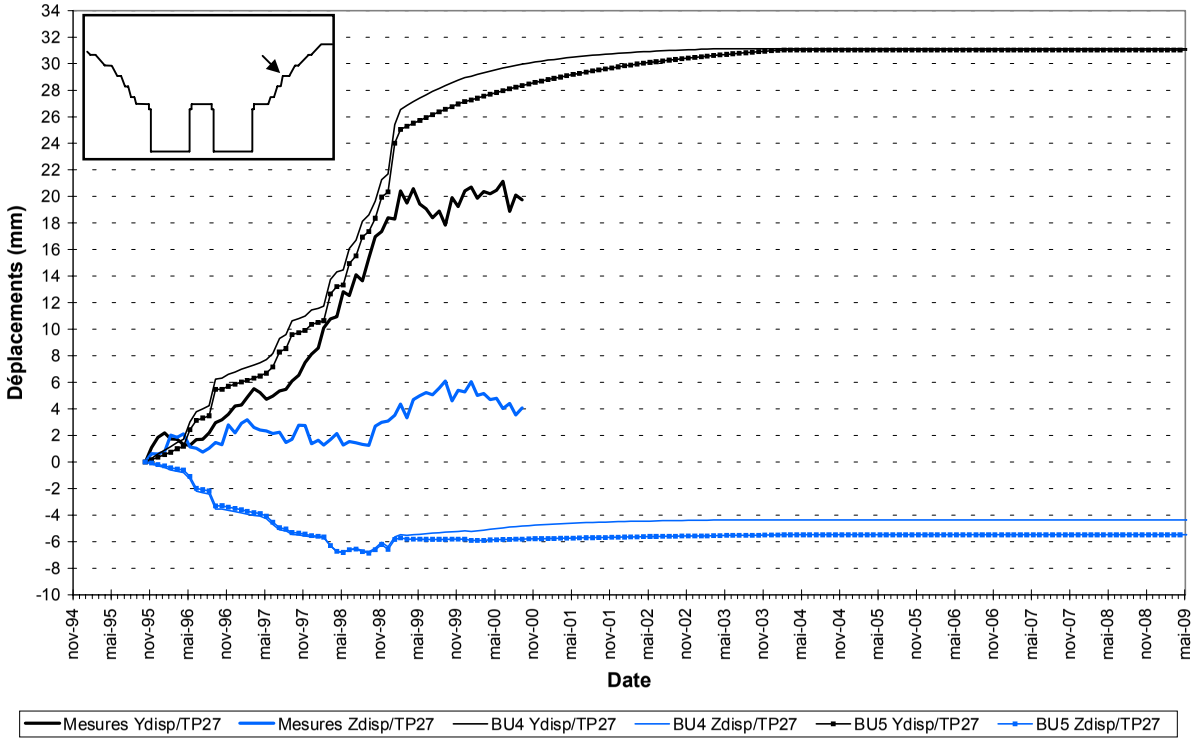
BORNE TP28


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP28
BU4 Disp/TP28
BU5 Disp/TP28

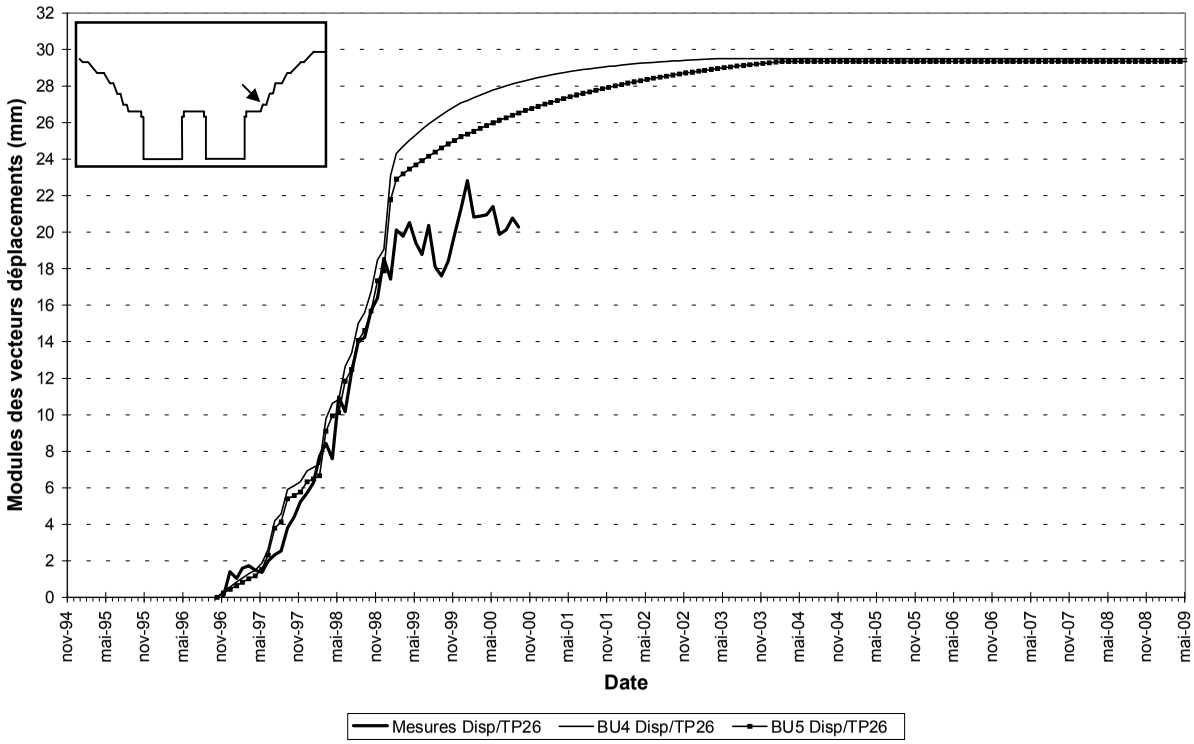

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP28
Mesures Zdisp/TP28
BU4 Ydisp/TP28
BU4 Zdisp/TP28
BU5 Ydisp/TP28
BU5 Zdisp/TP28

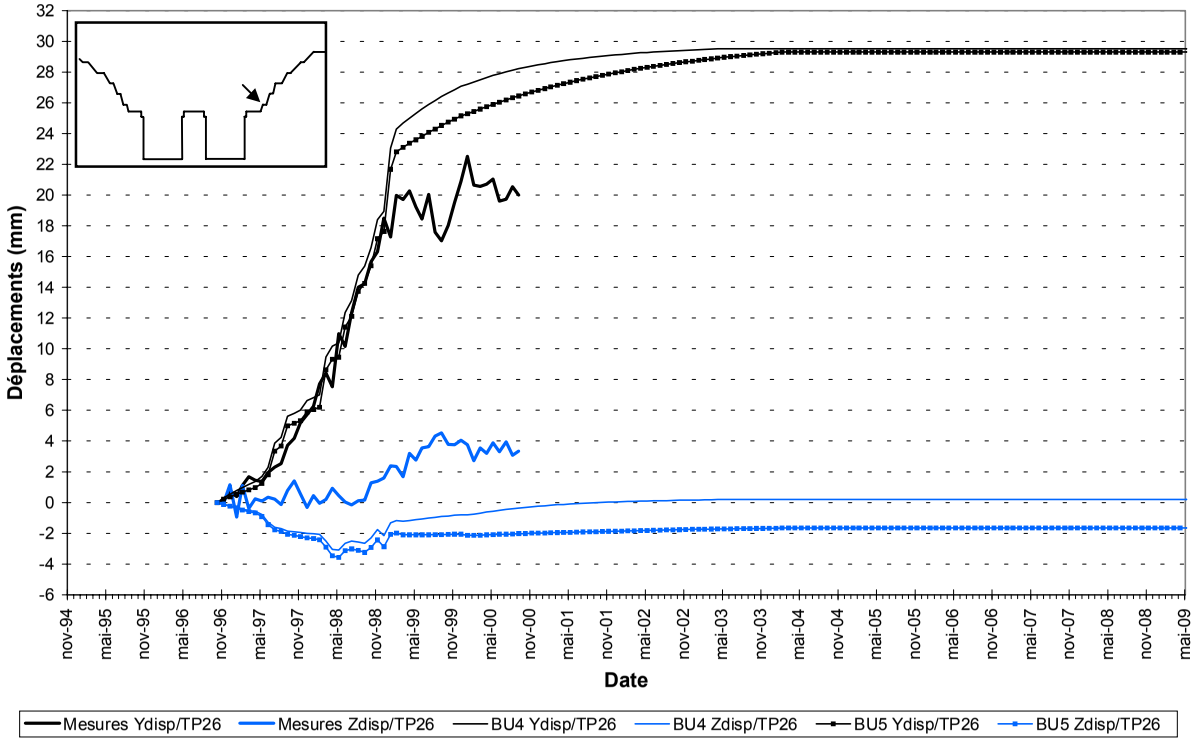
BORNE TP27


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP27
BU4 Disp/TP27
BU5 Disp/TP27

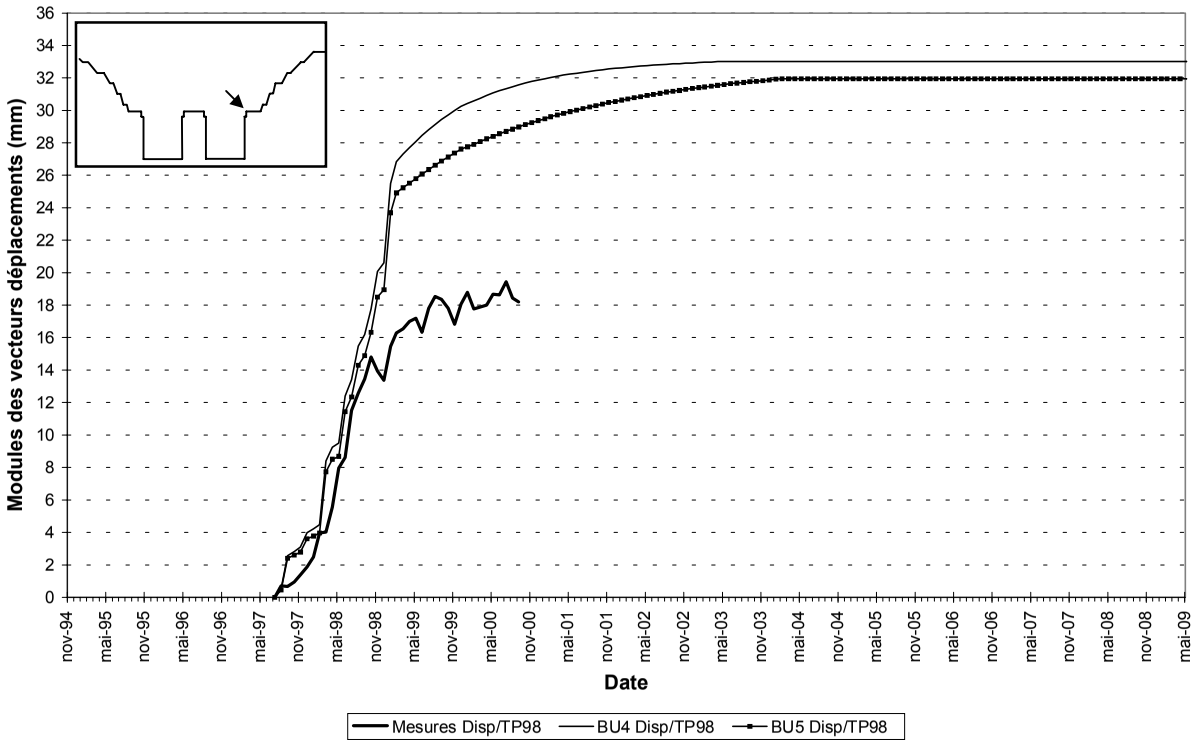

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP27
Mesures Zdisp/TP27
BU4 Ydisp/TP27
BU4 Zdisp/TP27
BU5 Ydisp/TP27
BU5 Zdisp/TP27

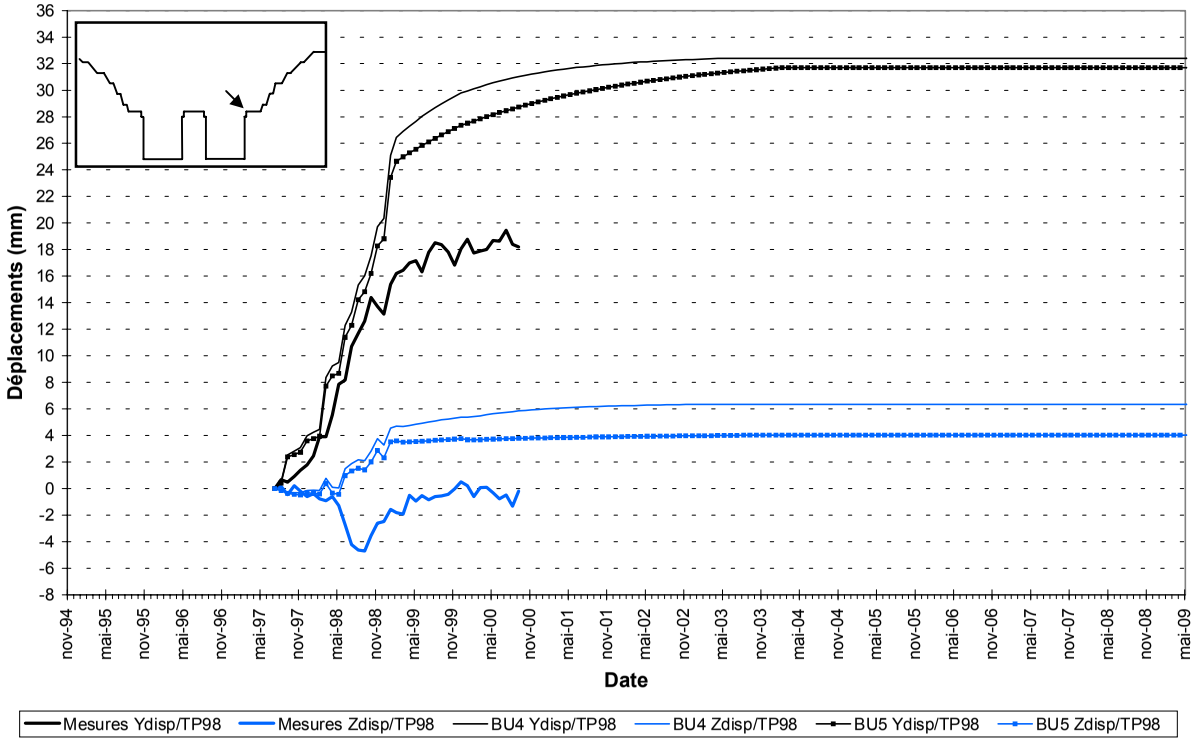
BORNE TP26


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP26
BU4 Disp/TP26
BU5 Disp/TP26

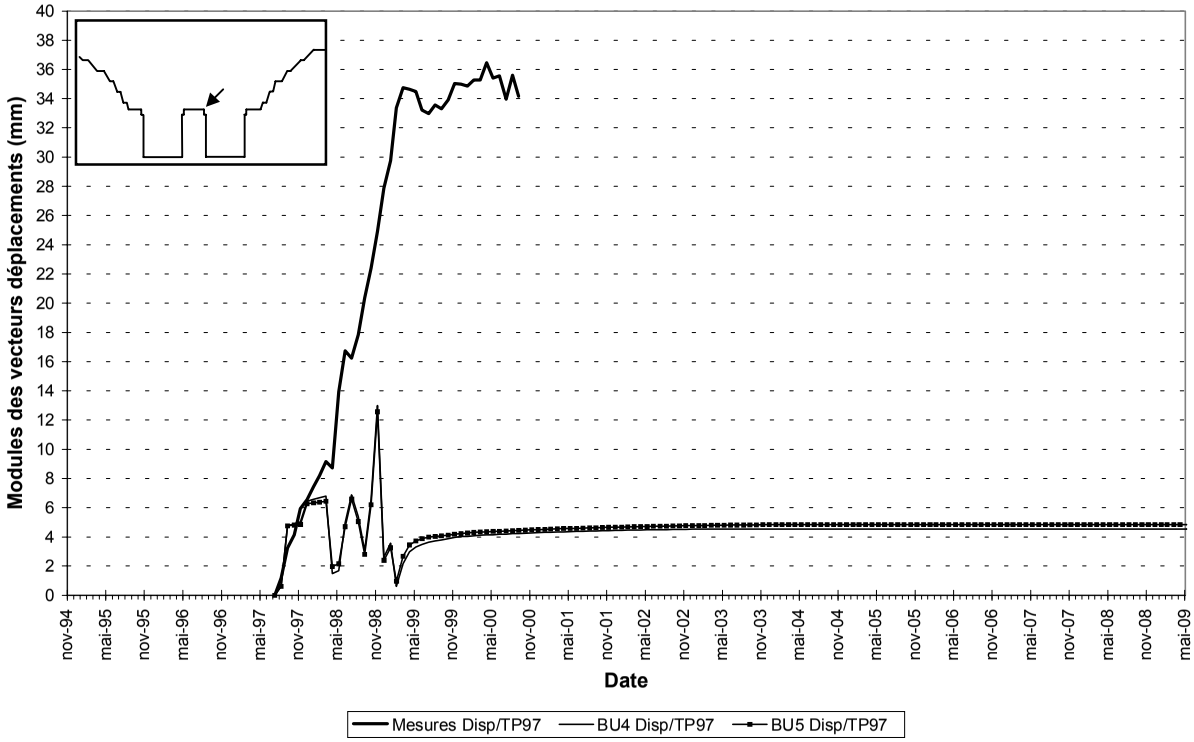

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP26
Mesures Zdisp/TP26
BU4 Ydisp/TP26
BU4 Zdisp/TP26
BU5 Ydisp/TP26
BU5 Zdisp/TP26

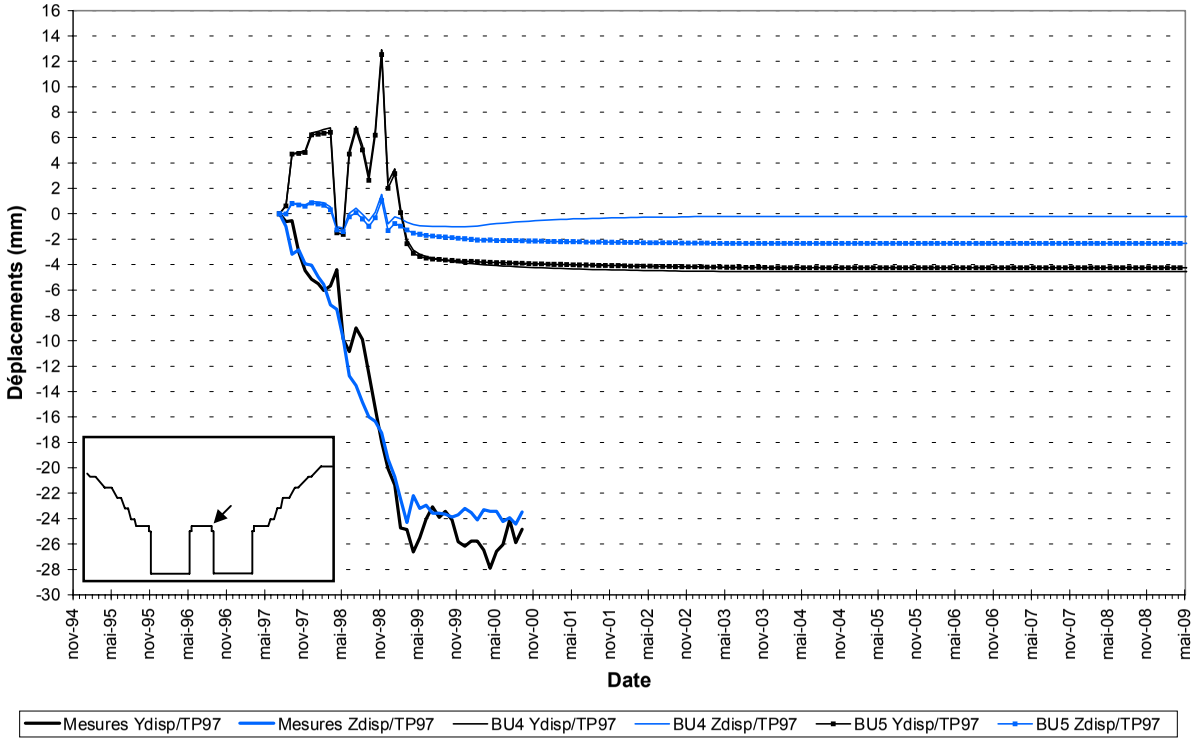
BORNE TP98


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP98
BU4 Disp/TP98
BU5 Disp/TP98

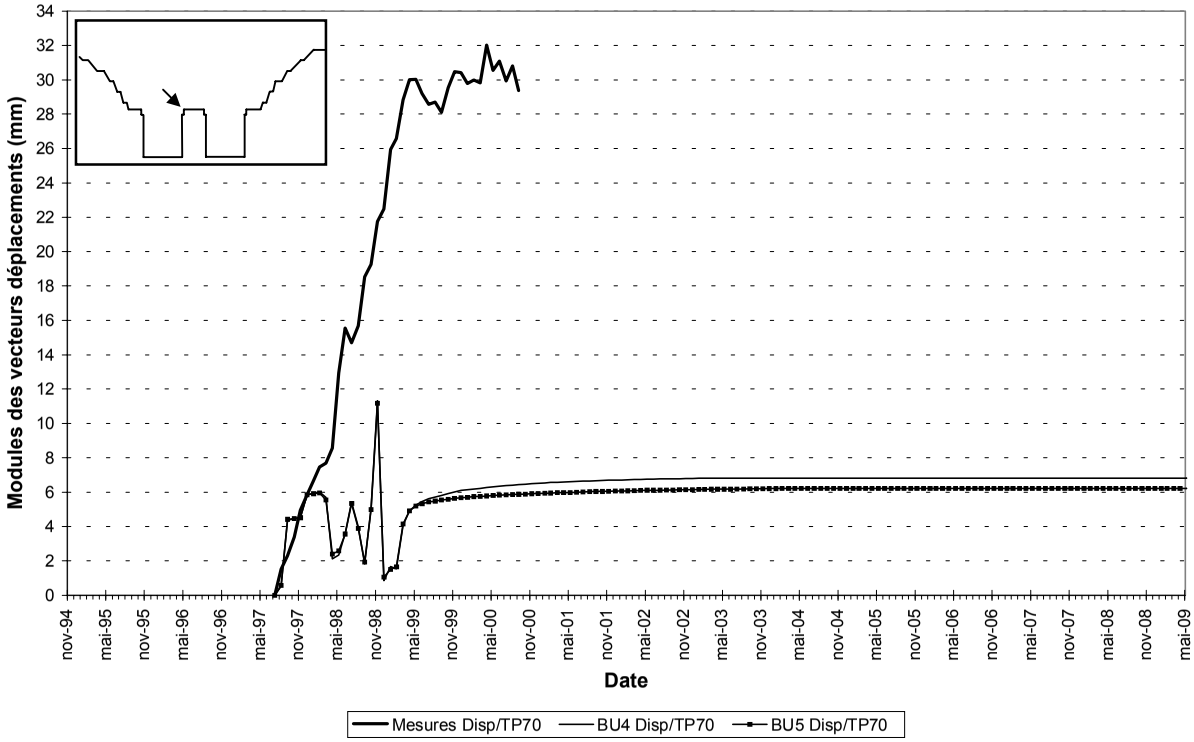

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP98
Mesures Zdisp/TP98
BU4 Ydisp/TP98
BU4 Zdisp/TP98
BU5 Ydisp/TP98
BU5 Zdisp/TP98

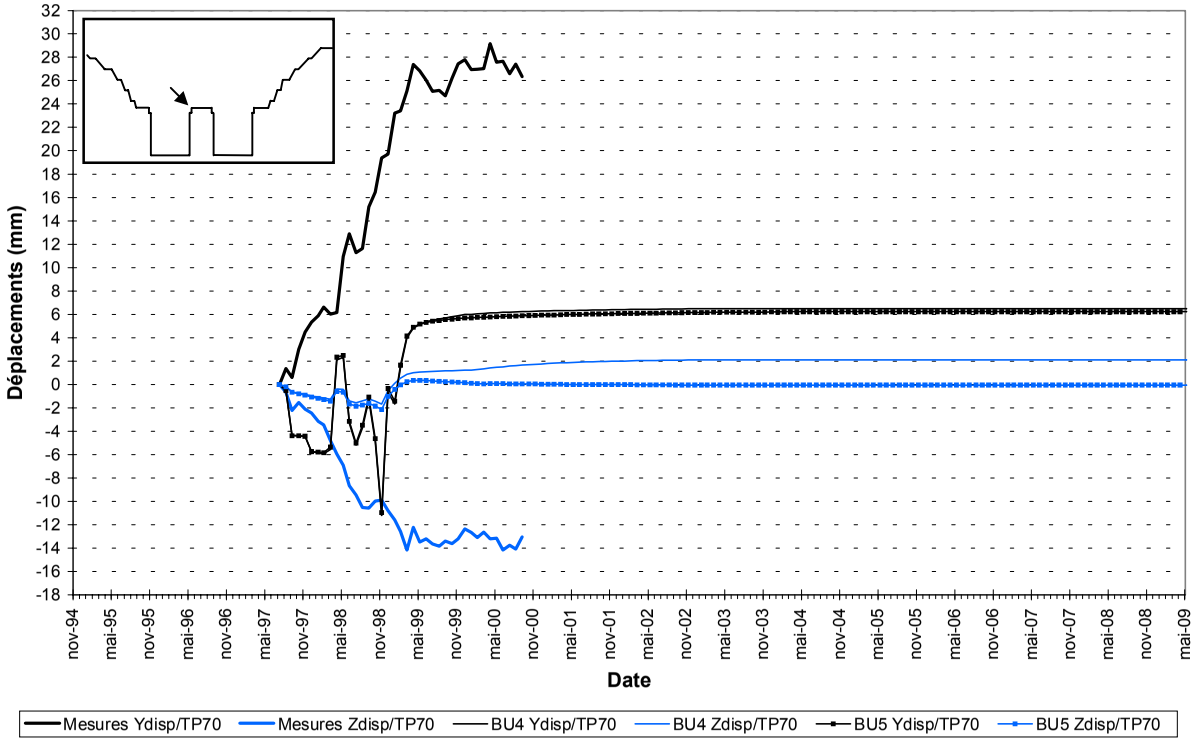
BORNE TP97


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP97
BU4 Disp/TP97
BU5 Disp/TP97

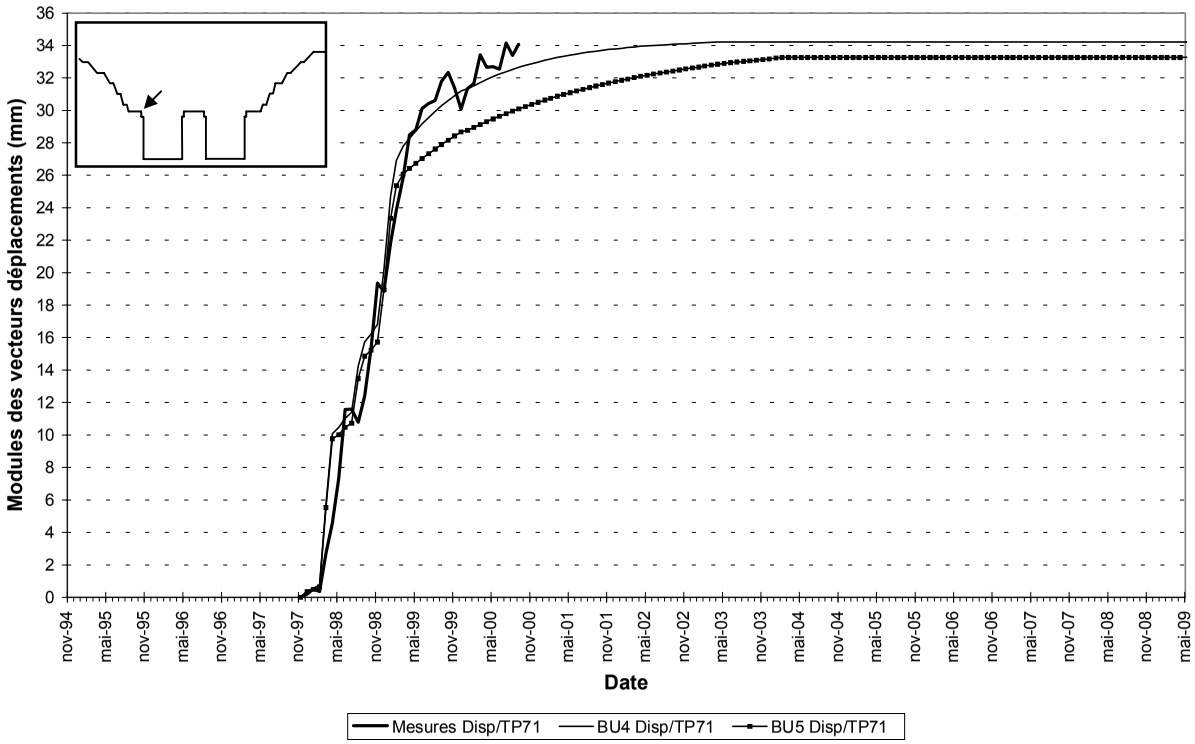

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP97
Mesures Zdisp/TP97
BU4 Ydisp/TP97
BU4 Zdisp/TP97
BU5 Ydisp/TP97
BU5 Zdisp/TP97

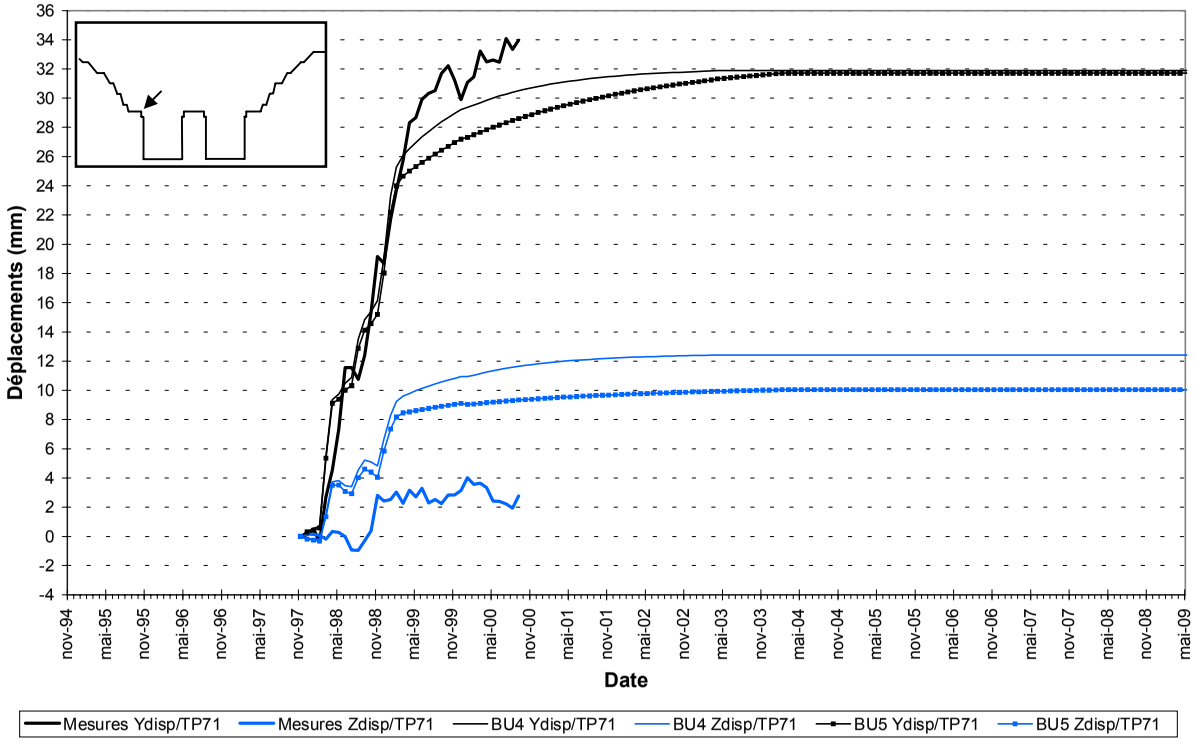
BORNE TP70


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP70
BU4 Disp/TP70
BU5 Disp/TP70

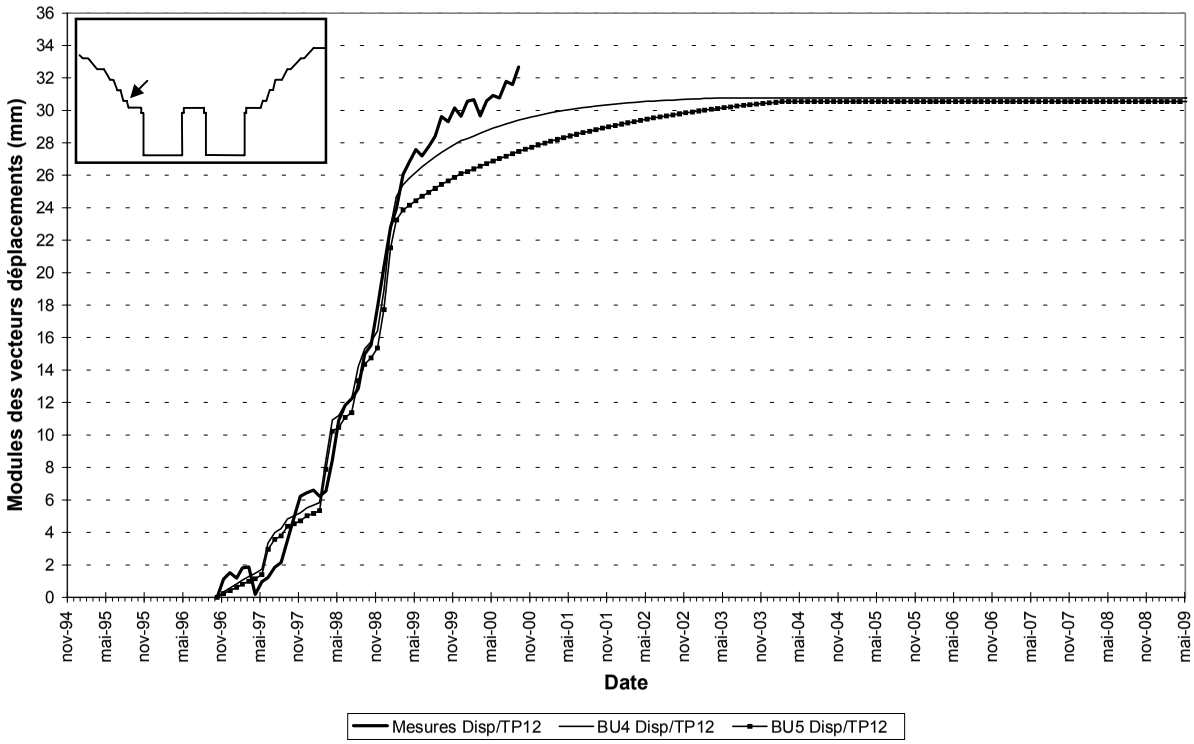

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP70
Mesures Zdisp/TP70
BU4 Ydisp/TP70
BU4 Zdisp/TP70
BU5 Ydisp/TP70
BU5 Zdisp/TP70

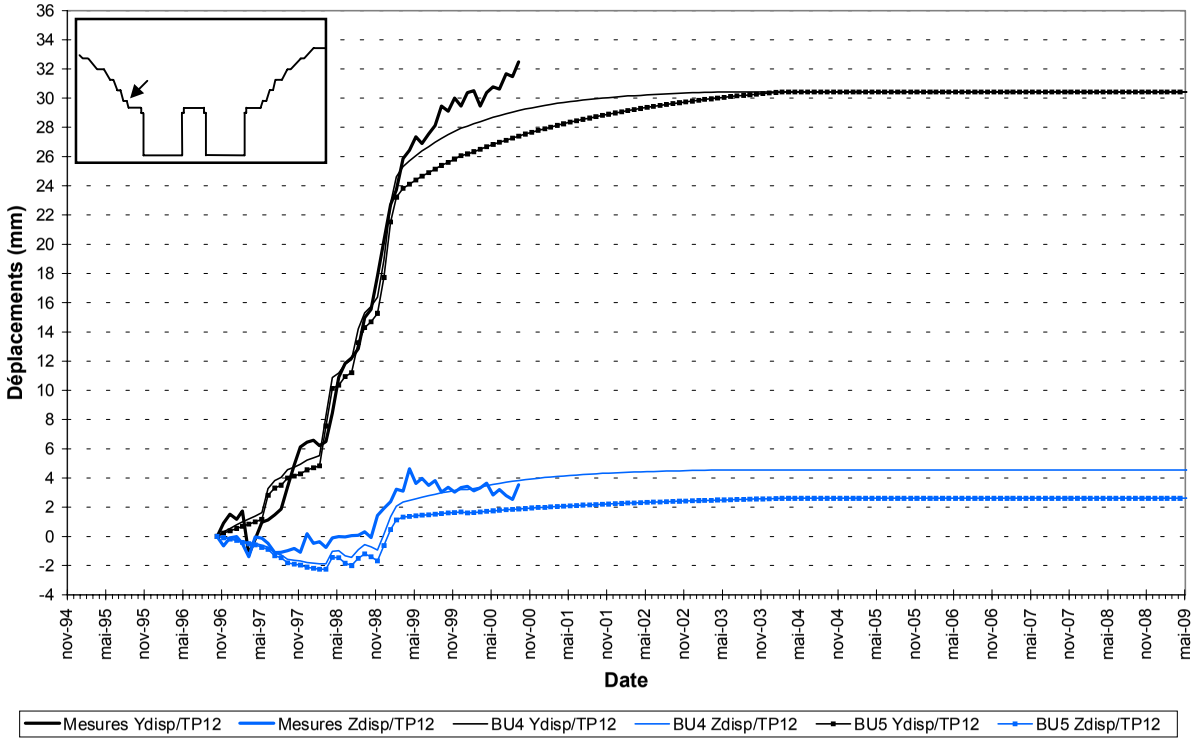
BORNE TP71


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP71
BU4 Disp/TP71
BU5 Disp/TP71

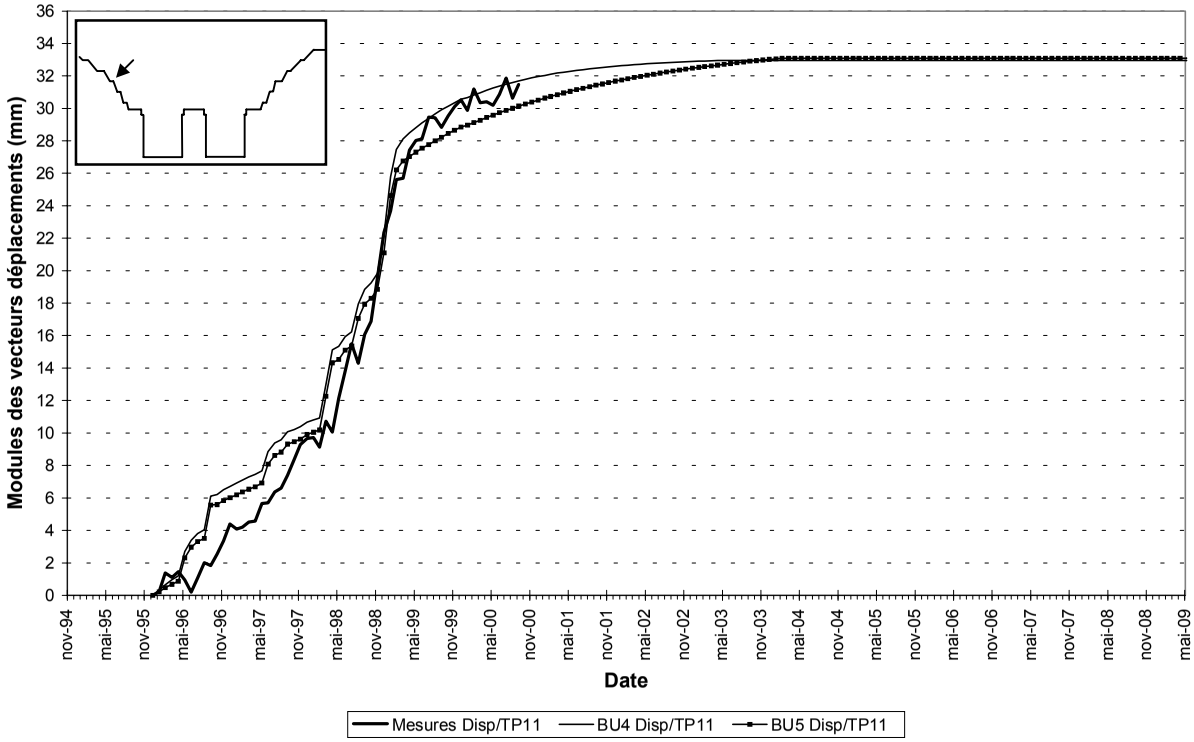

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP71
Mesures Zdisp/TP71
BU4 Ydisp/TP71
BU4 Zdisp/TP71
BU5 Ydisp/TP71
BU5 Zdisp/TP71

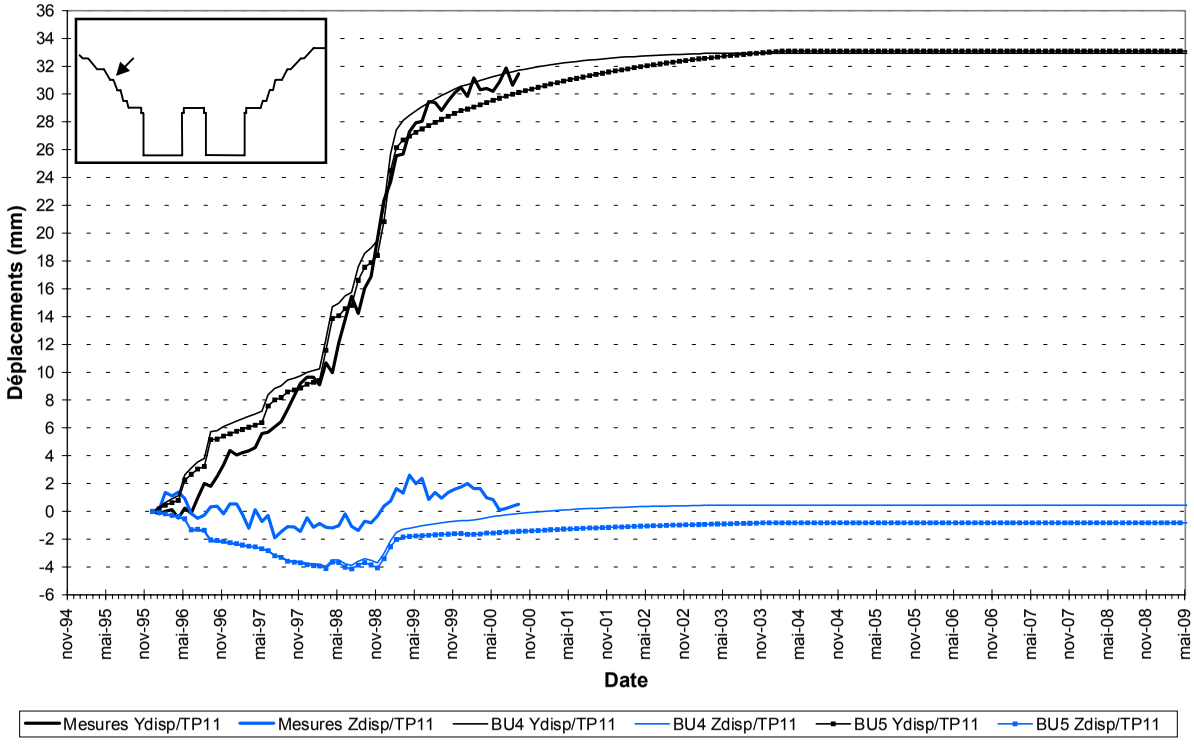
BORNE TP12


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP12
BU4 Disp/TP12
BU5 Disp/TP12

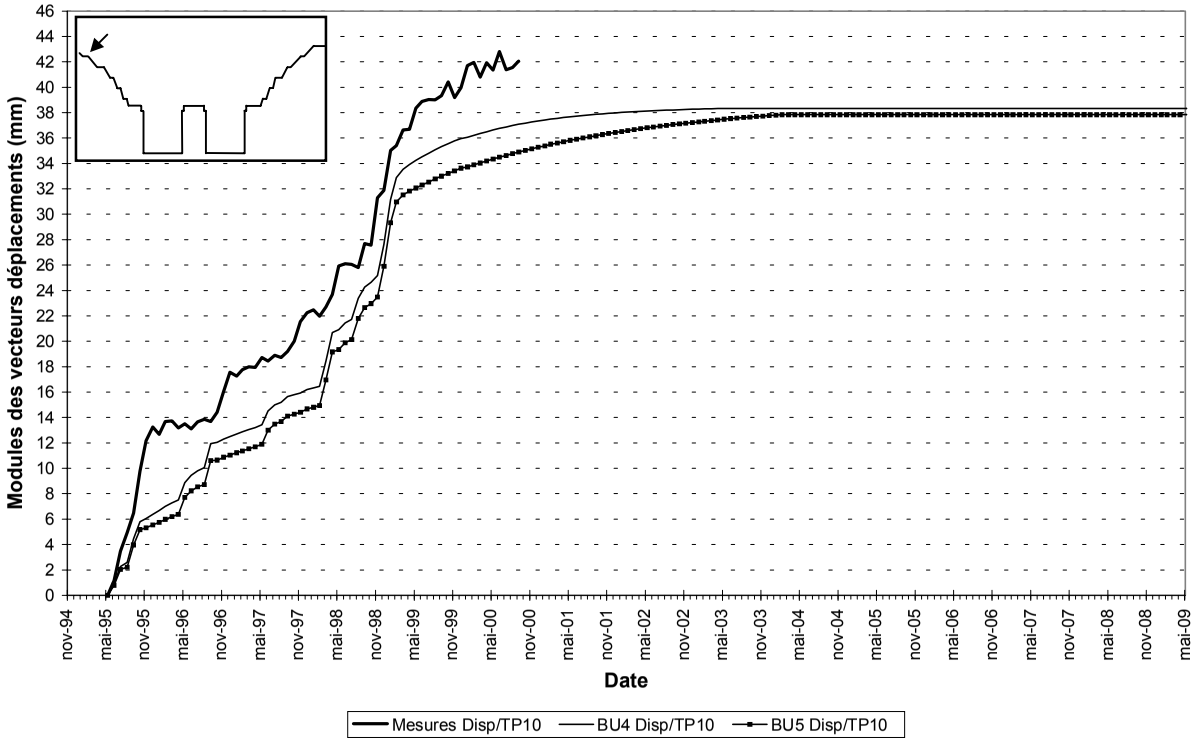

Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP12
Mesures Zdisp/TP12
BU4 Ydisp/TP12
BU4 Zdisp/TP12
BU5 Ydisp/TP12
BU5 Zdisp/TP12

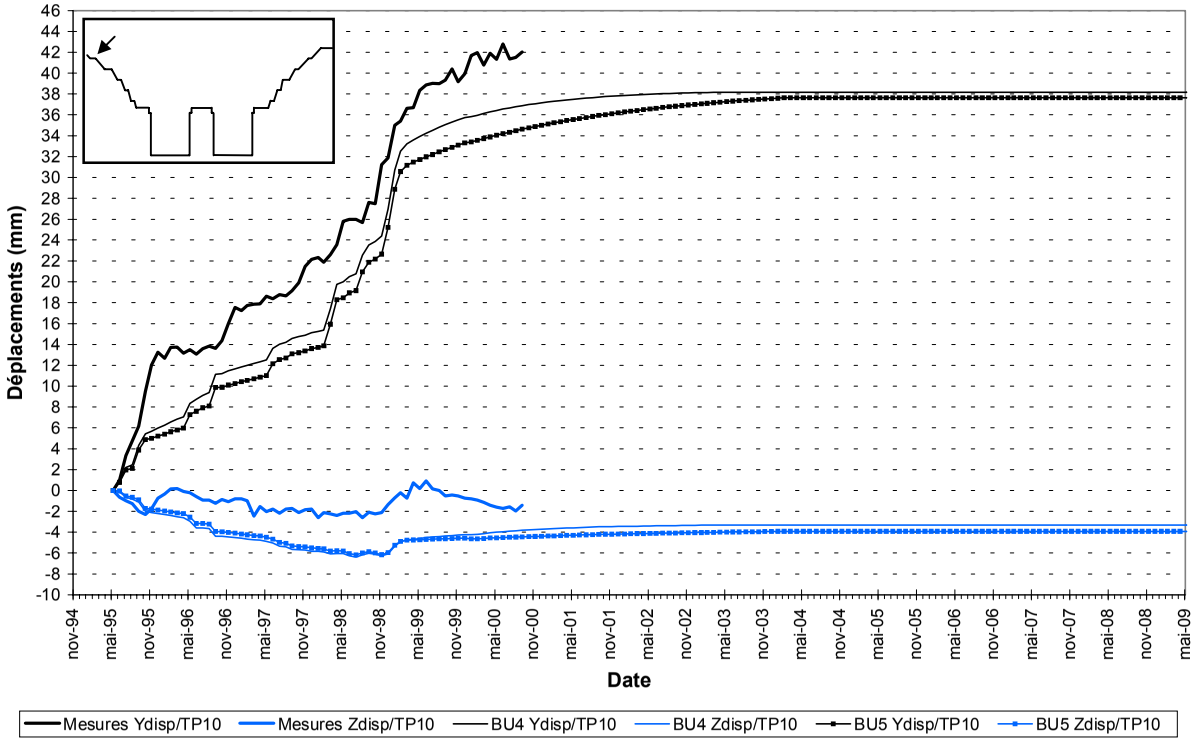
BORNE TP11


Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP11
BU4 Disp/TP11
BU5 Disp/TP11


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP11
Mesures Zdisp/TP11
BU4 Ydisp/TP11
BU4 Zdisp/TP11
BU5 Ydisp/TP11
BU5 Zdisp/TP11

BORNE TP10

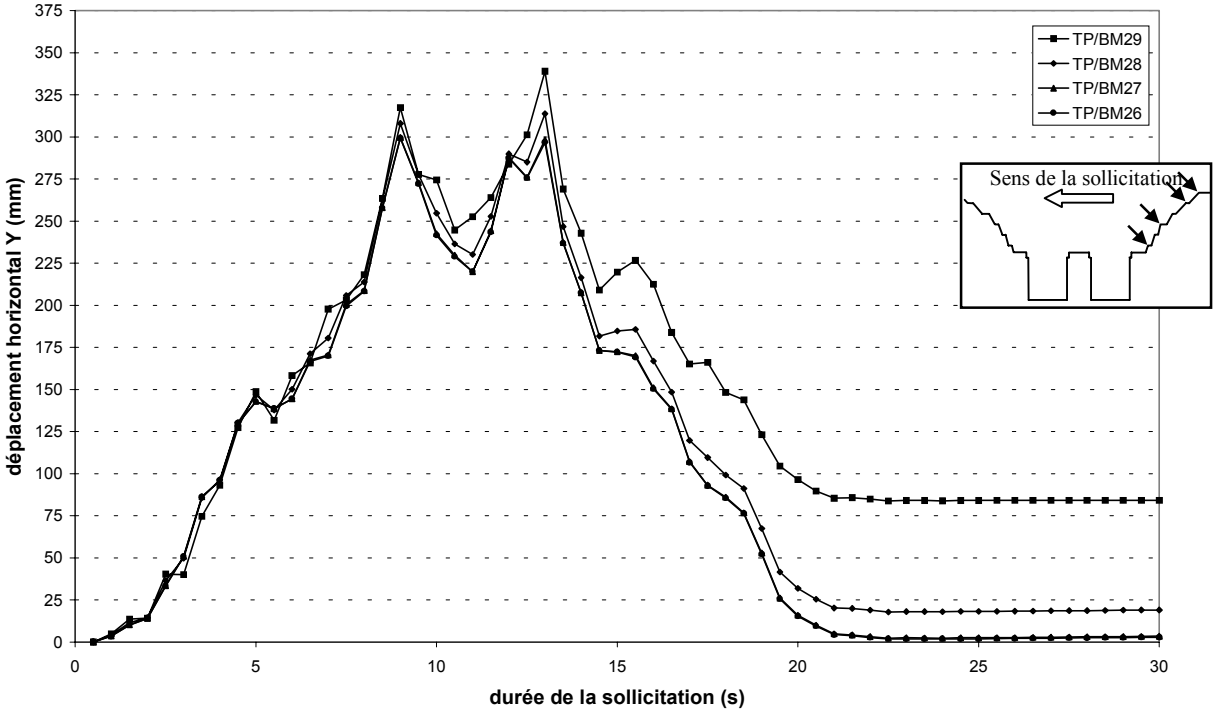

Modules des vecteurs déplacements (mm)
Date
Mesures Disp/TP10
BU4 Disp/TP10
BU5 Disp/TP10


Déplacements (mm)
Date
Mesures Ydisp/TP10
Mesures Zdisp/TP10
BU4 Ydisp/TP10
BU4 Zdisp/TP10
BU5 Ydisp/TP10
BU5 Zdisp/TP10

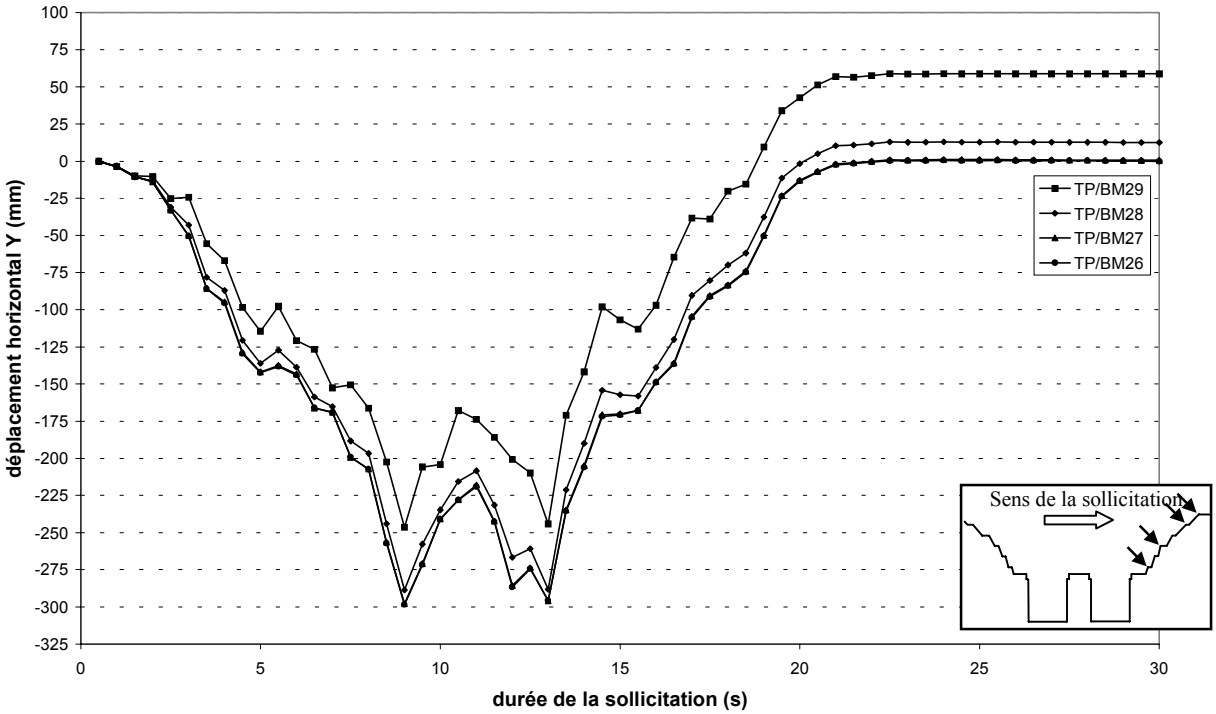
Annexe E-9

Résultats de l'analyse dynamique

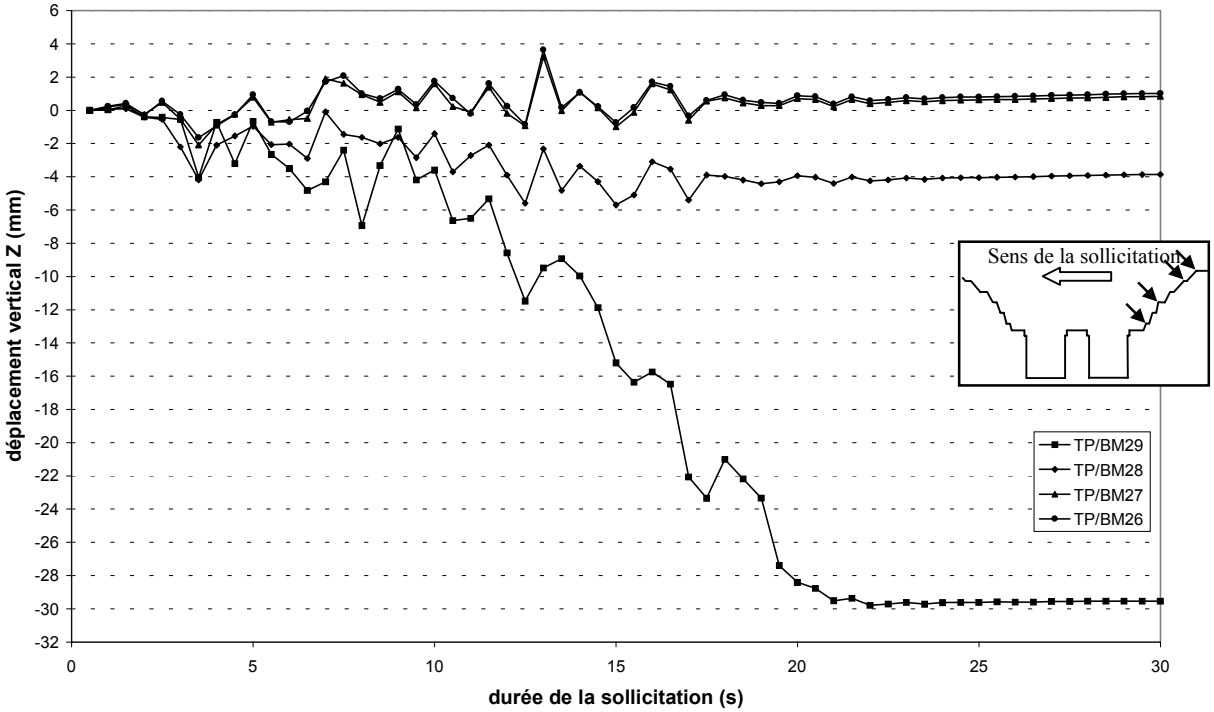
- ⇨ Déplacements et vitesses mesurés au niveau des bornes topographiques durant la sollicitation, pour les modèles dynamiques 1 et 2
- ⇨ Vecteurs déplacements au sein du massif rocheux, au bout de 30 secondes, pour les modèles dynamiques 1 et 2
- ⇨ Indicateurs de plasticité au sein du massif rocheux et le long des failles, au bout de 5, 9, 13, 20 et 30 secondes, pour les modèles dynamiques 1 et 2
- ⇨ Ouverture des joints au niveau de la faille F215, au bout de 5, 9, 13, 20 et 30 secondes, pour les modèles dynamiques 1 et 2
- ⇨ Déplacement tangentiel relatif le long de la faille F215, au bout de 5, 9, 13, 20 et 30 secondes, pour les modèles dynamiques 1 et 2
- ⇨ Ouverture des joints au niveau des failles F1 et F5, au bout de 5, 9, 13, 20 et 30 secondes, pour les modèles dynamiques 1 et 2
- ⇨ Déplacement tangentiel relatif le long des failles F1 et F5, au bout de 5, 9, 13, 20 et 30 secondes, pour les modèles dynamiques 1 et 2



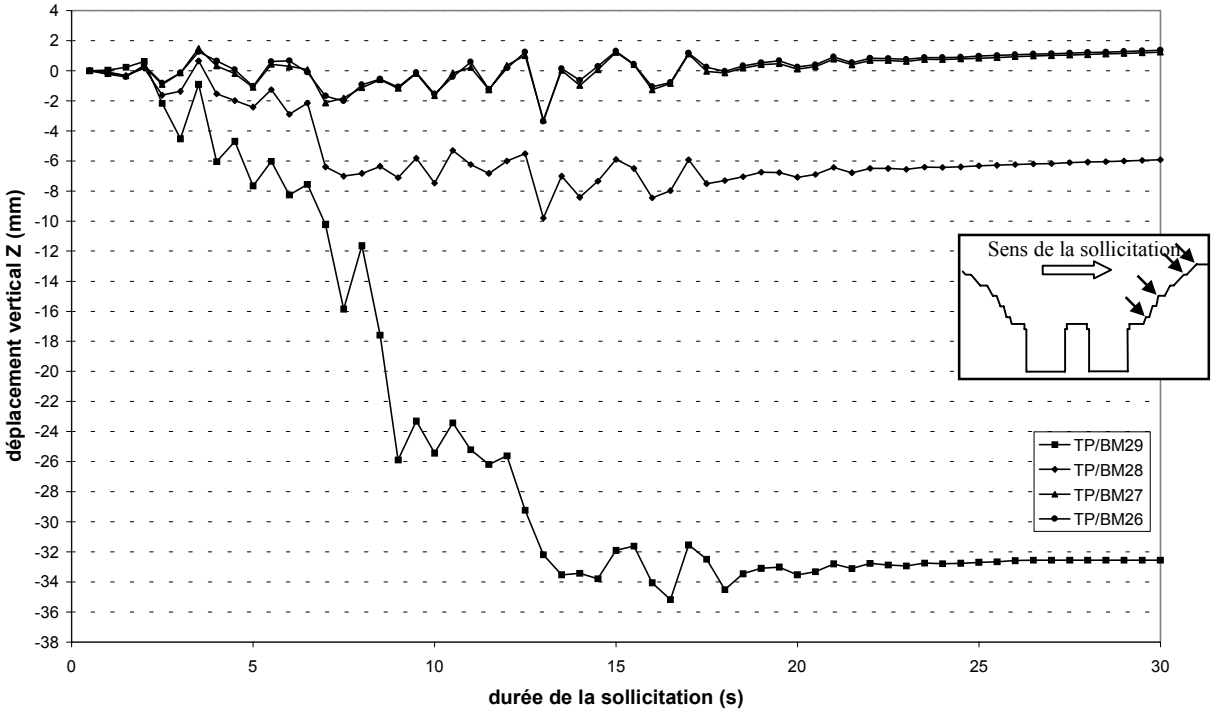
Modèle dynamique 1 : déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques situées sur le versant sud.



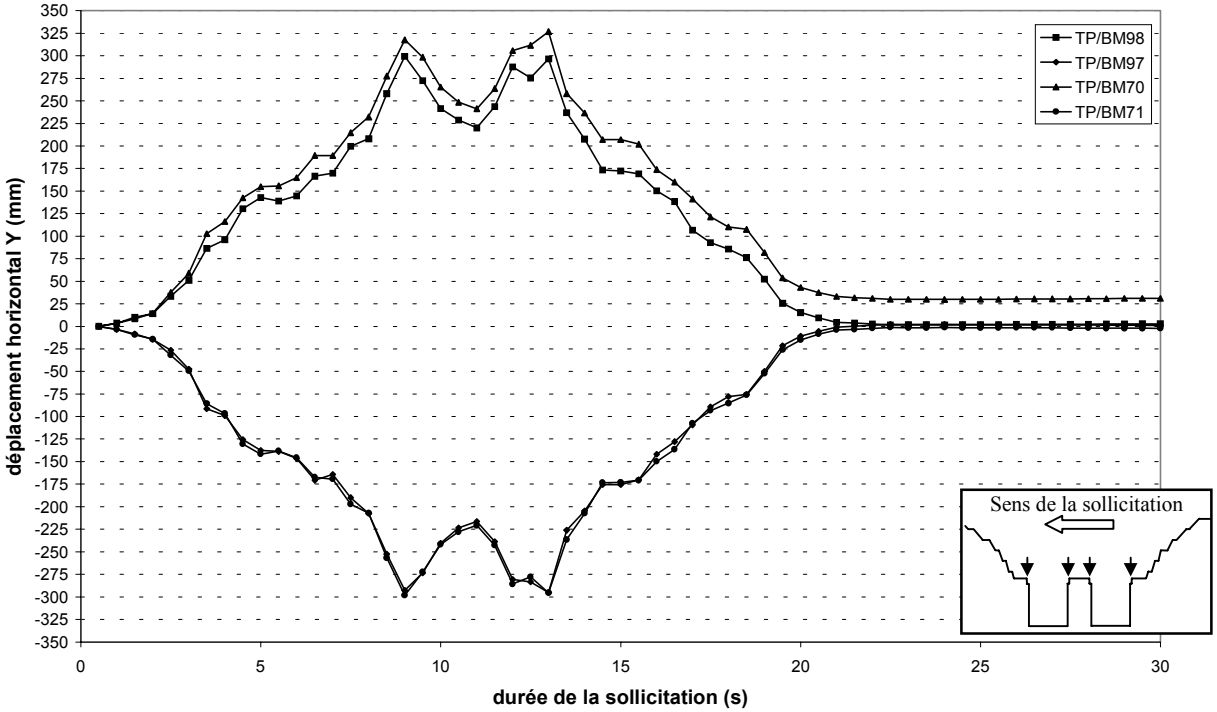
Modèle dynamique 2 : déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques situées sur le versant sud.



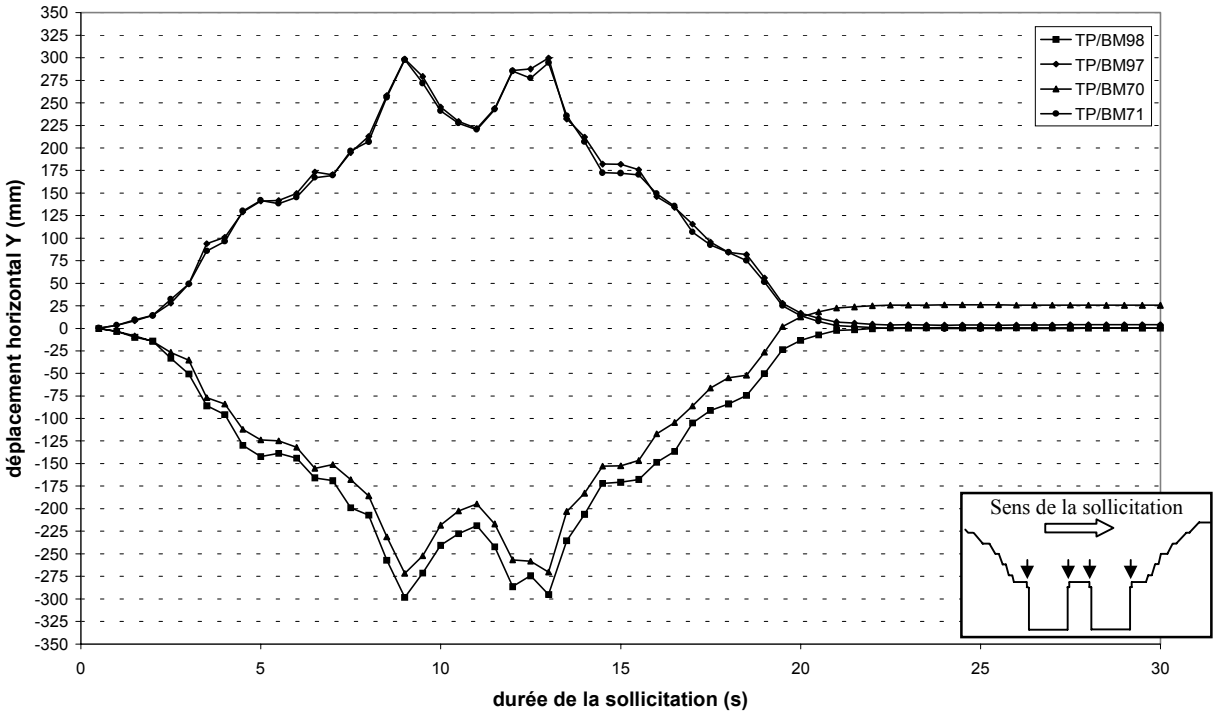
Modèle dynamique 1 : déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques situées sur le versant sud.



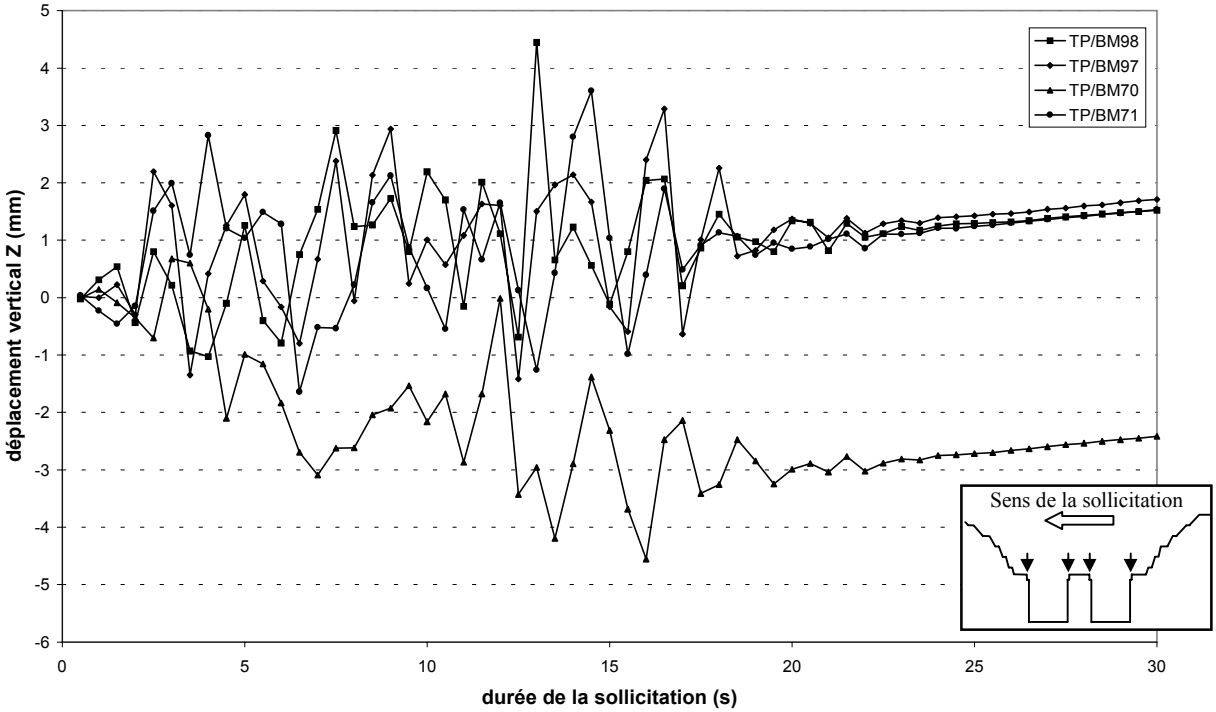
Modèle dynamique 2 : déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques situées sur le versant sud.



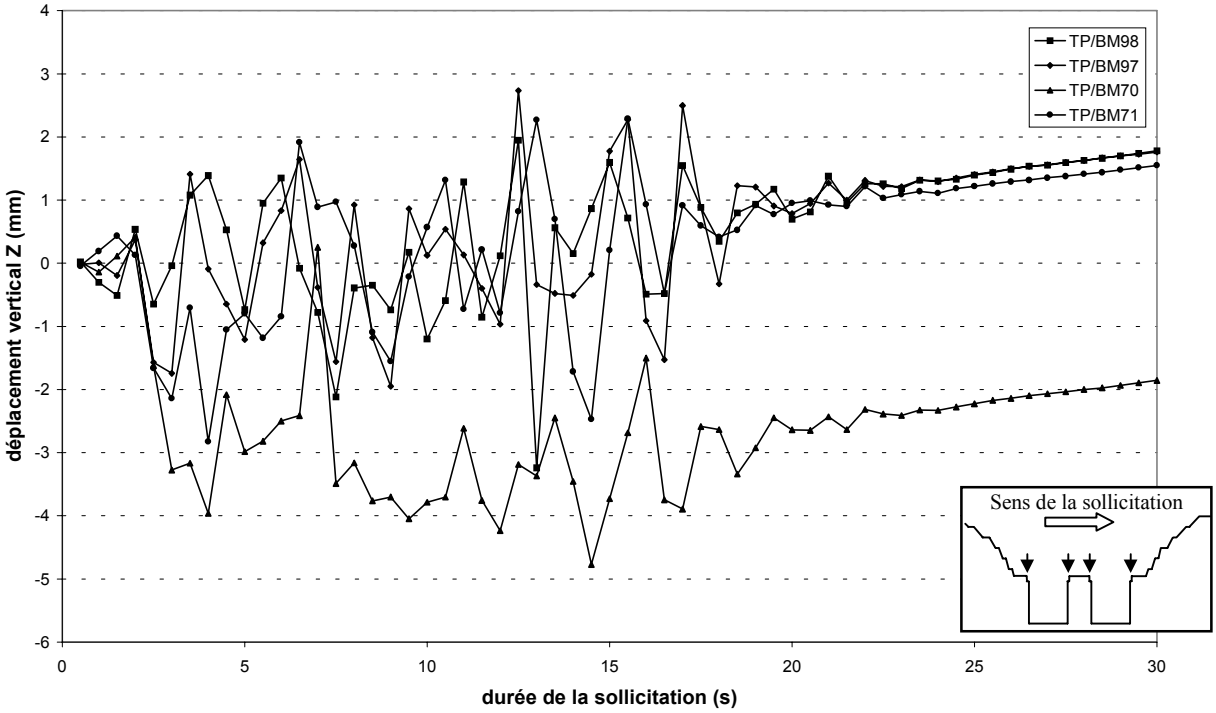
Modèle dynamique 1 : déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques situées dans la région centrale (murs verticaux).



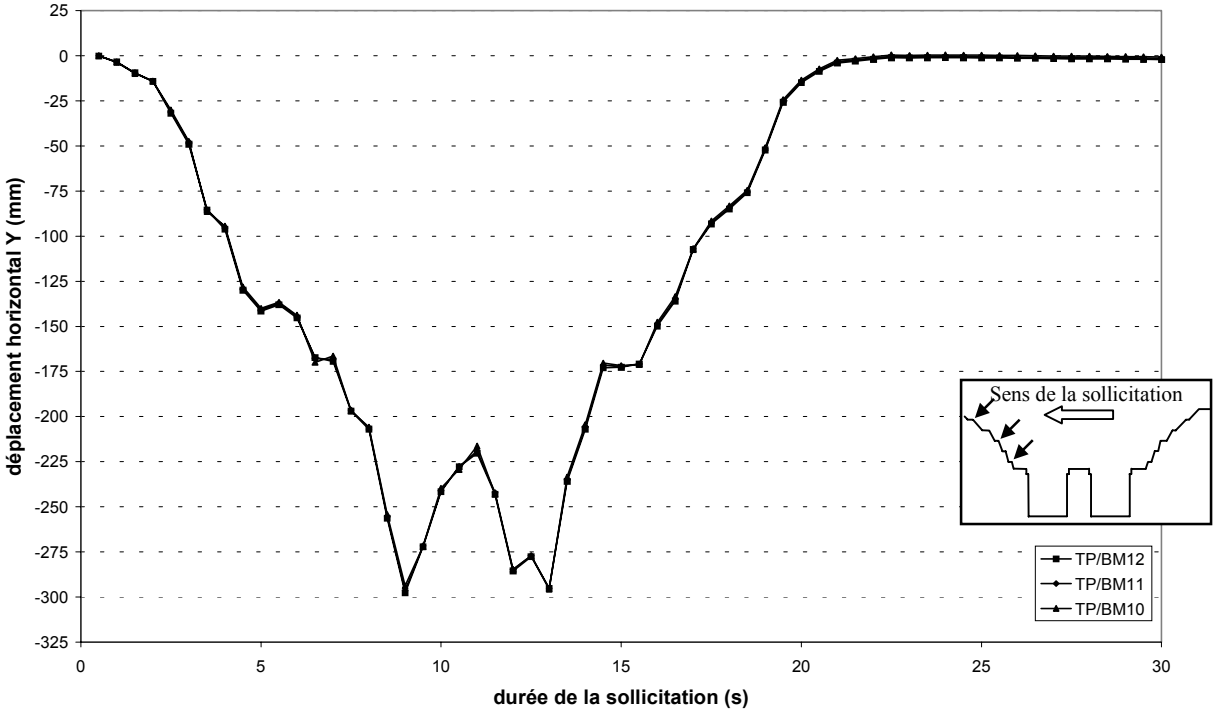
Modèle dynamique 2 : déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques situées dans la région centrale (murs verticaux).



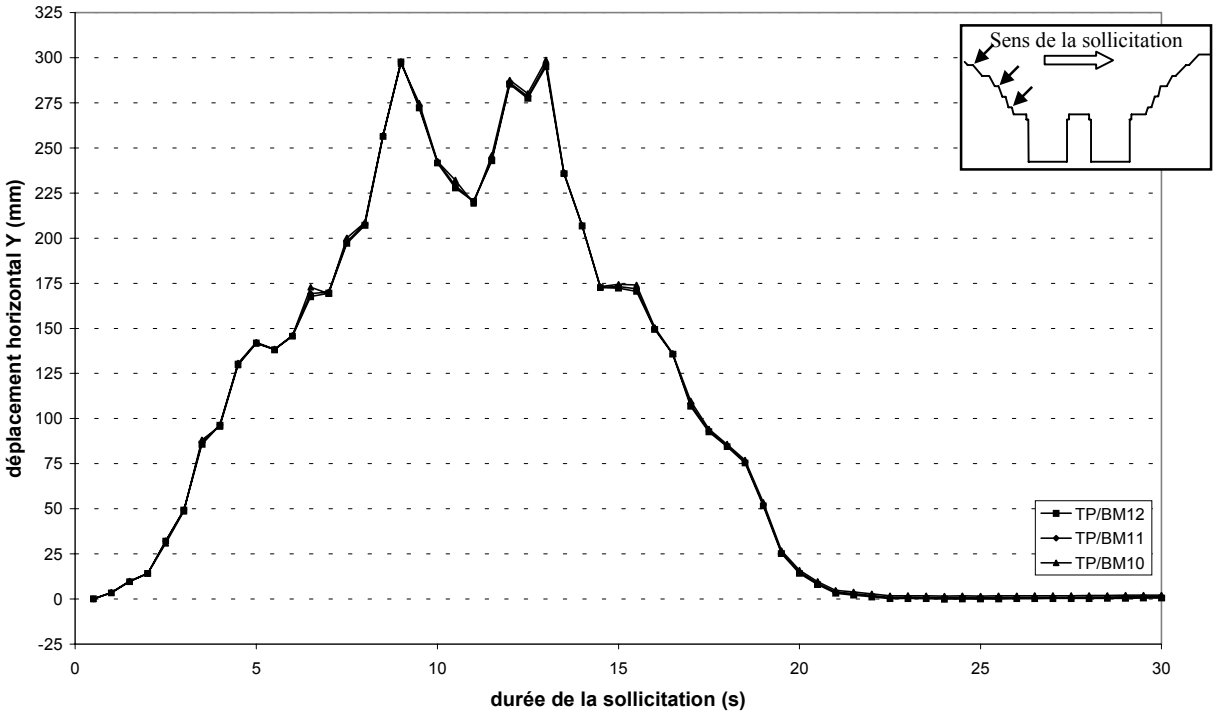
Modèle dynamique 1 : déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques situées dans la région centrale (murs verticaux).



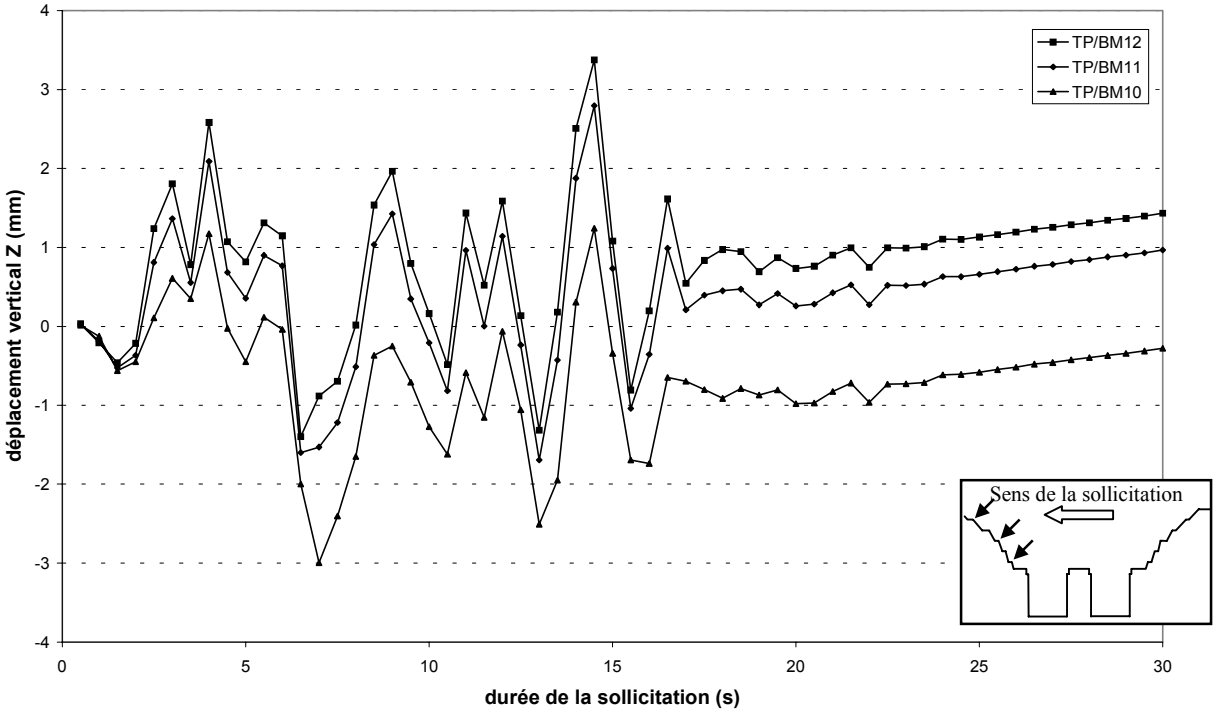
Modèle dynamique 2 : déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques situées dans la région centrale (murs verticaux).



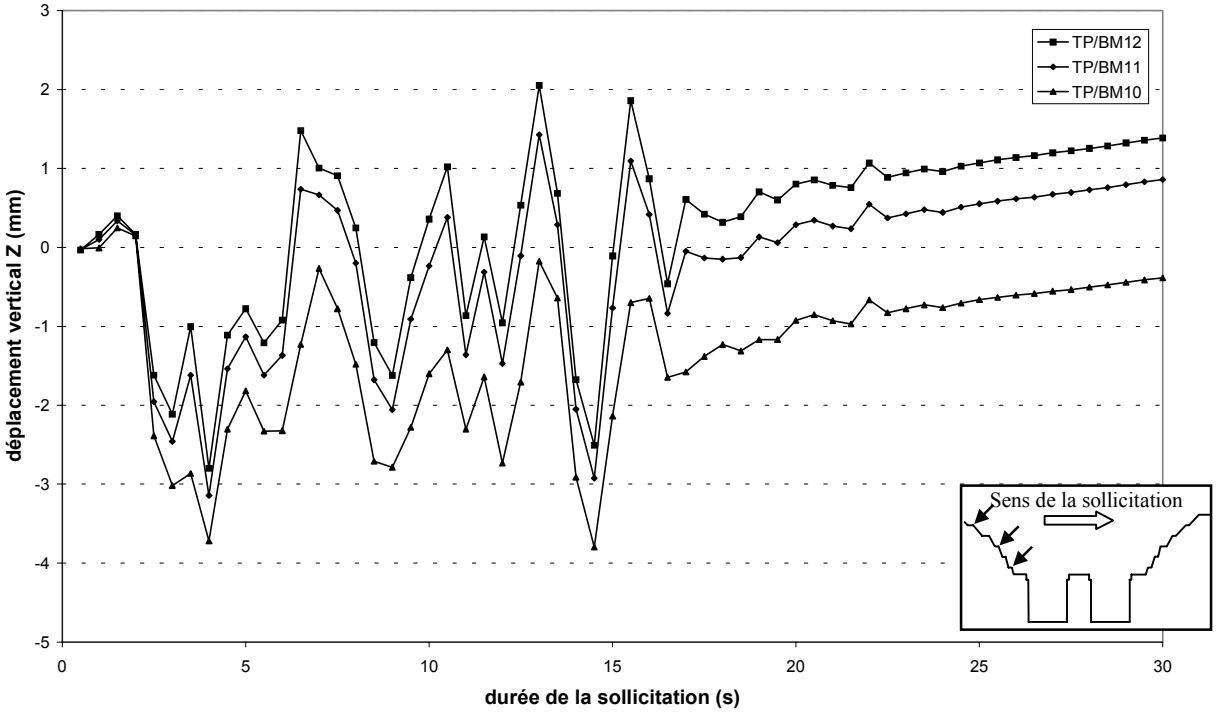
Modèle dynamique 1 : déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques situées sur le versant nord.



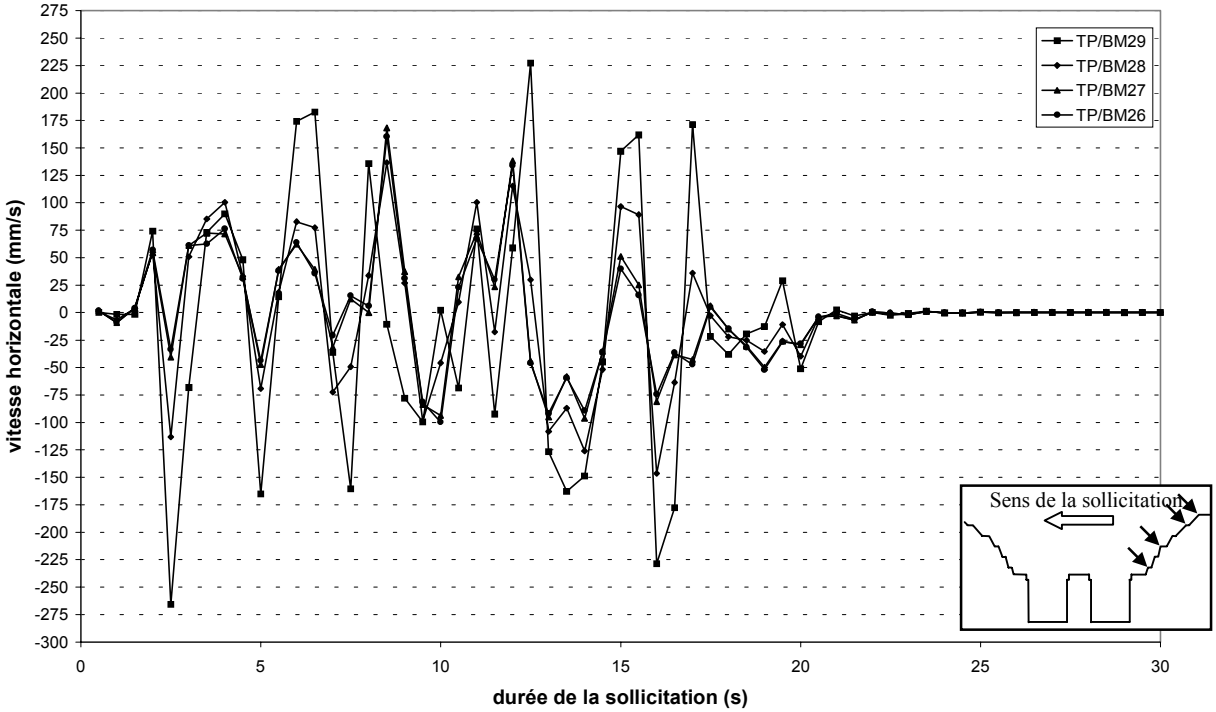
Modèle dynamique 2 : déplacements horizontaux au niveau des bornes topographiques situées sur le versant nord.



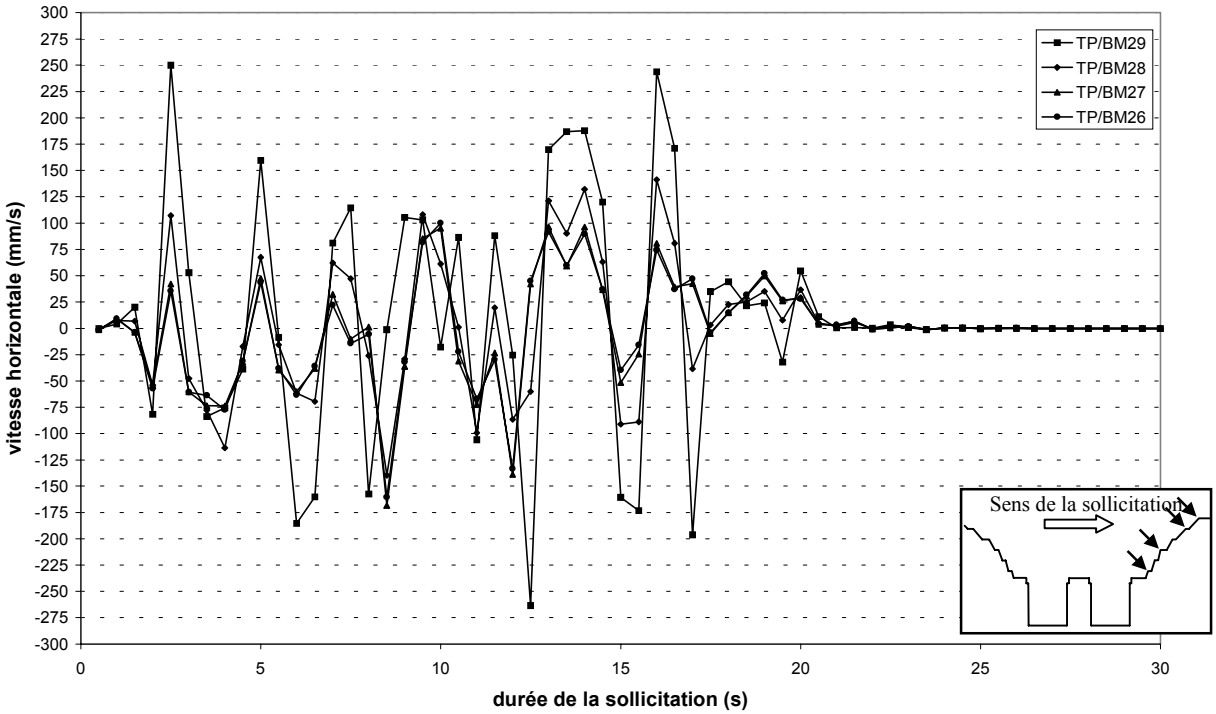
Modèle dynamique 1 : déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques situées sur le versant nord.



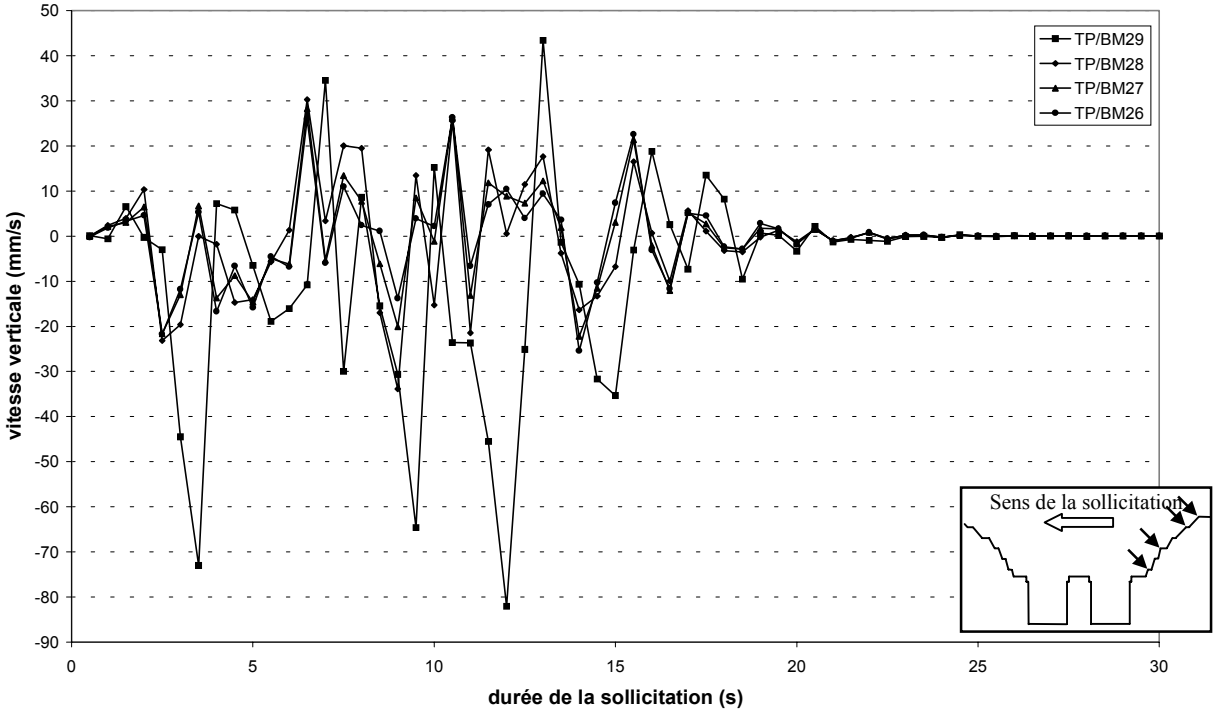
Modèle dynamique 2 : déplacements verticaux au niveau des bornes topographiques situées sur le versant nord.



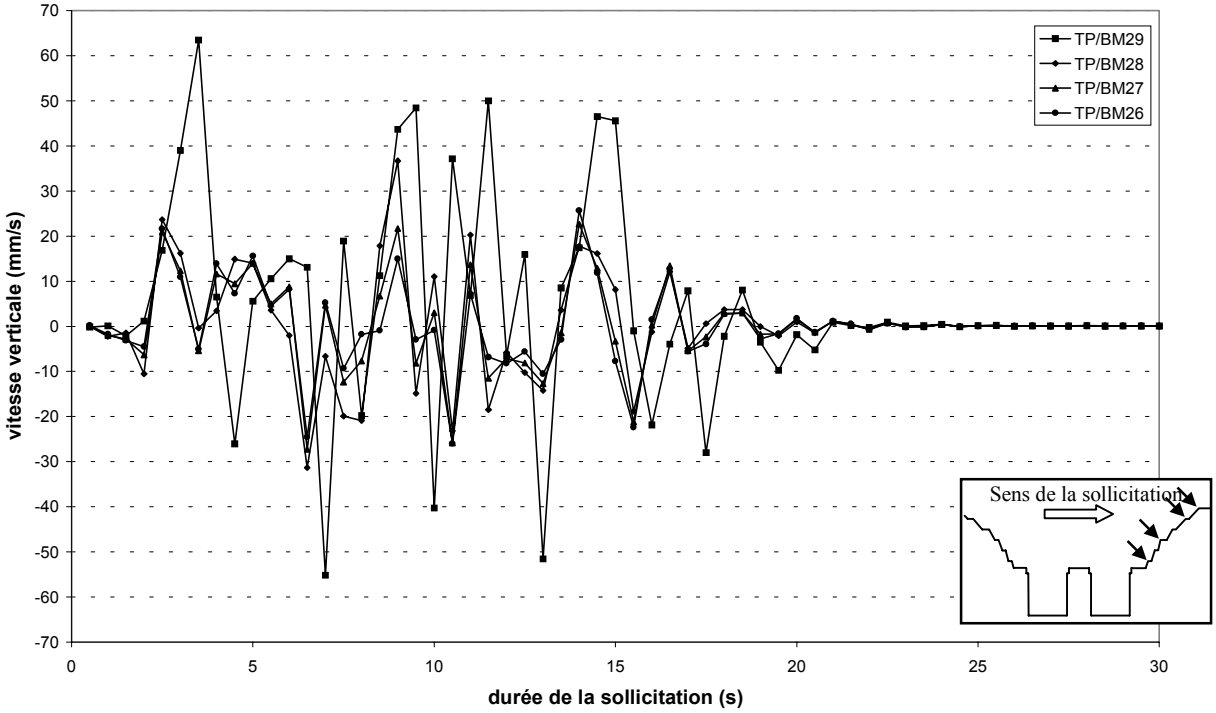
Modèle dynamique 1 : vitesses horizontales au niveau des bornes topographiques situées sur le versant sud.



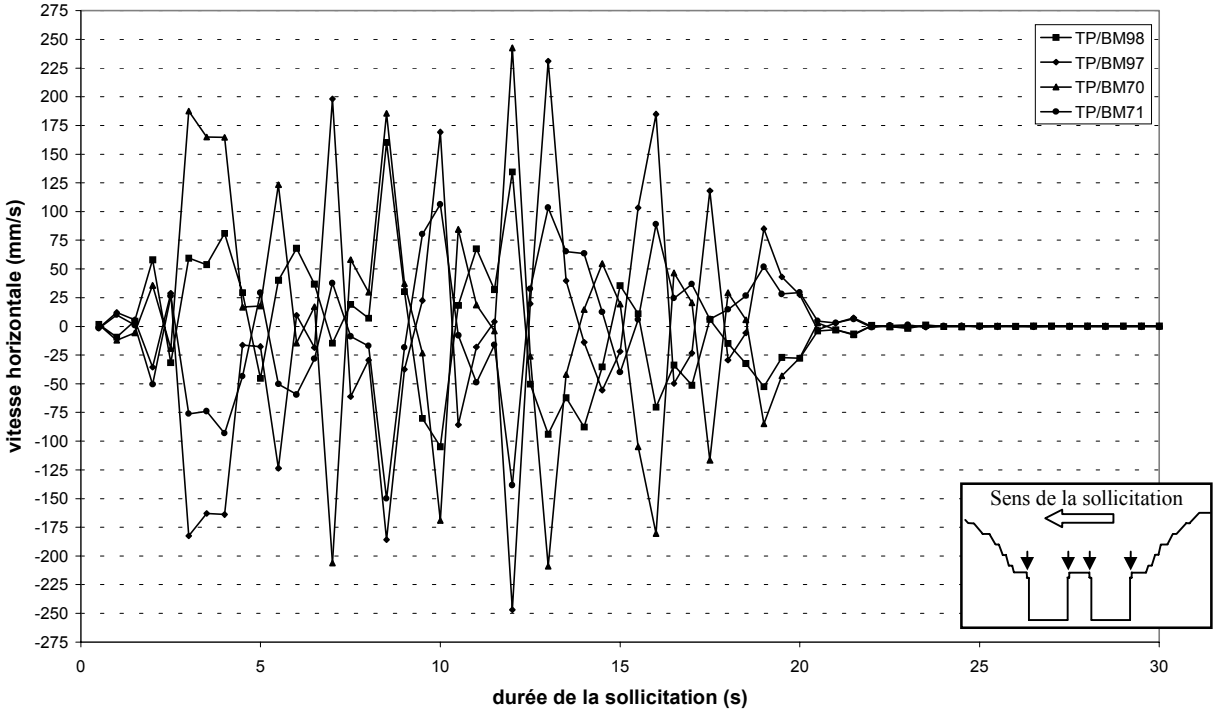
Modèle dynamique 2 : vitesses horizontales au niveau des bornes topographiques situées sur le versant sud.



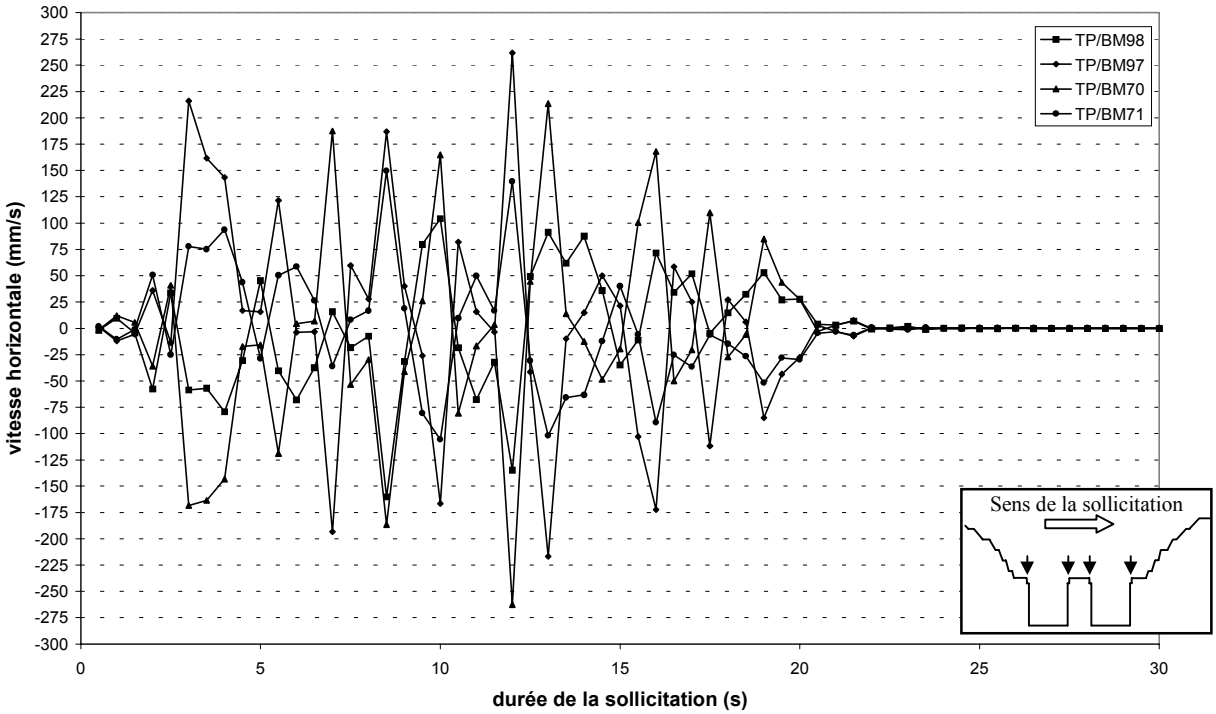
Modèle dynamique 1 : vitesses verticales au niveau des bornes topographiques situées sur le versant sud.



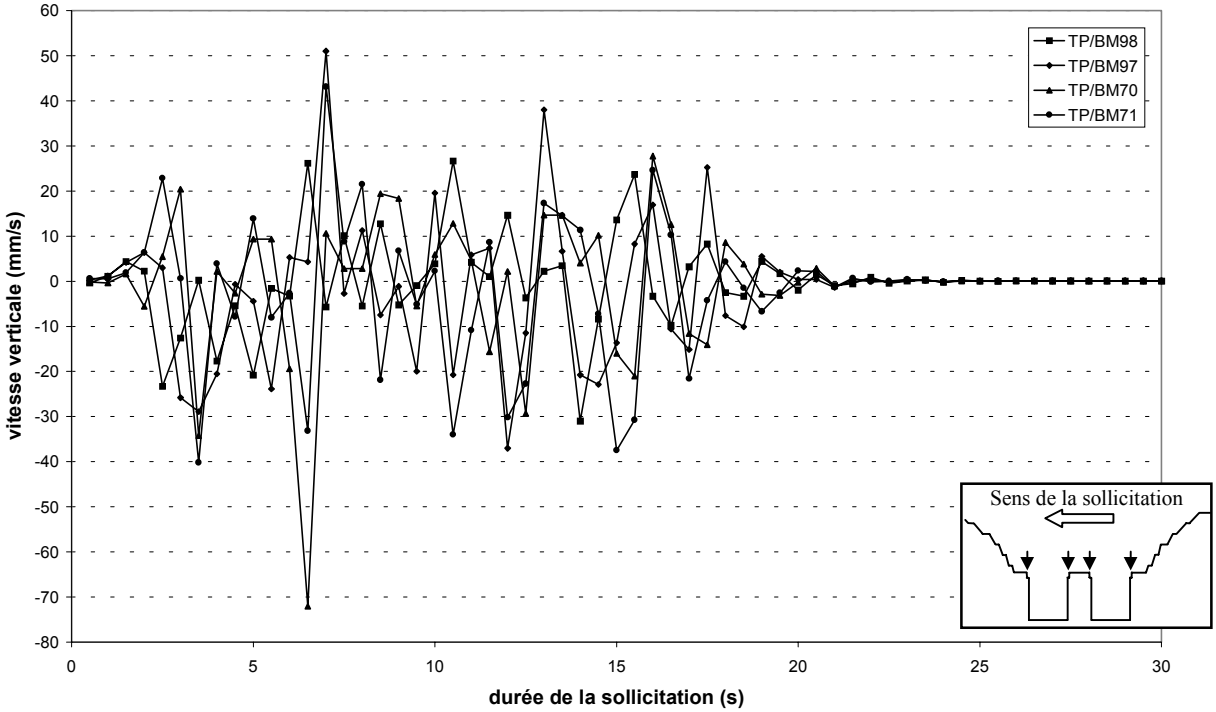
Modèle dynamique 2 : vitesses verticales au niveau des bornes topographiques situées sur le versant sud.



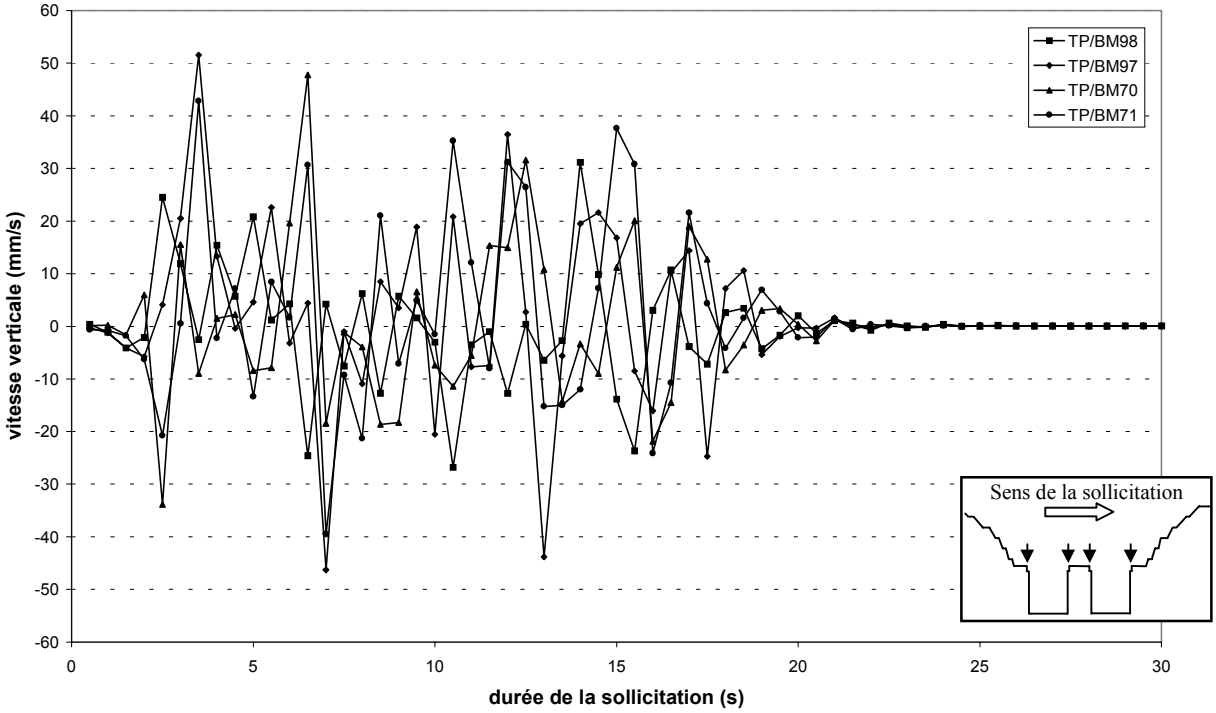
Modèle dynamique 1 : vitesses horizontales au niveau des bornes topographiques situées dans la région centrale (murs verticaux).



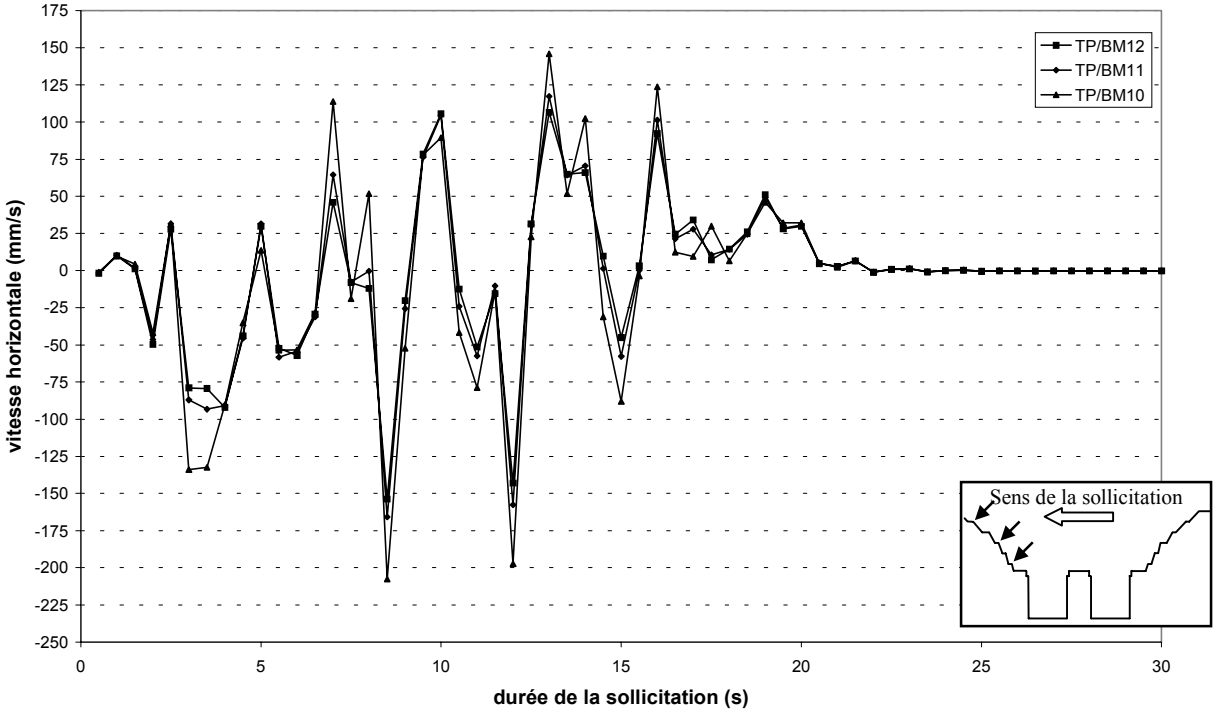
Modèle dynamique 2 : vitesses horizontales au niveau des bornes topographiques situées dans la région centrale (murs verticaux).



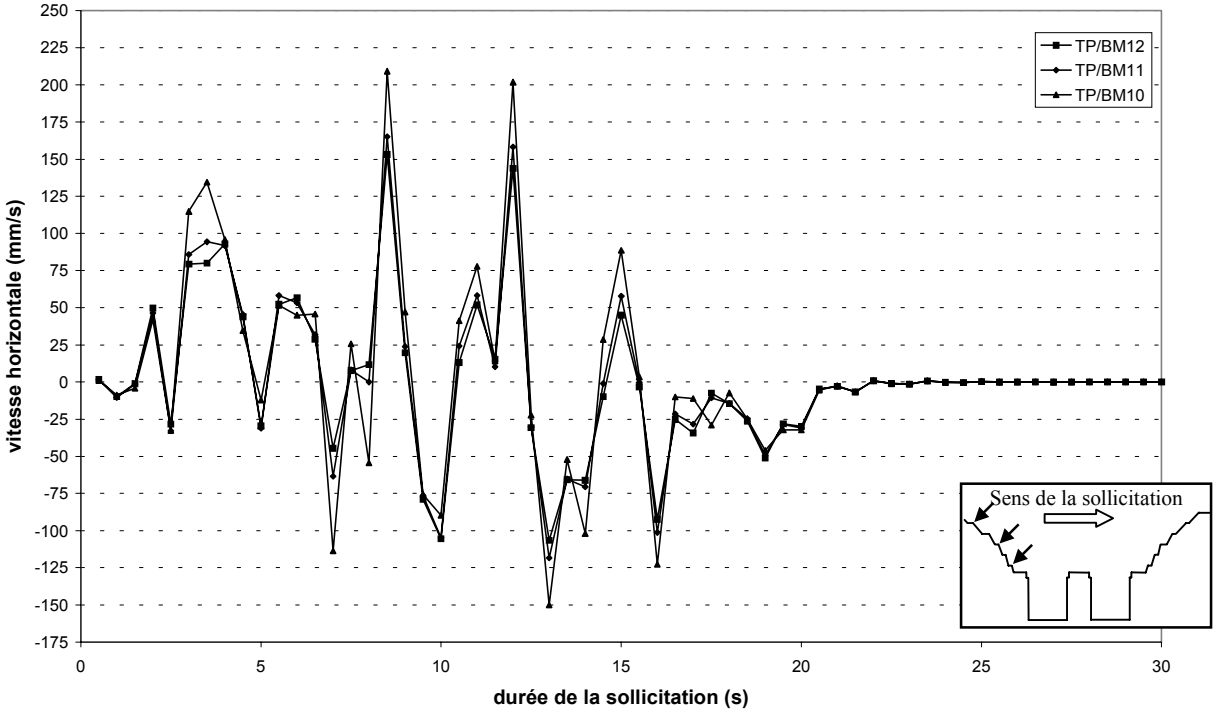
Modèle dynamique 1 : vitesses verticales au niveau des bornes topographiques situées dans la région centrale (murs verticaux).



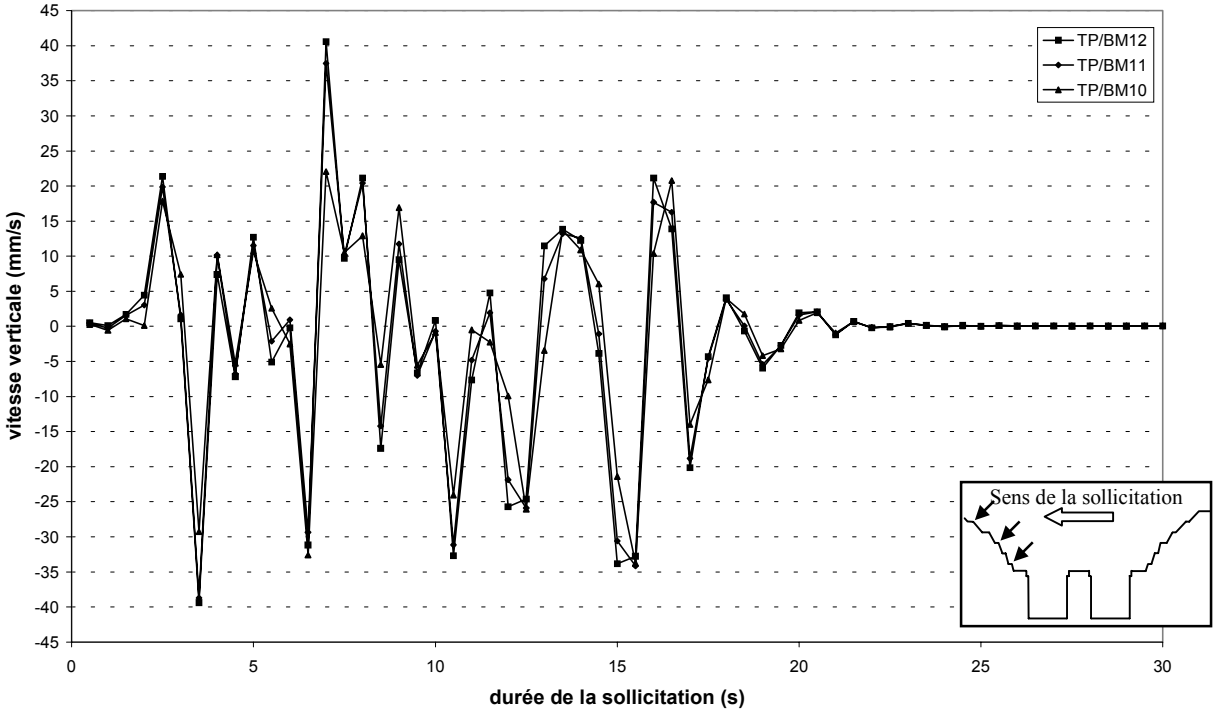
Modèle dynamique 2 : vitesses verticales au niveau des bornes topographiques situées dans la région centrale (murs verticaux).



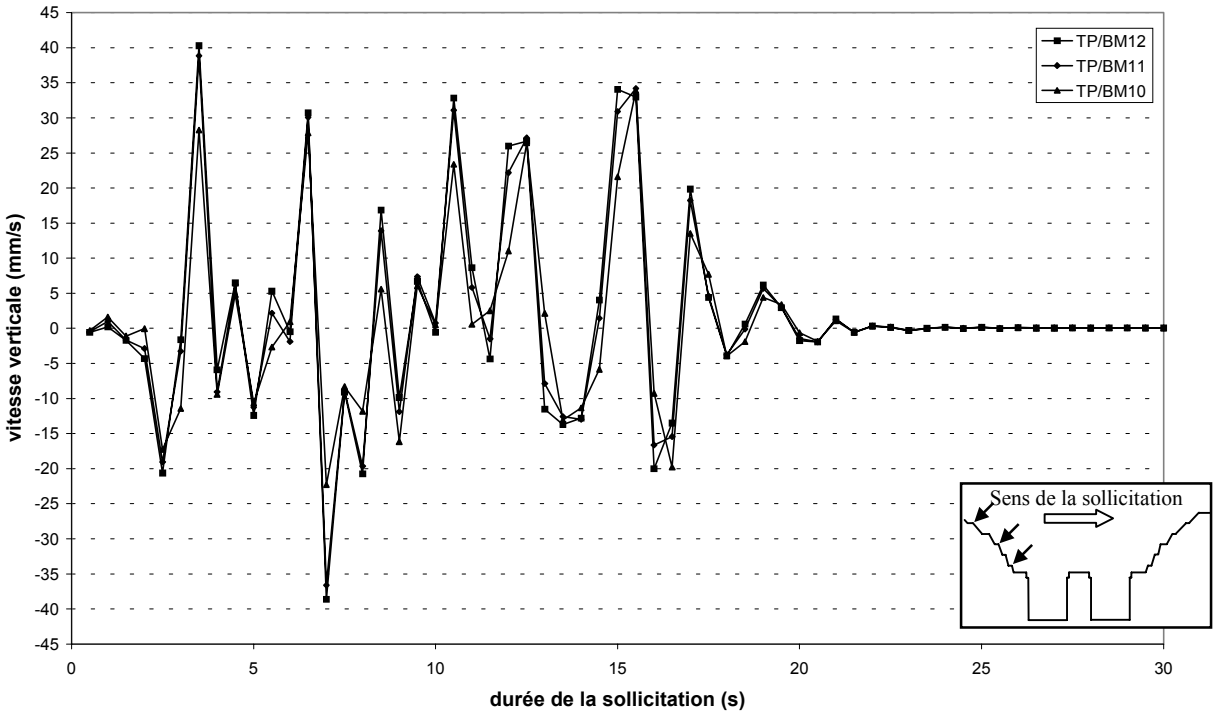
Modèle dynamique 1 : vitesses horizontales au niveau des bornes topographiques situées sur le versant nord.



Modèle dynamique 2 : vitesses horizontales au niveau des bornes topographiques situées sur le versant nord.



Modèle dynamique 1 : vitesses verticales au niveau des bornes topographiques situées sur le versant nord.



Modèle dynamique 2 : vitesses verticales au niveau des bornes topographiques situées sur le versant nord.

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 30 sec.

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 3071970

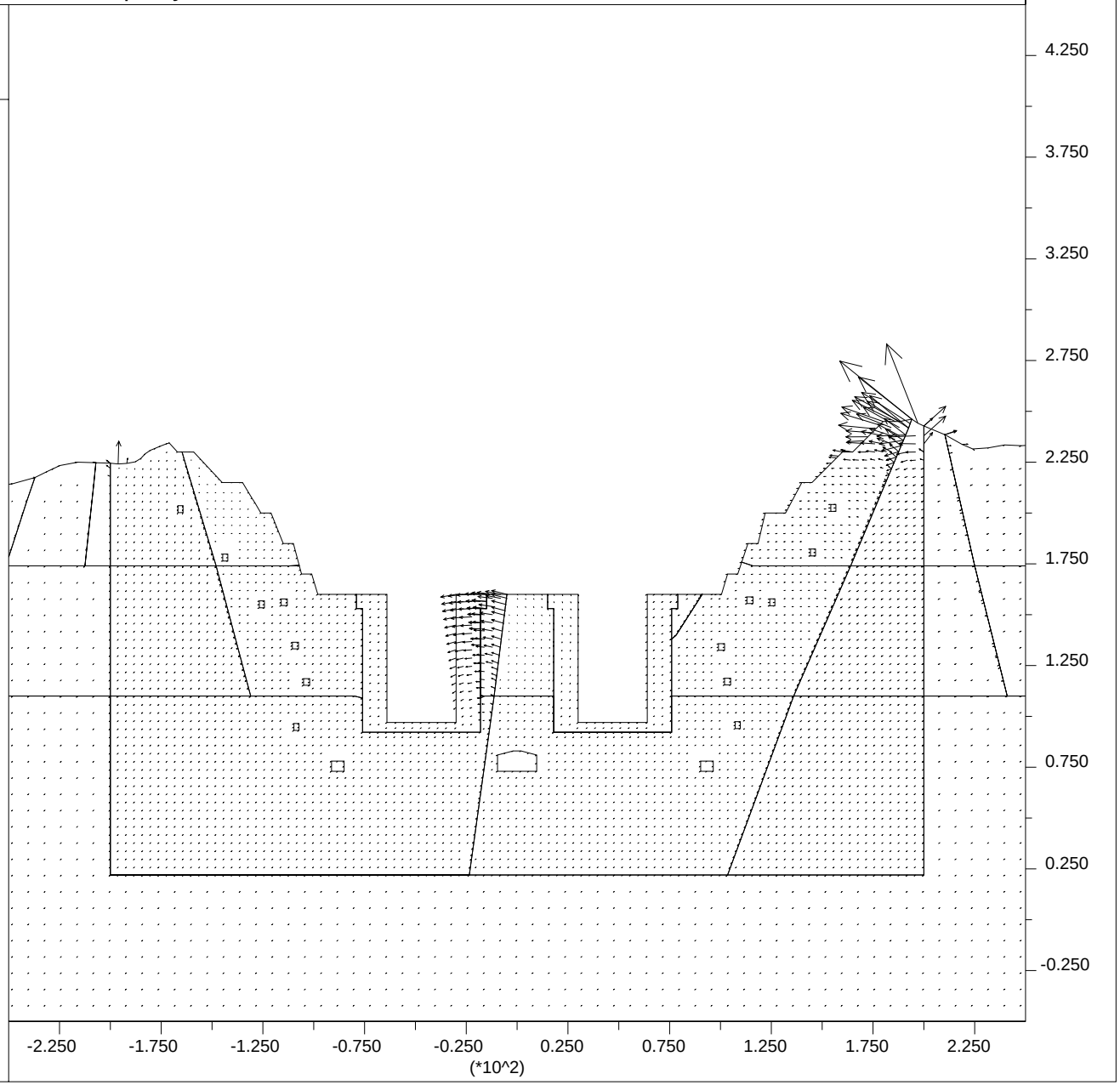
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

Displacement vectors

Max Vector = 1.886E-01

0 5E -1

Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC



JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 30 sec.

FLAC (Version 3.40)

LEGEND

step 3071970

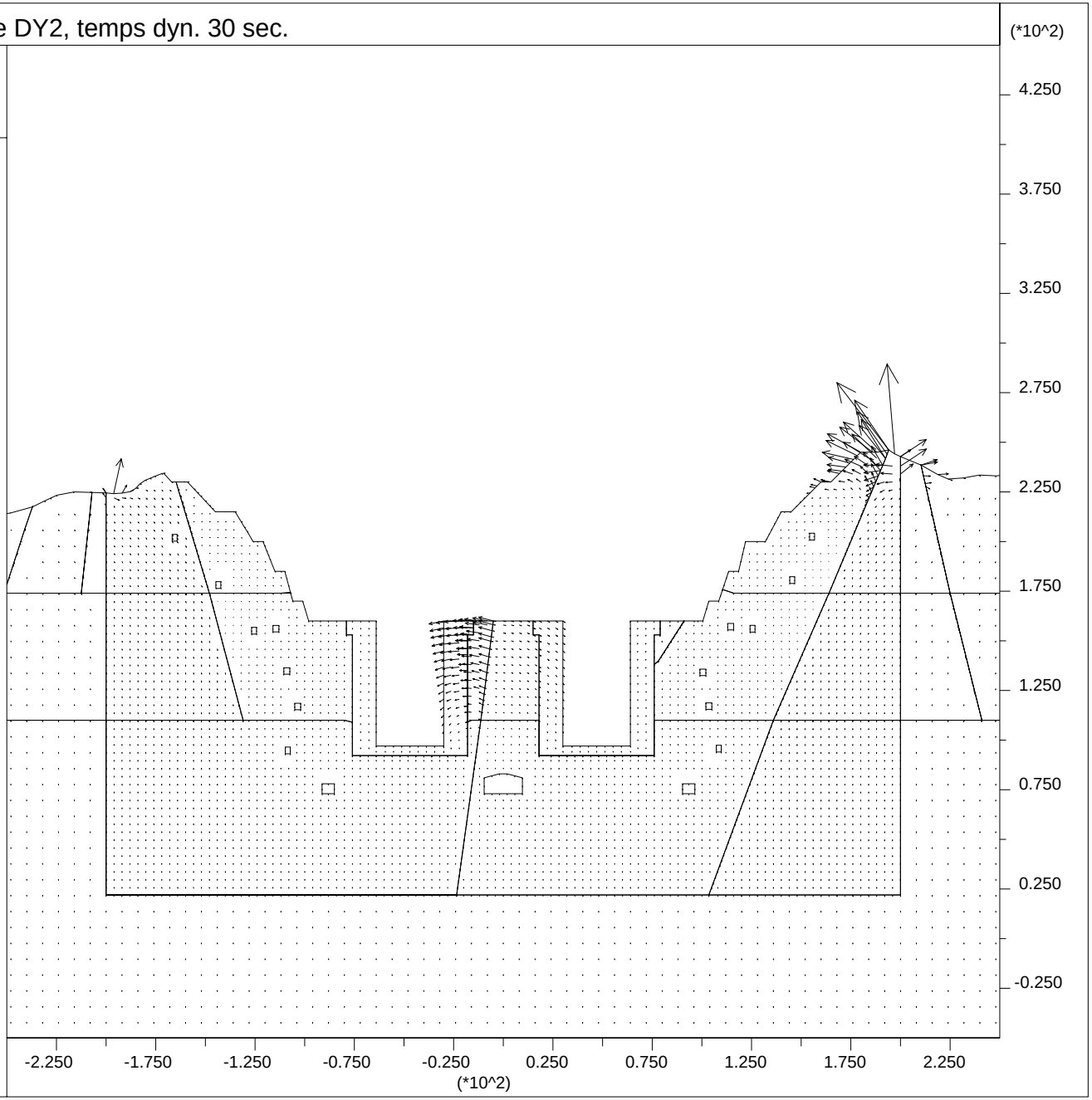
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02

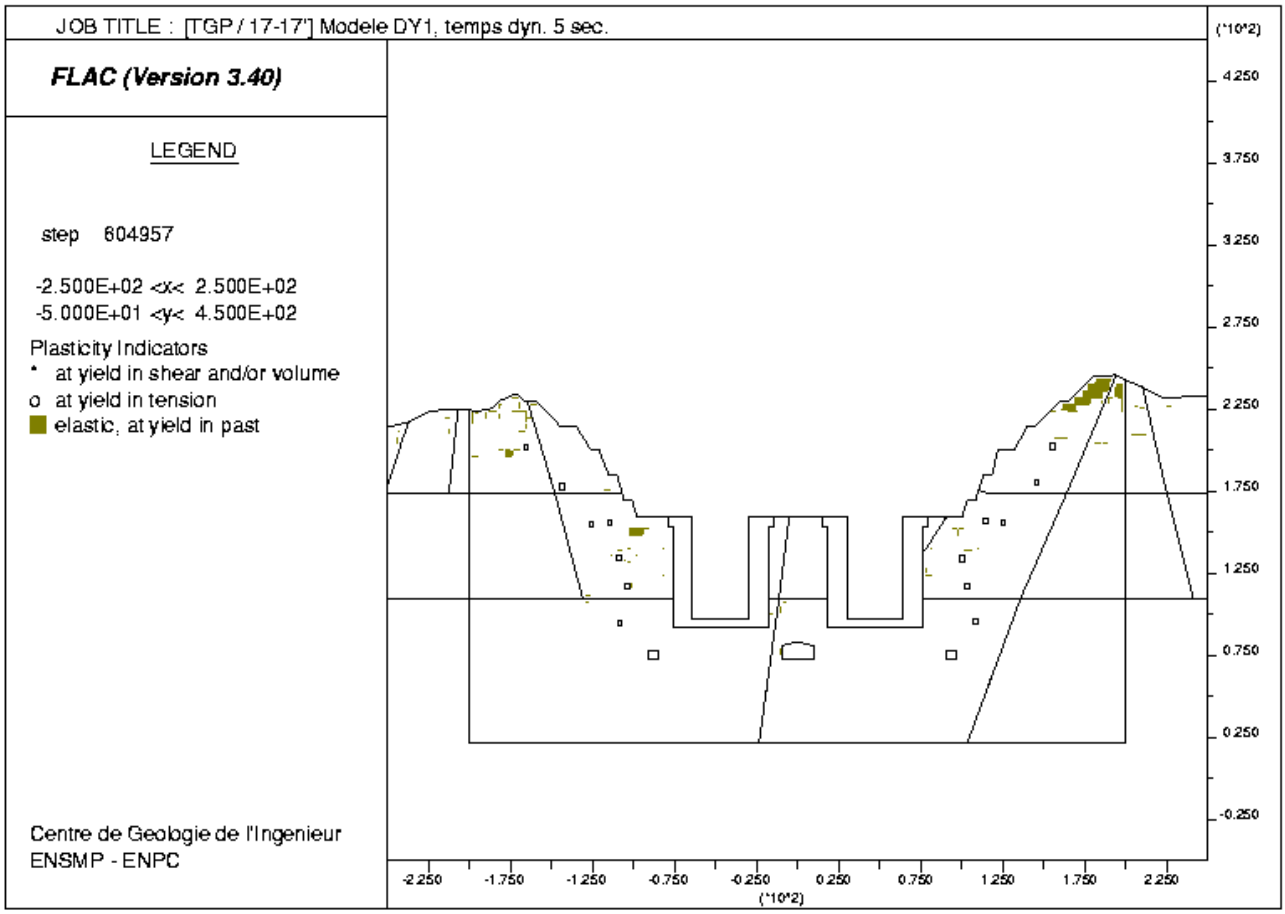
Displacement vectors

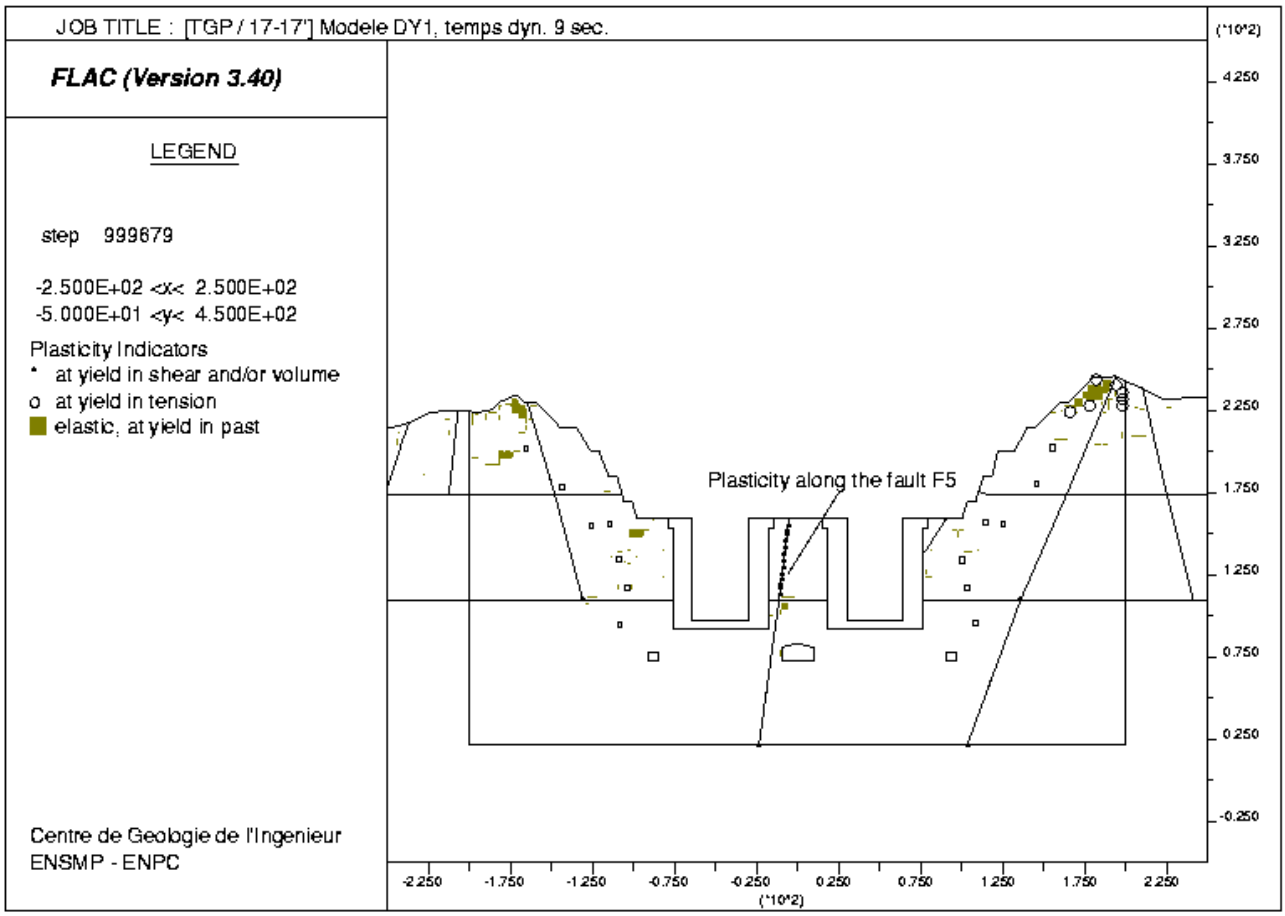
Max Vector = 1.592E-01

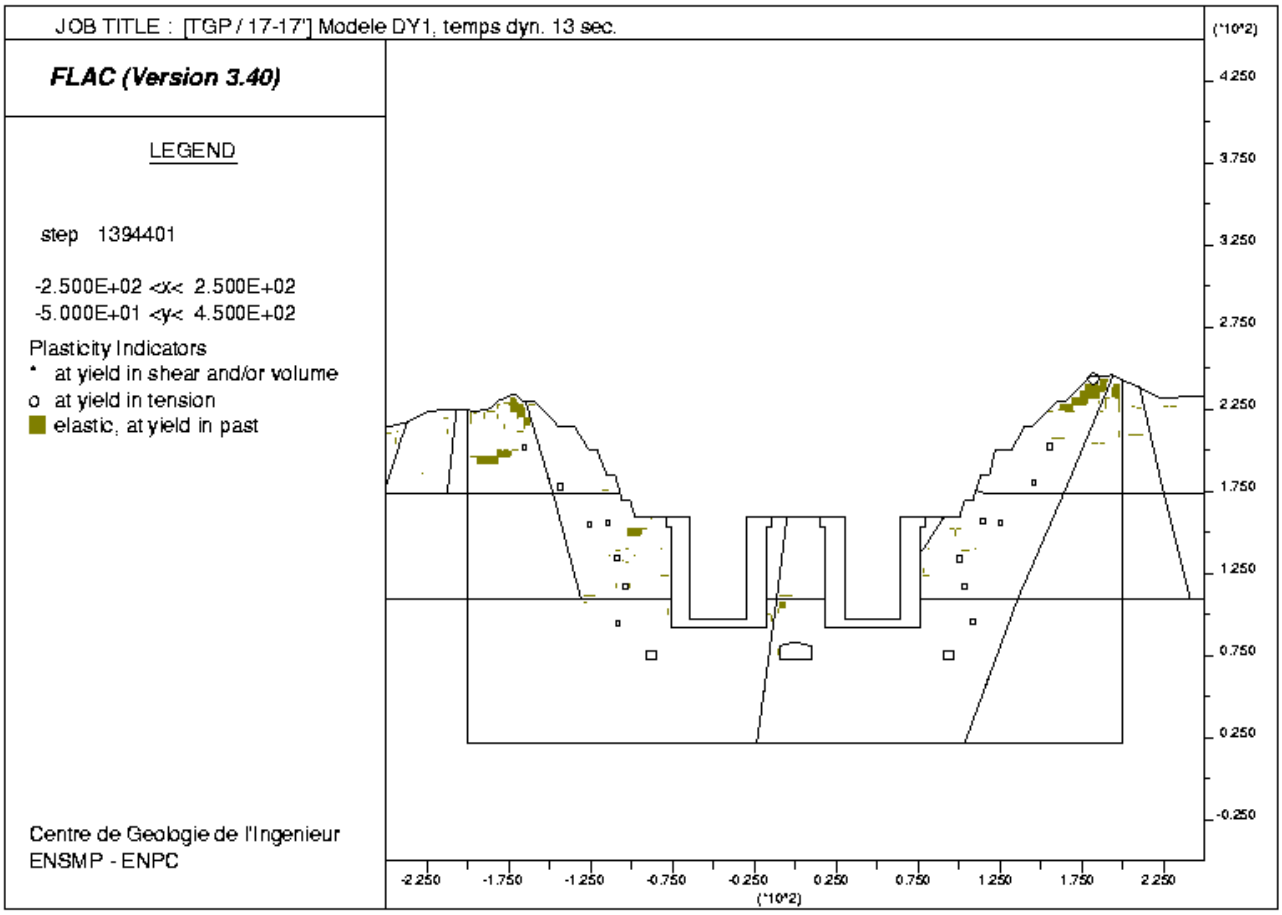
0 5E -1

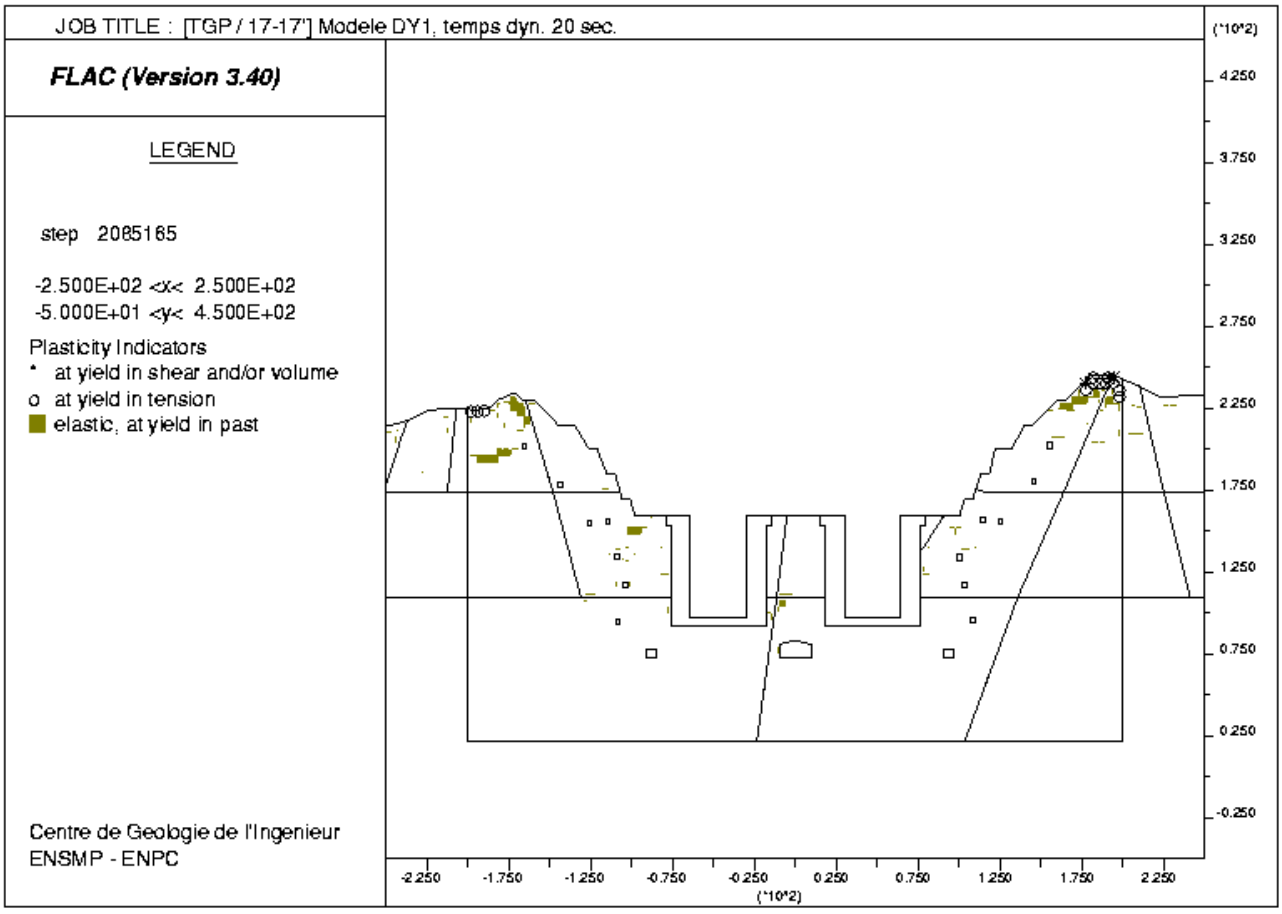
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC

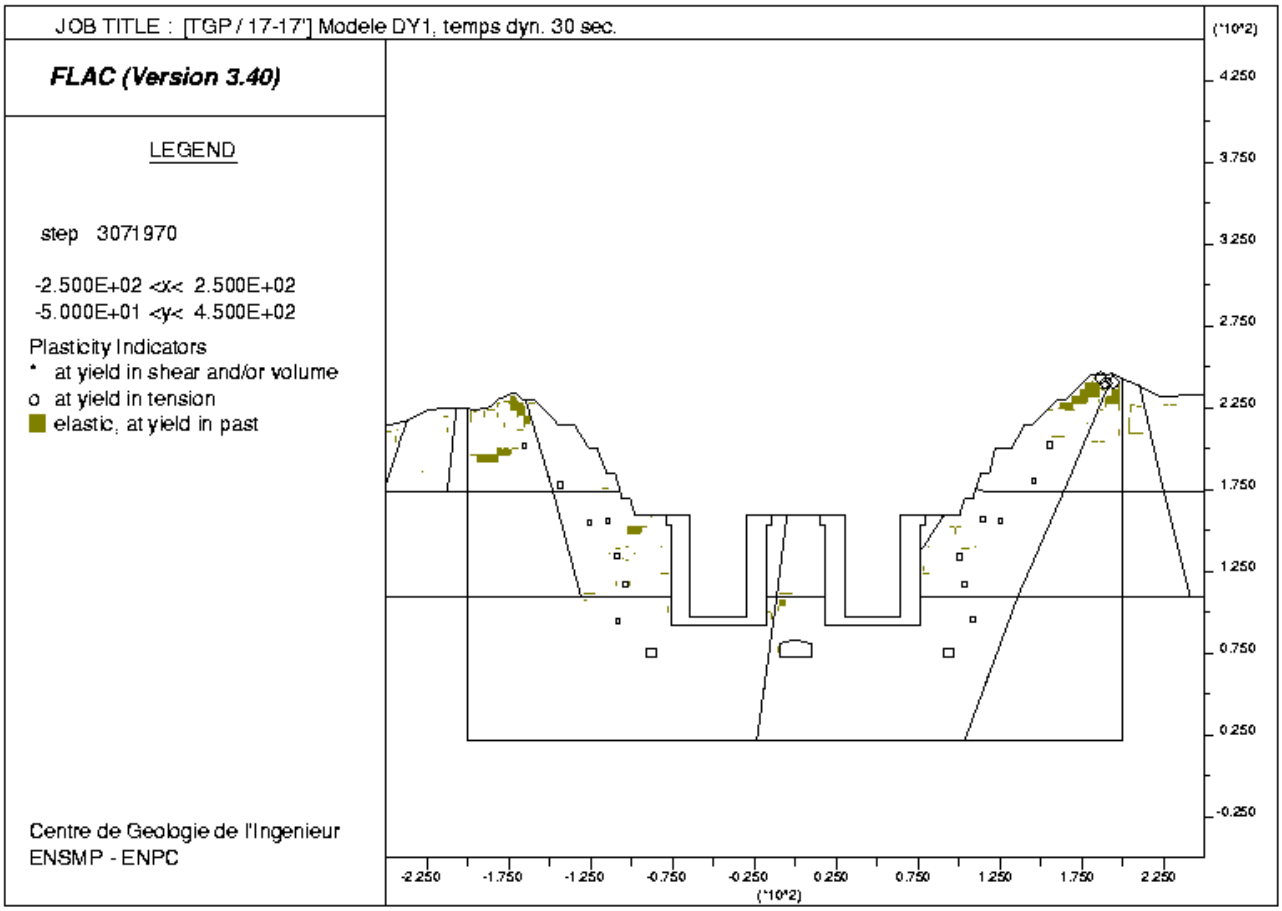


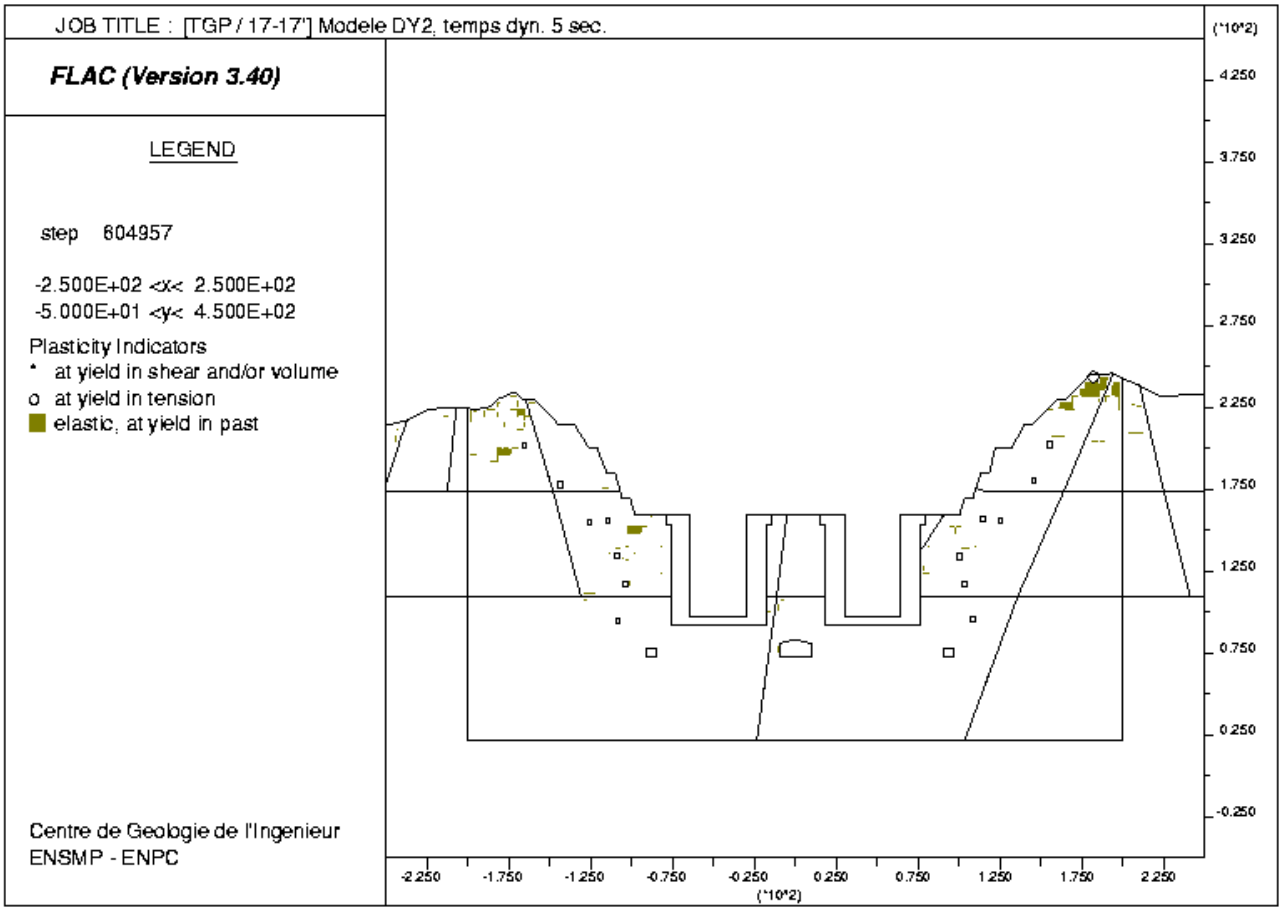

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

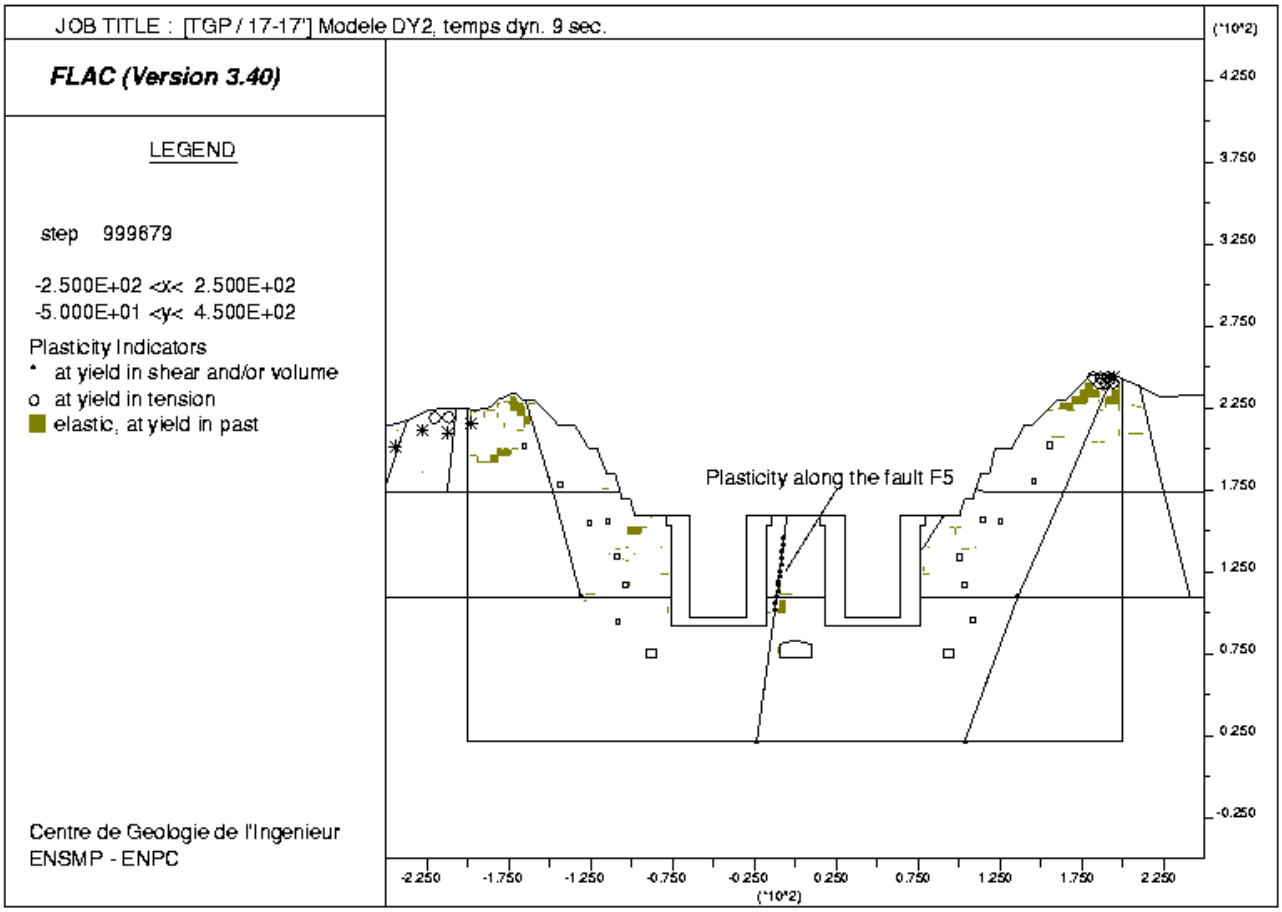

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Plasticity along the fault F5
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

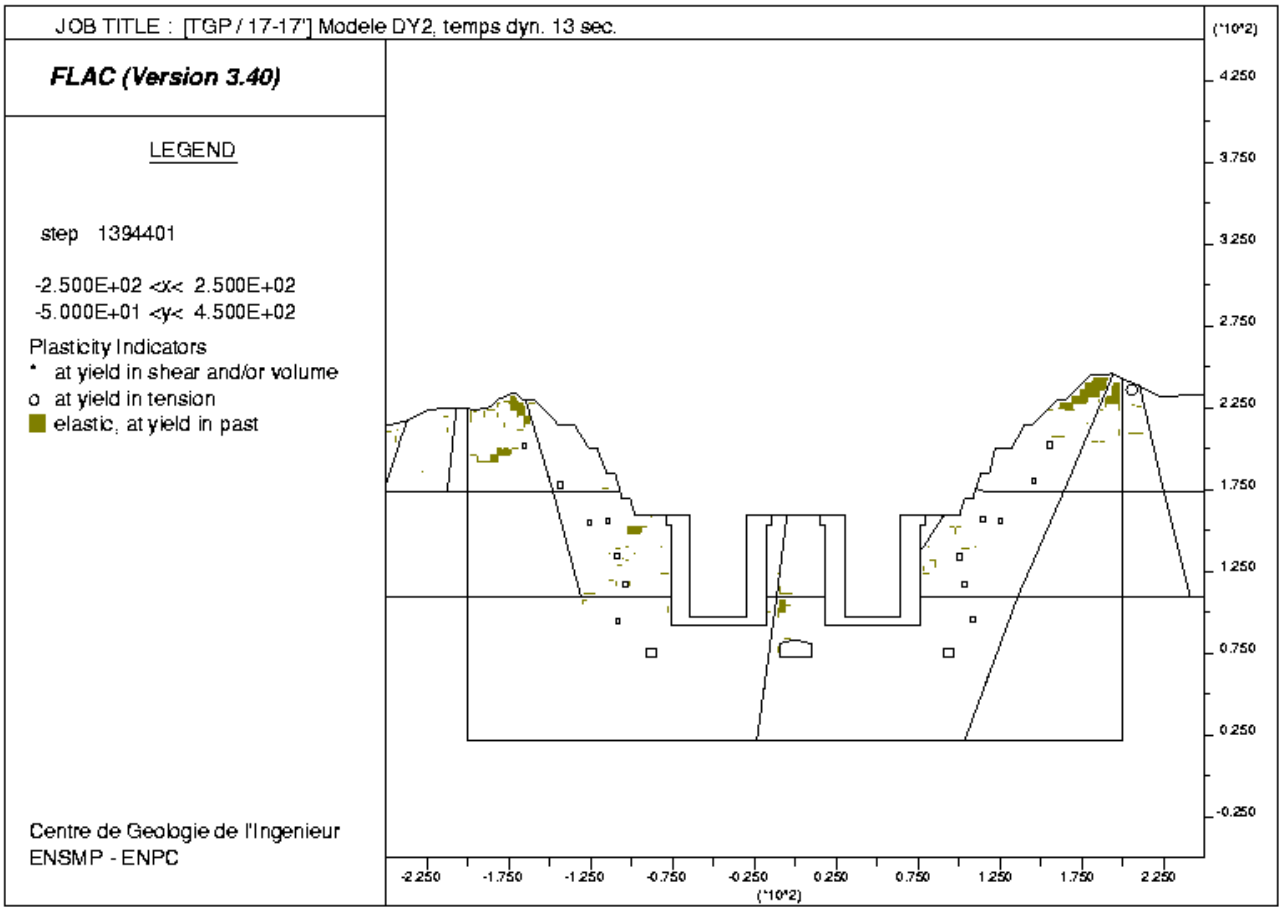

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

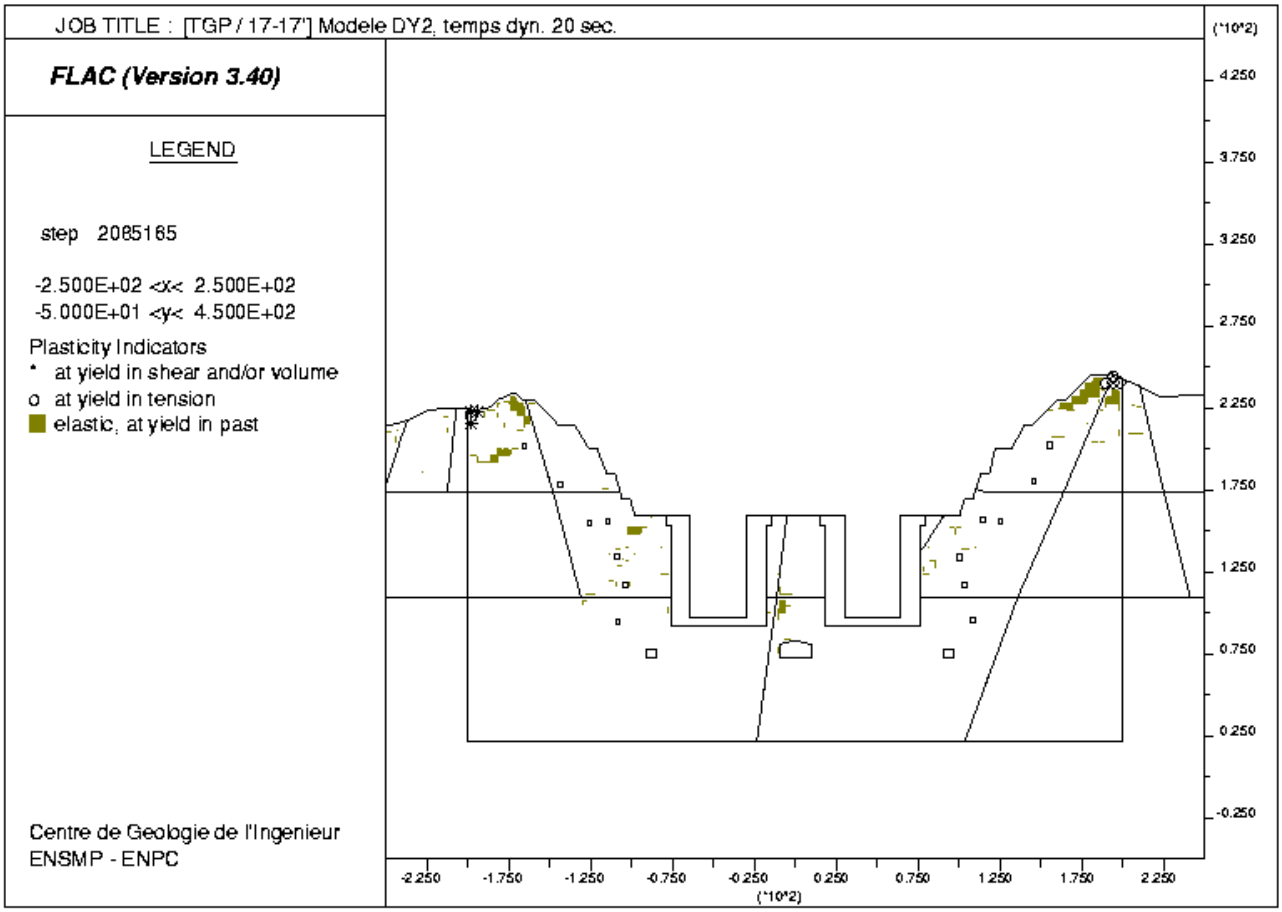

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

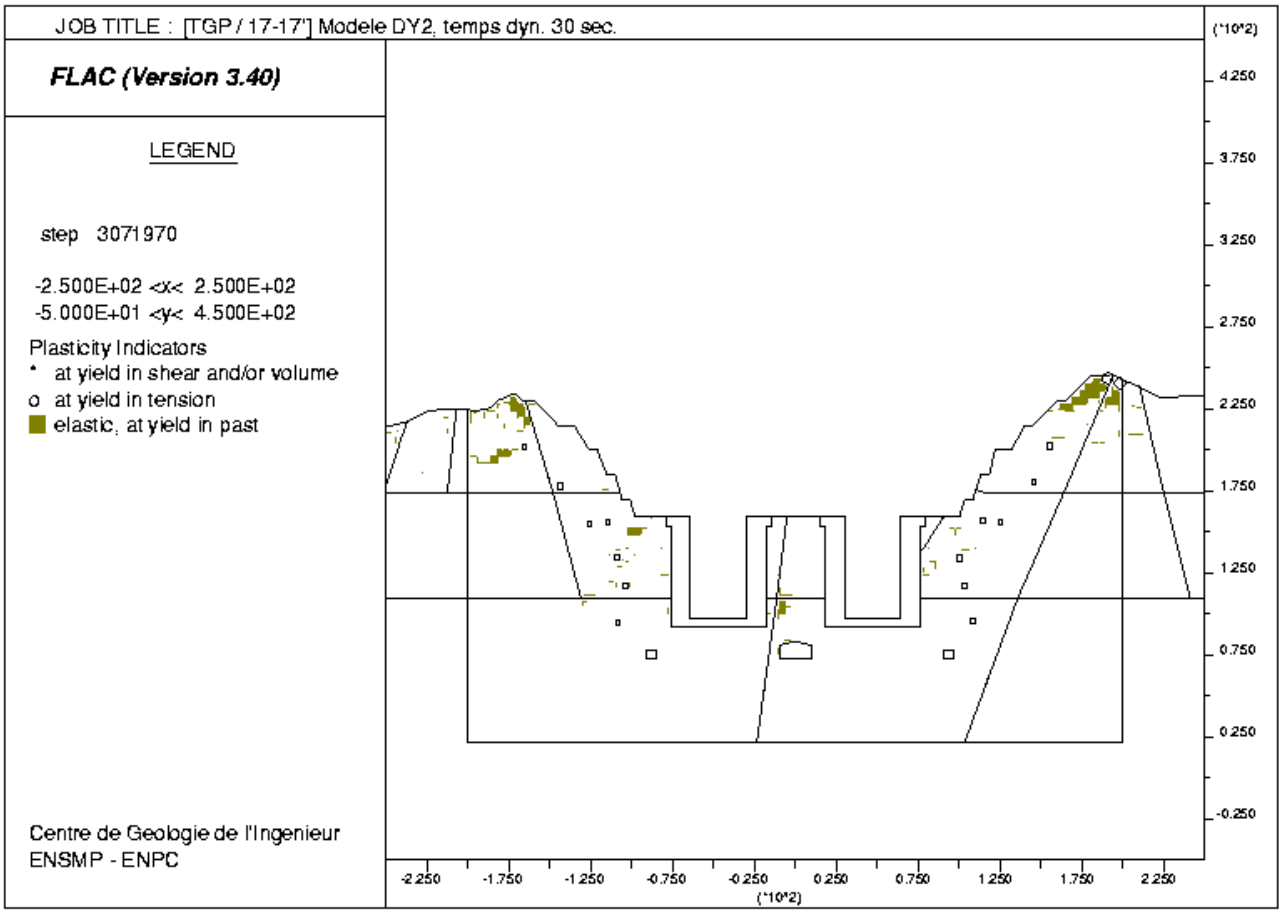

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

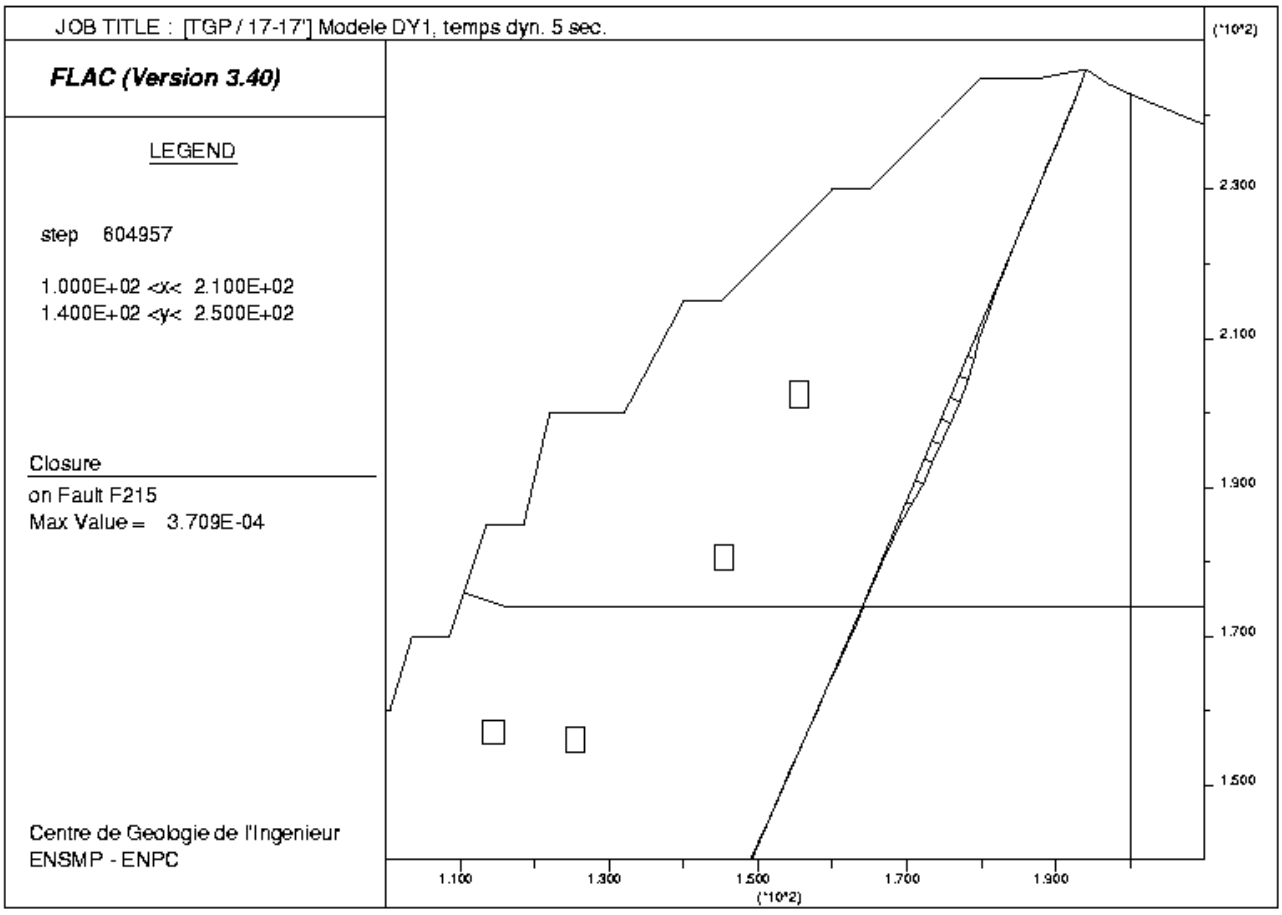

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

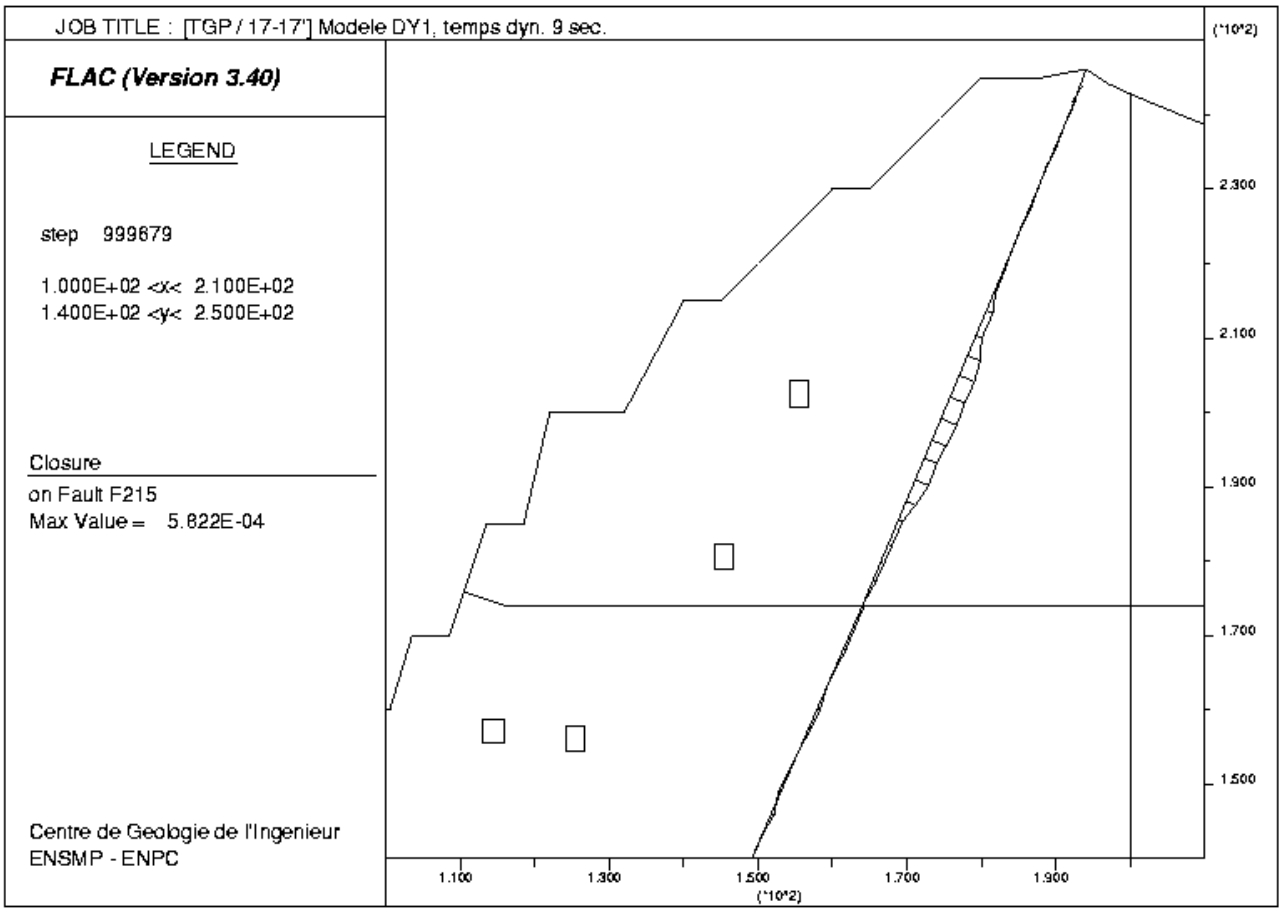

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
Plasticity along the fault F5
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

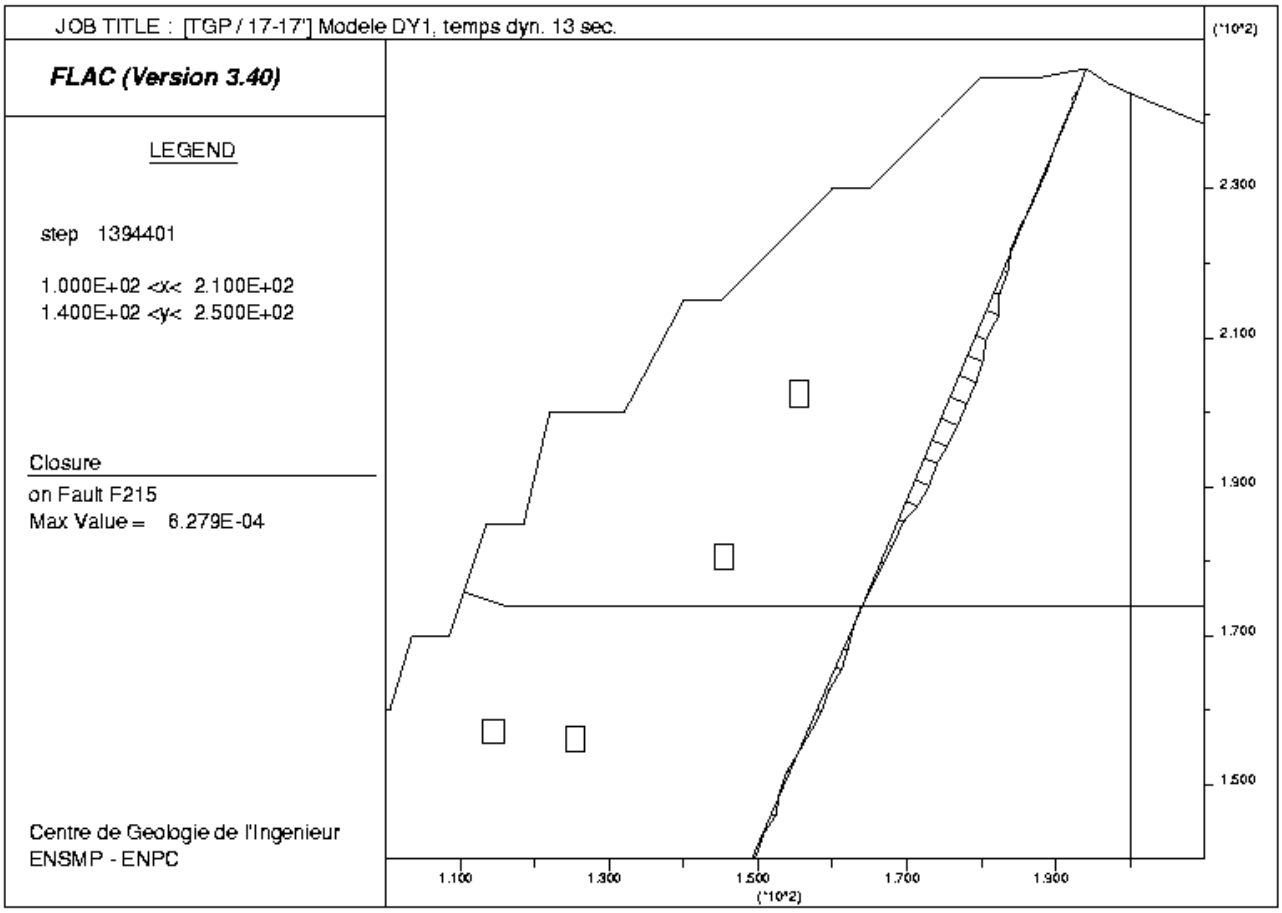

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

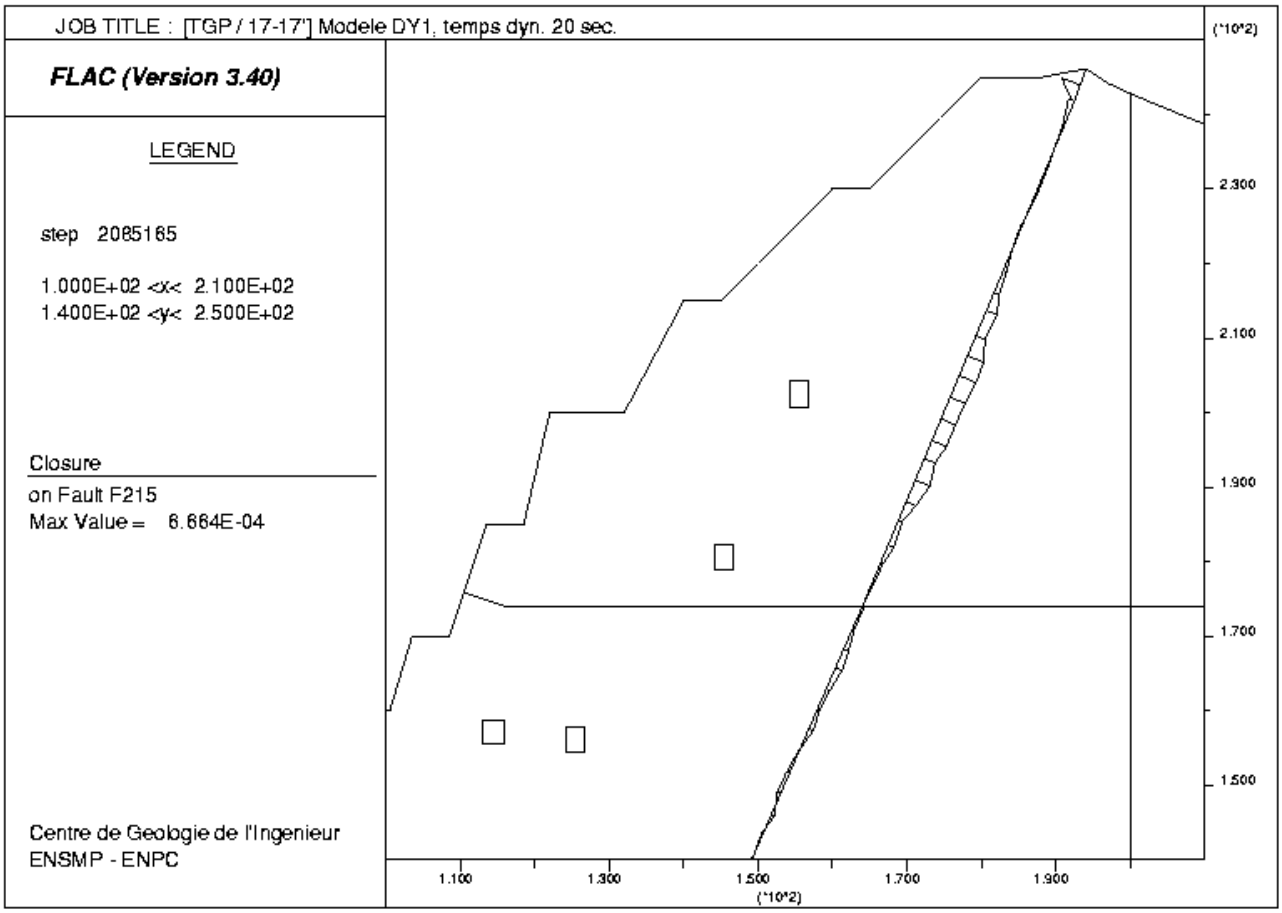

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

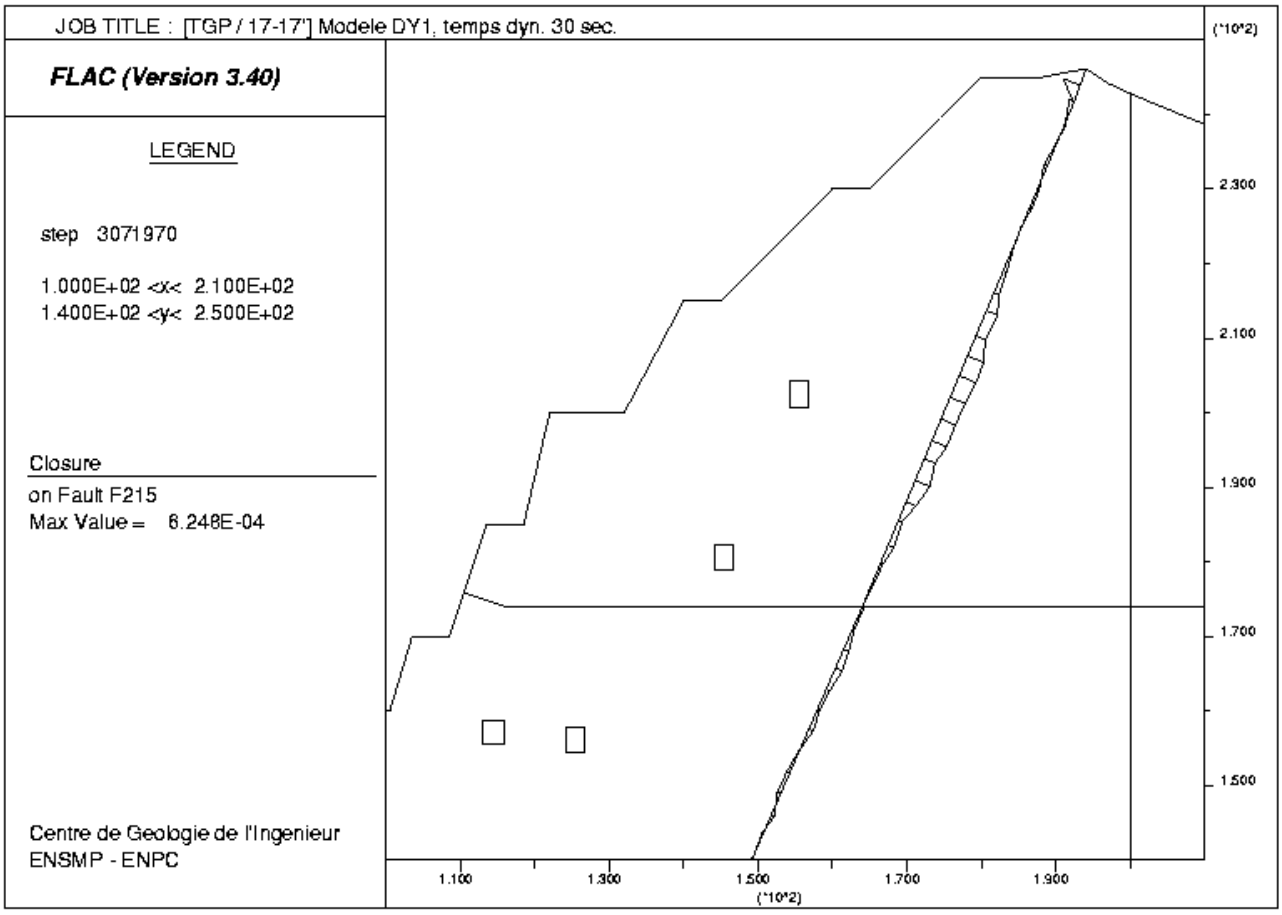

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
-2.500E+02 <x< 2.500E+02
-5.000E+01 <y< 4.500E+02
Plasticity Indicators
* at yield in shear and/or volume
o at yield in tension
elastic, at yield in past
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
4.250
3.750
3.250
2.750
2.250
1.750
1.250
0.750
0.250
-0.250
-2.250
-1.750
-1.250
-0.750
-0.250
0.250
0.750
1.250
1.750
2.250
(*10^2)

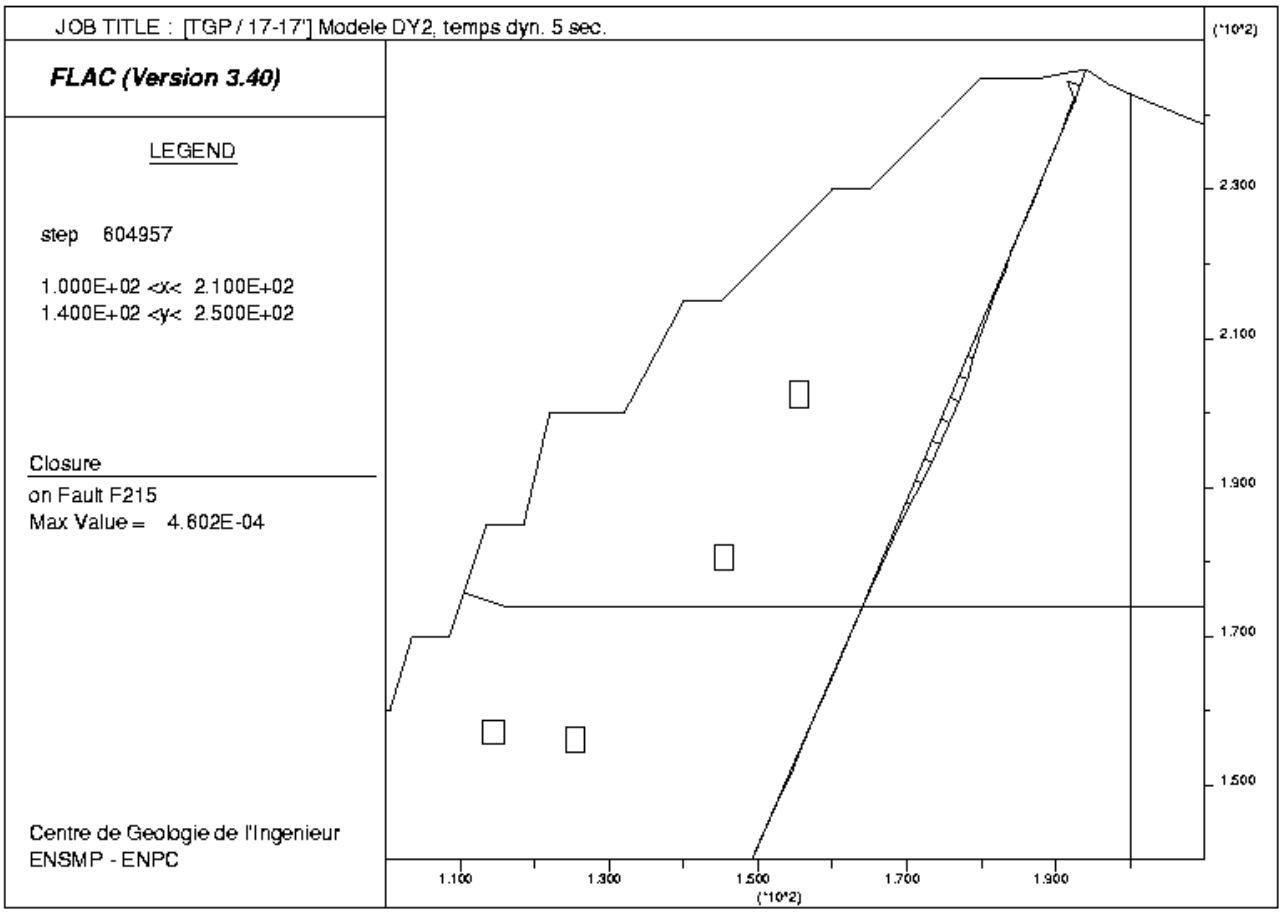

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 3.709E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

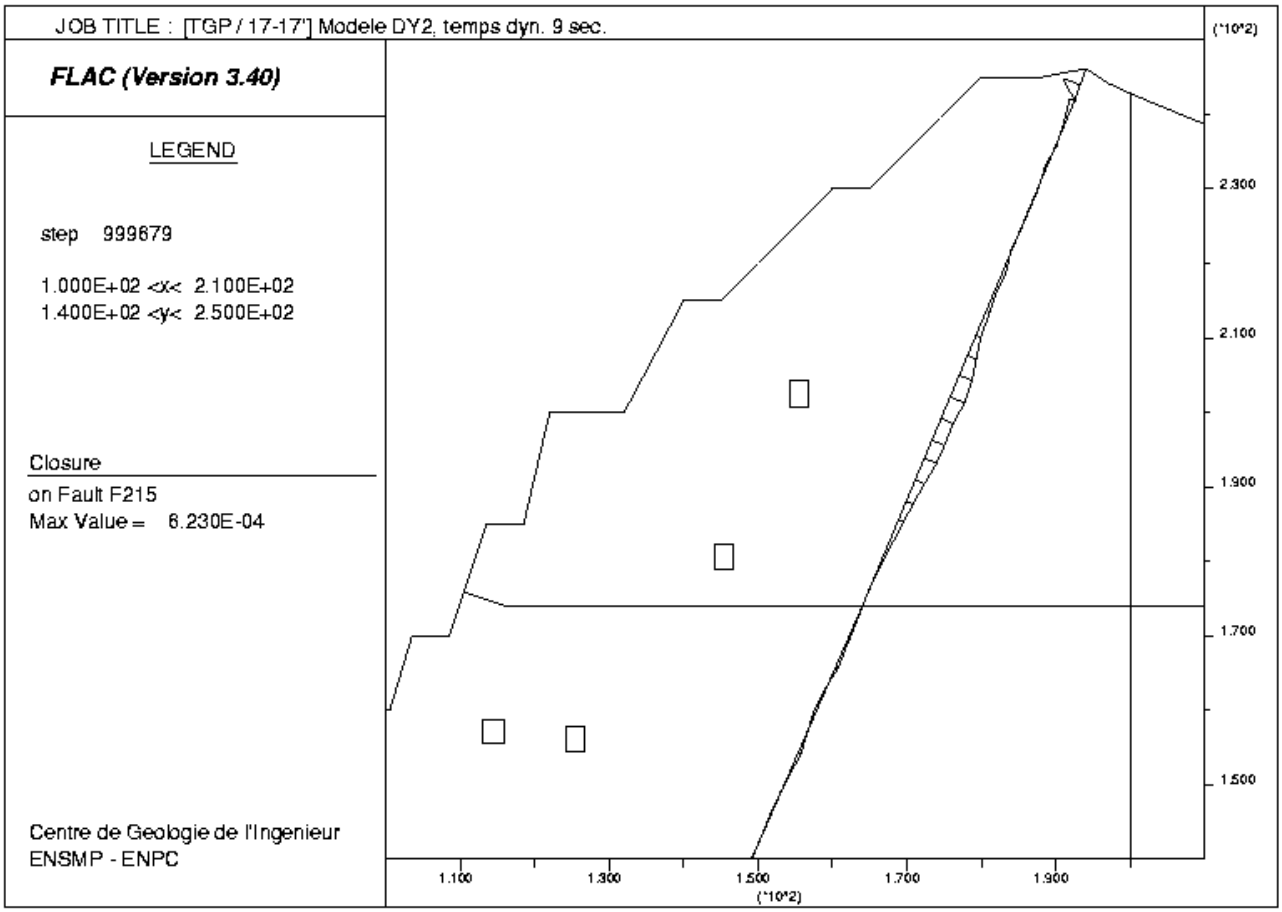

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 5.822E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

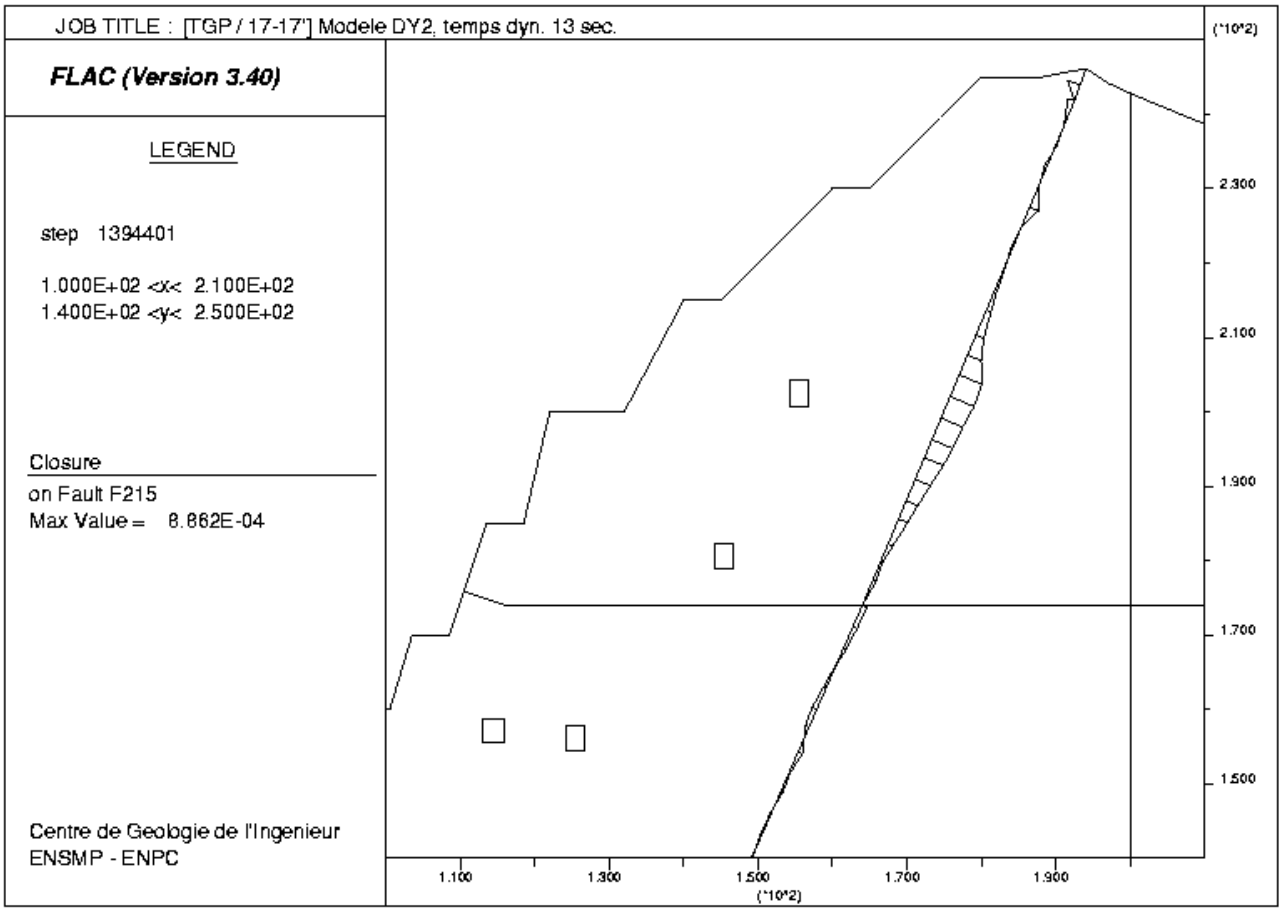

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 6.279E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

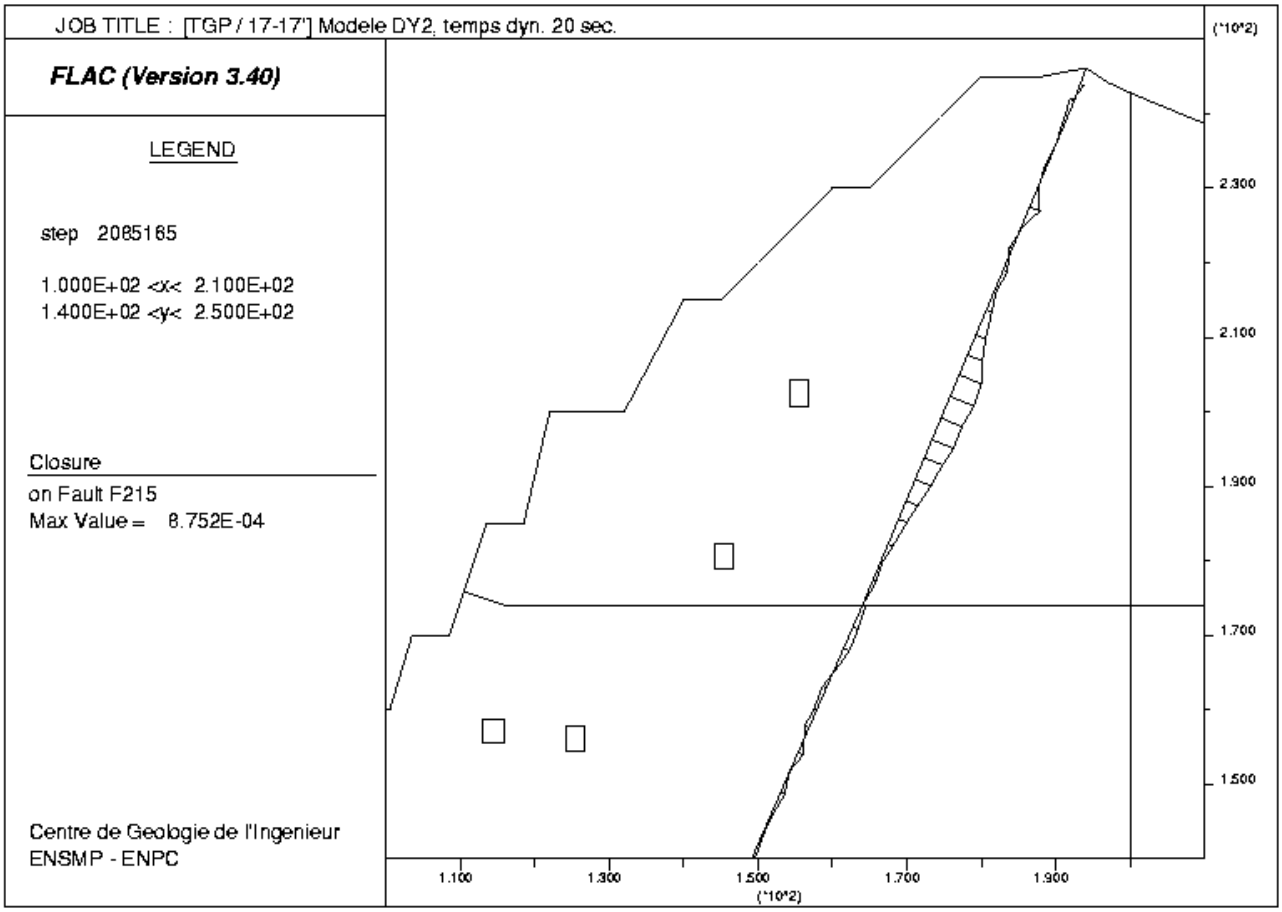

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 6.664E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

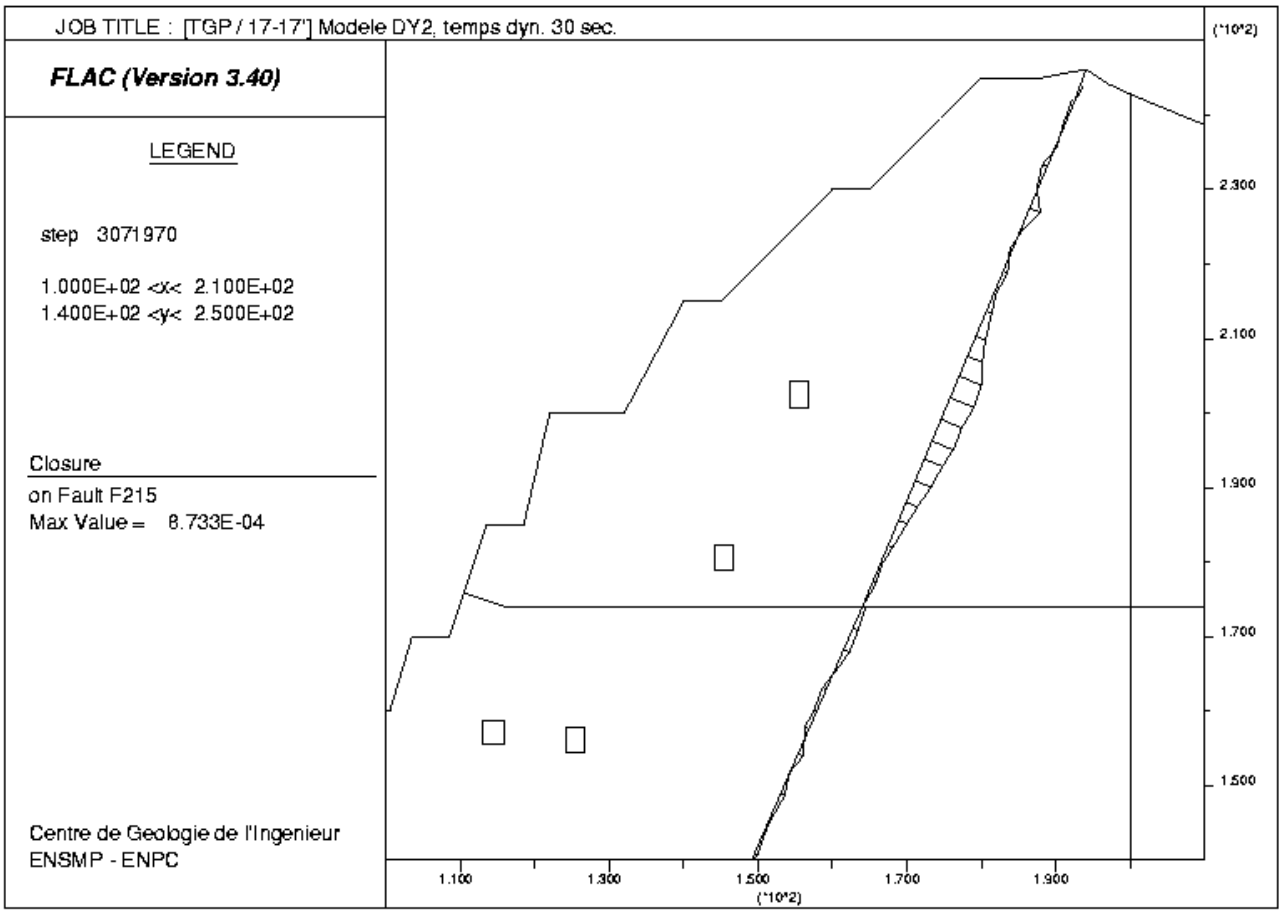

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 6.248E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

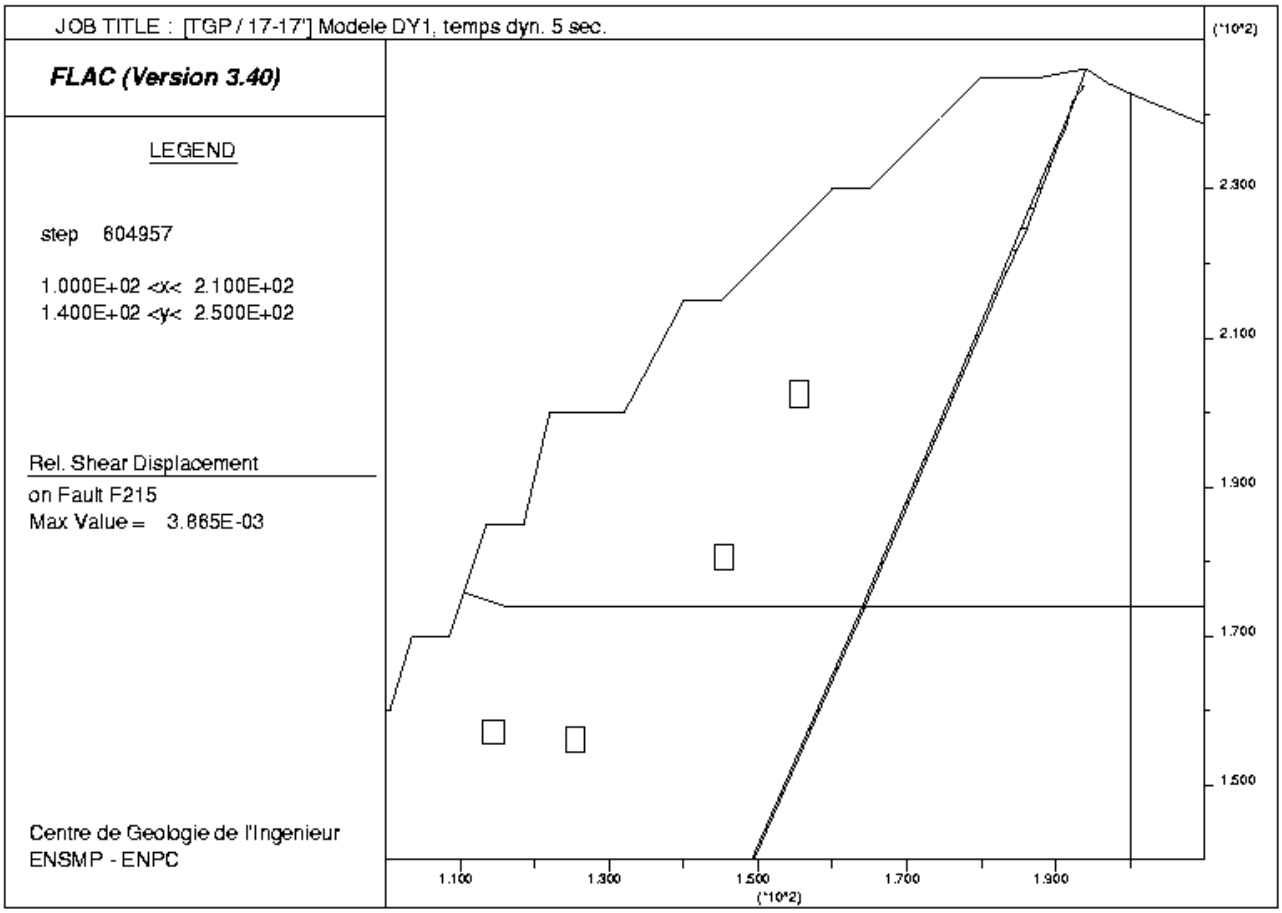

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 4.602E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

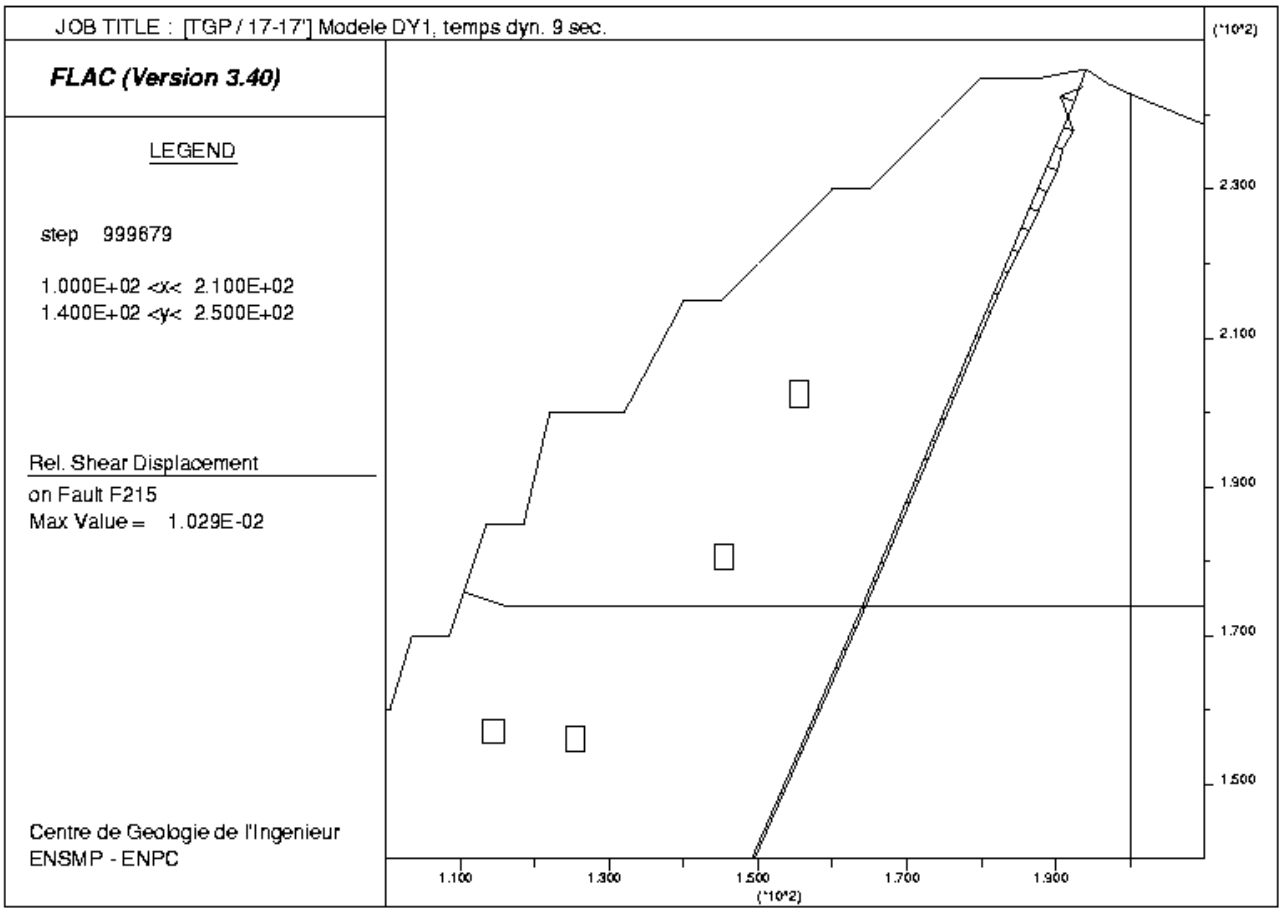

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 6.230E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

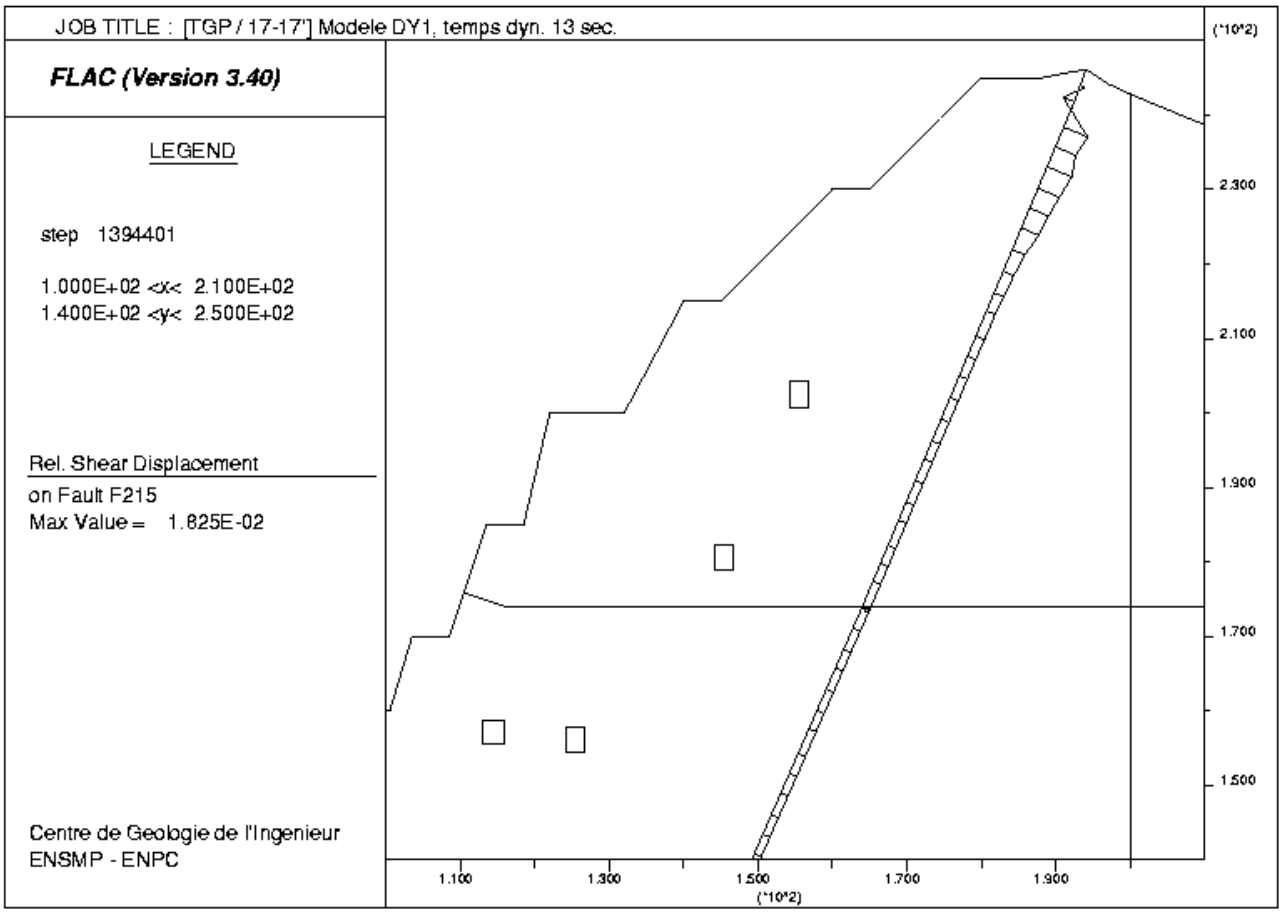

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 8.862E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

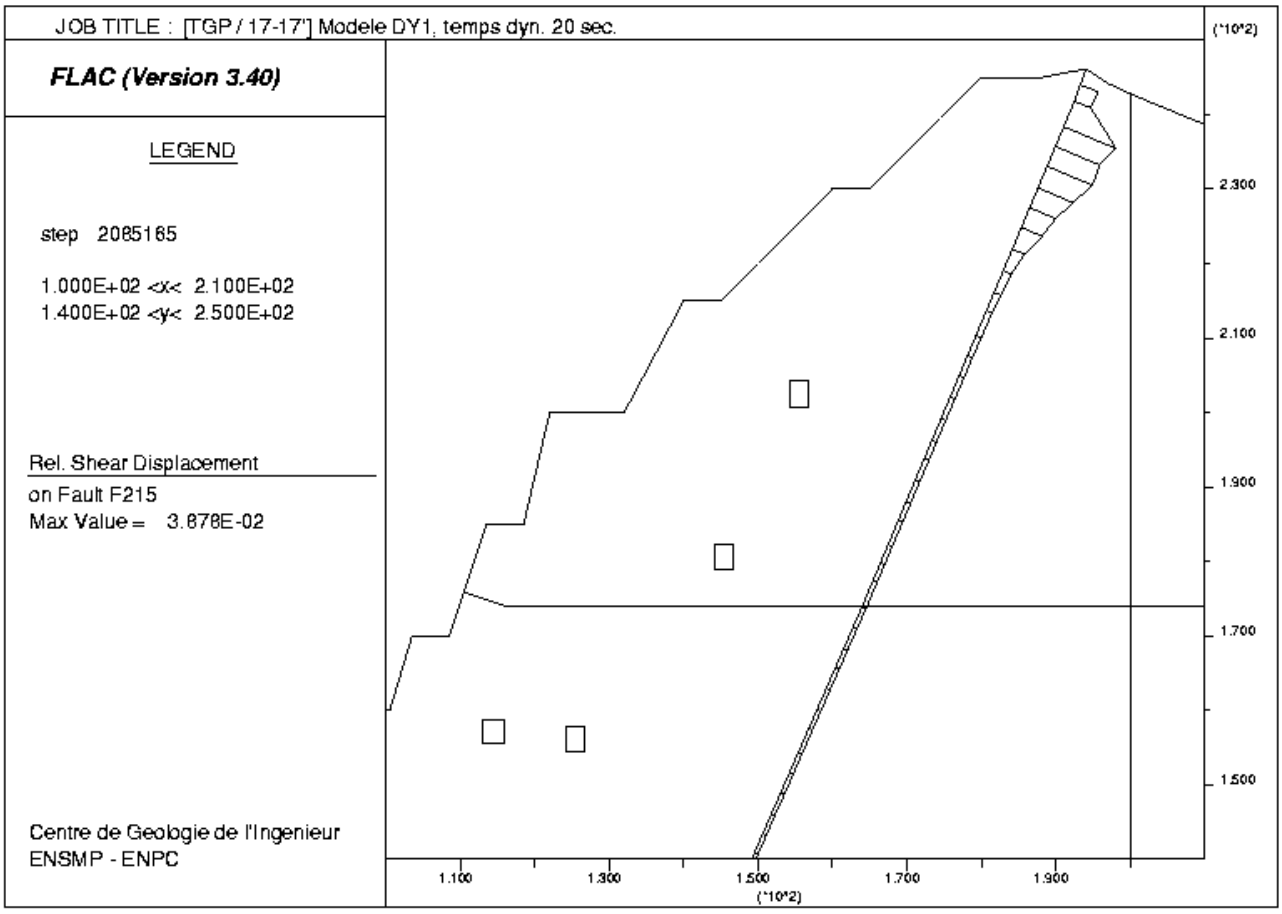

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 8.752E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

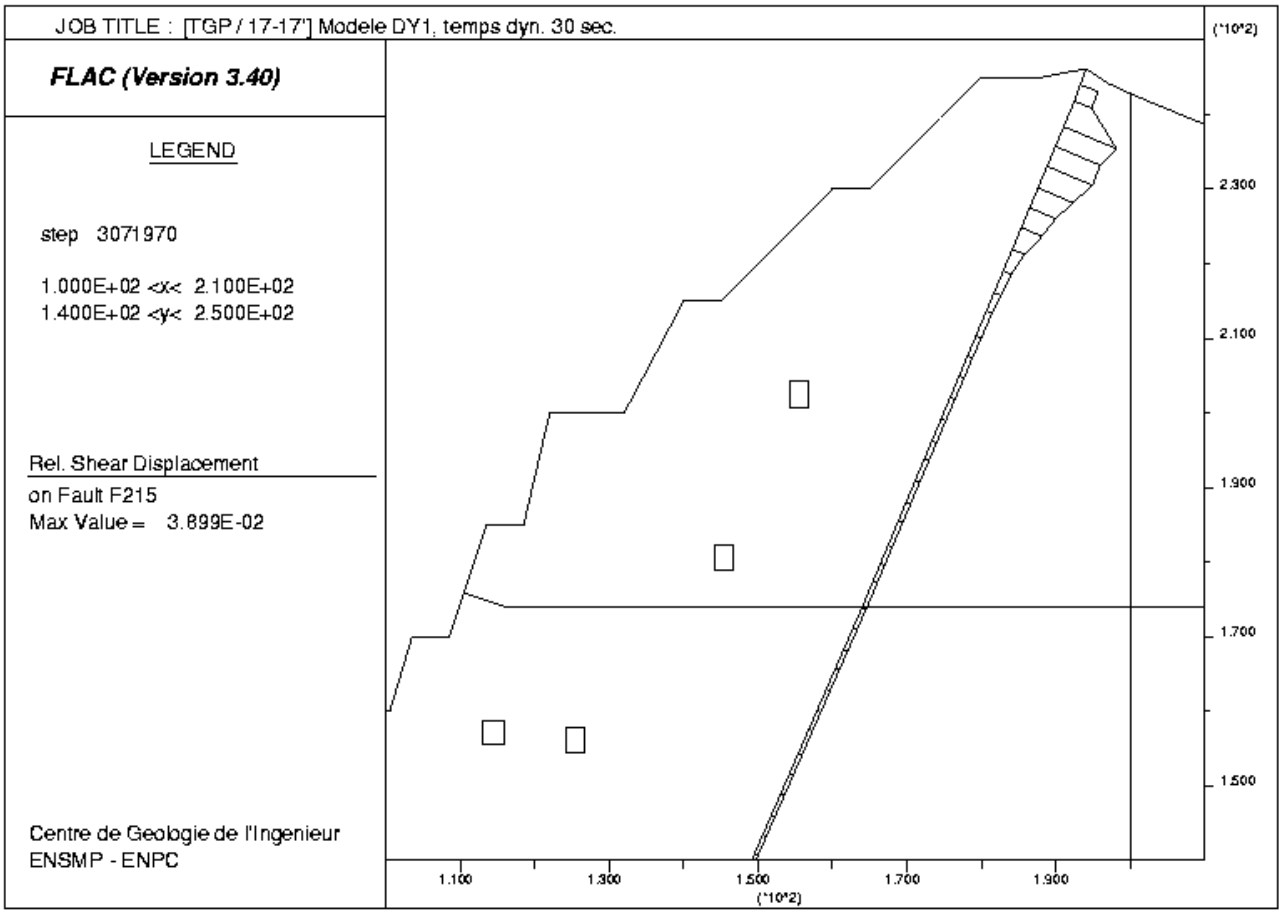

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Closure
on Fault F215
Max Value = 8.733E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

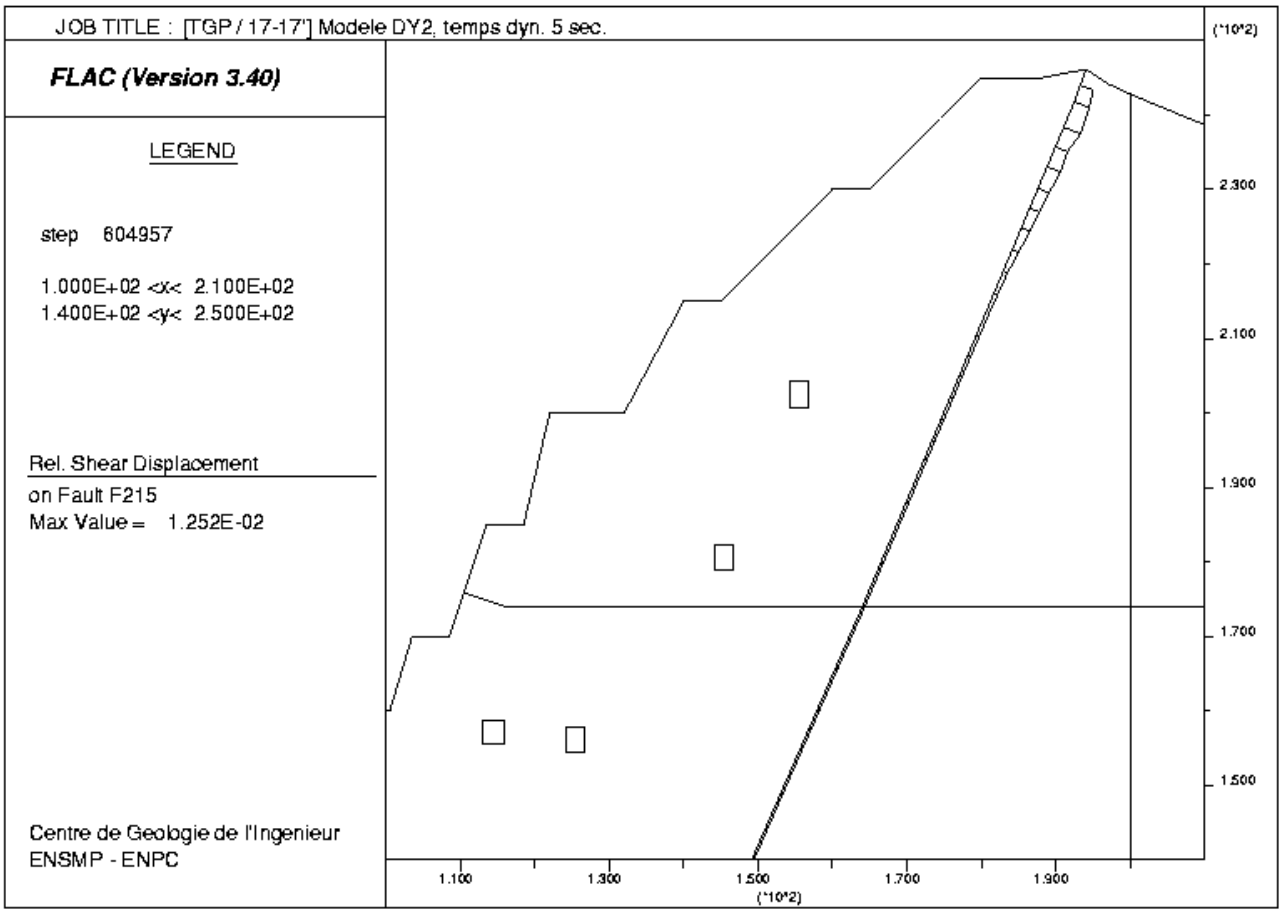

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 3.865E-03
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

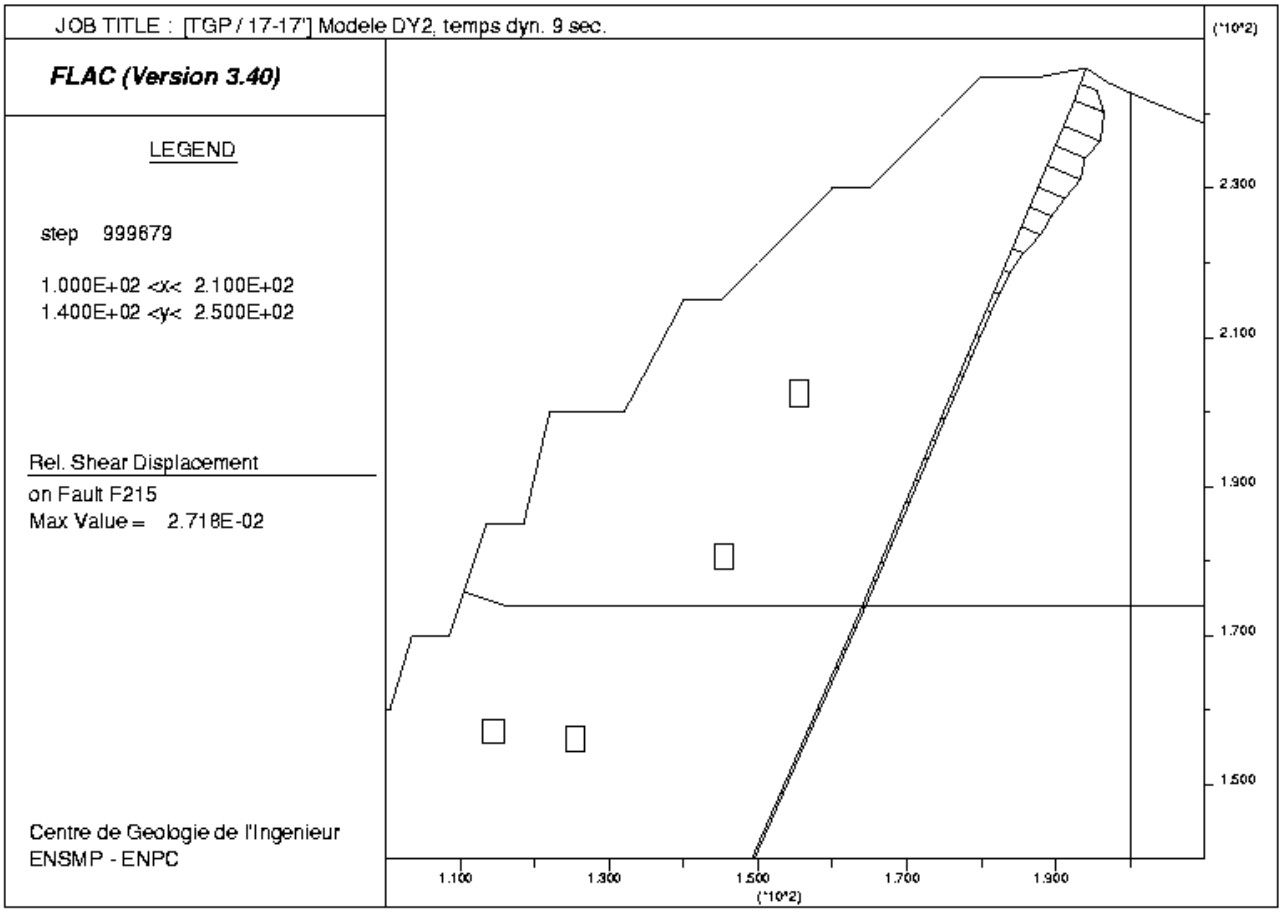

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 1.029E-02
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

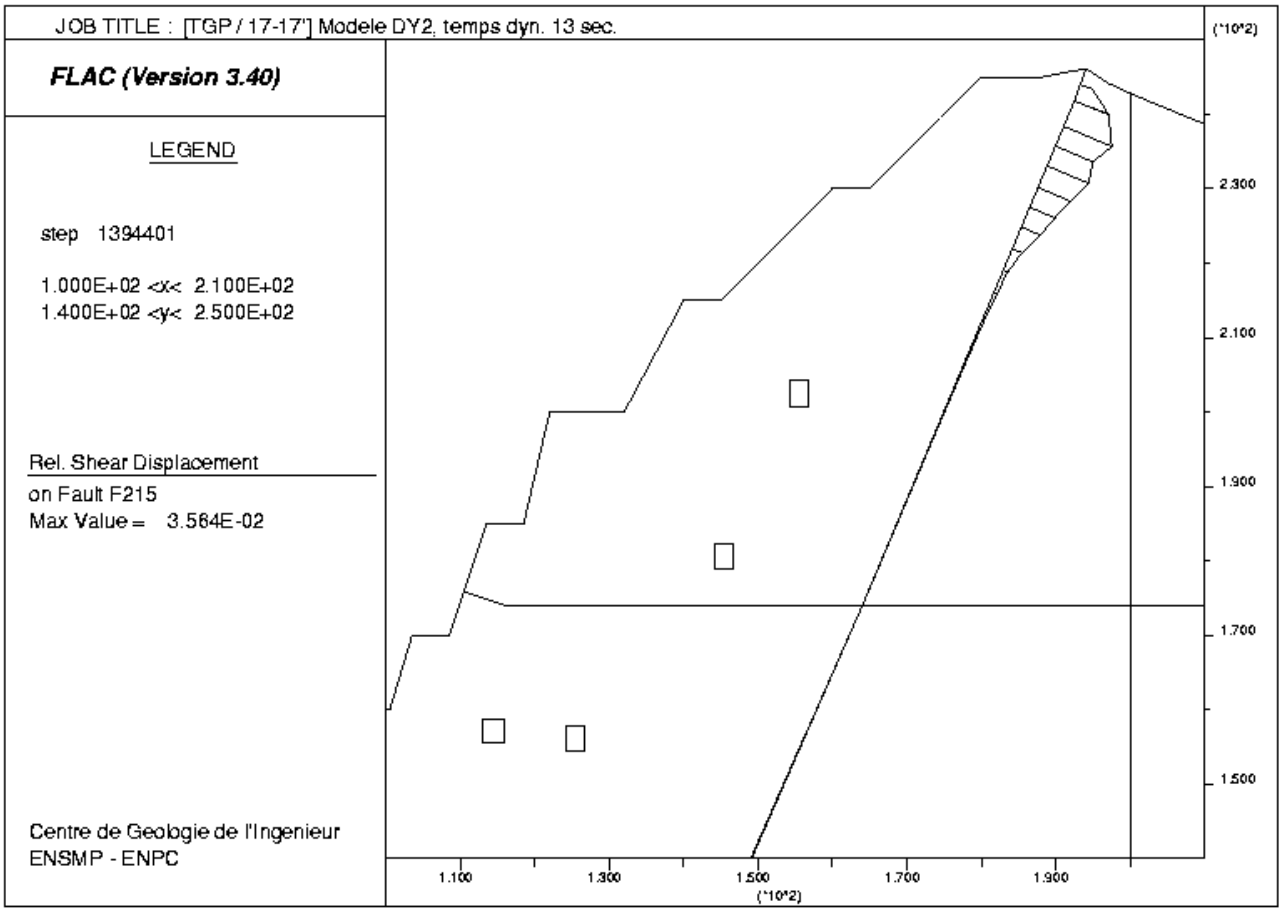

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 1.825E-02
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

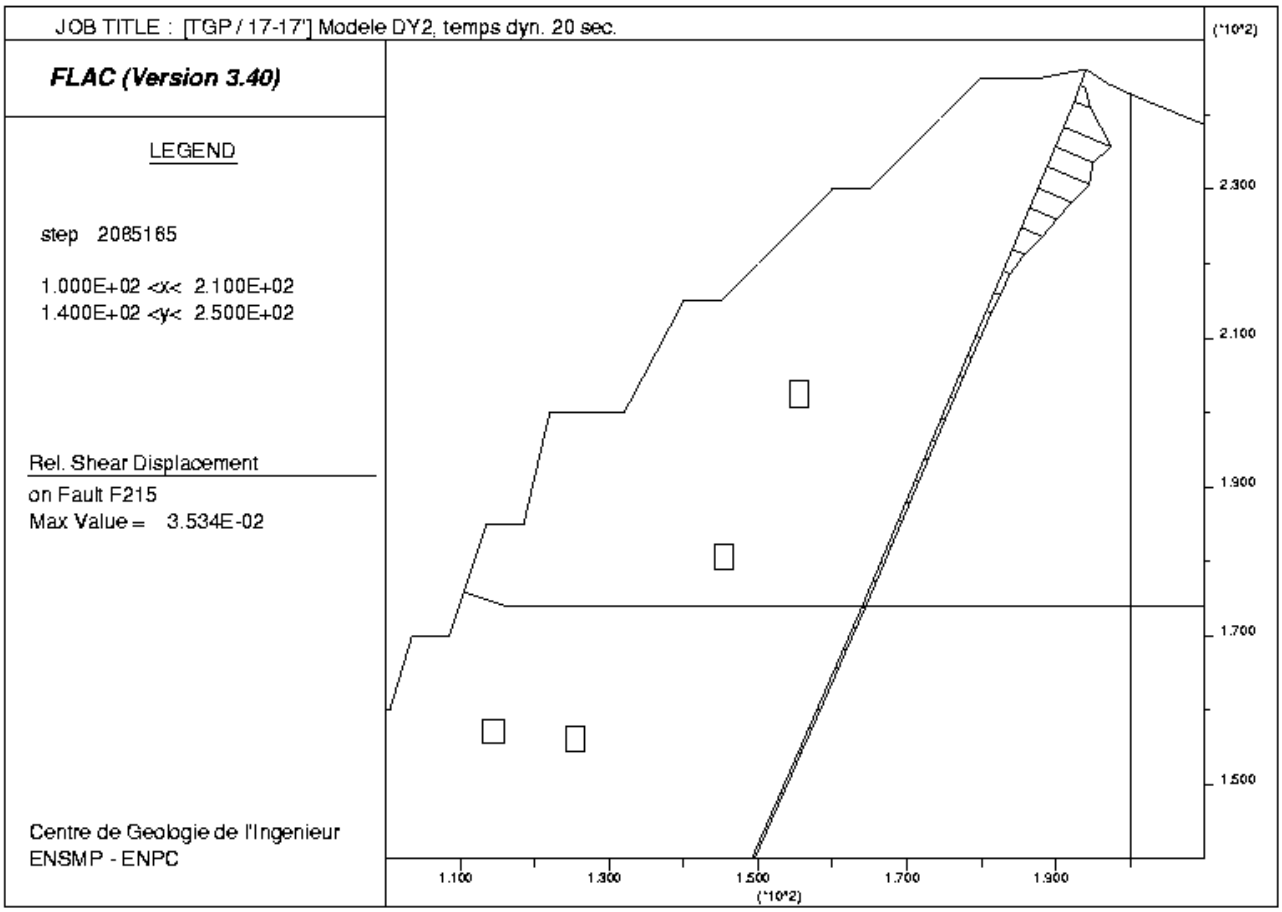

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 3.878E-02
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

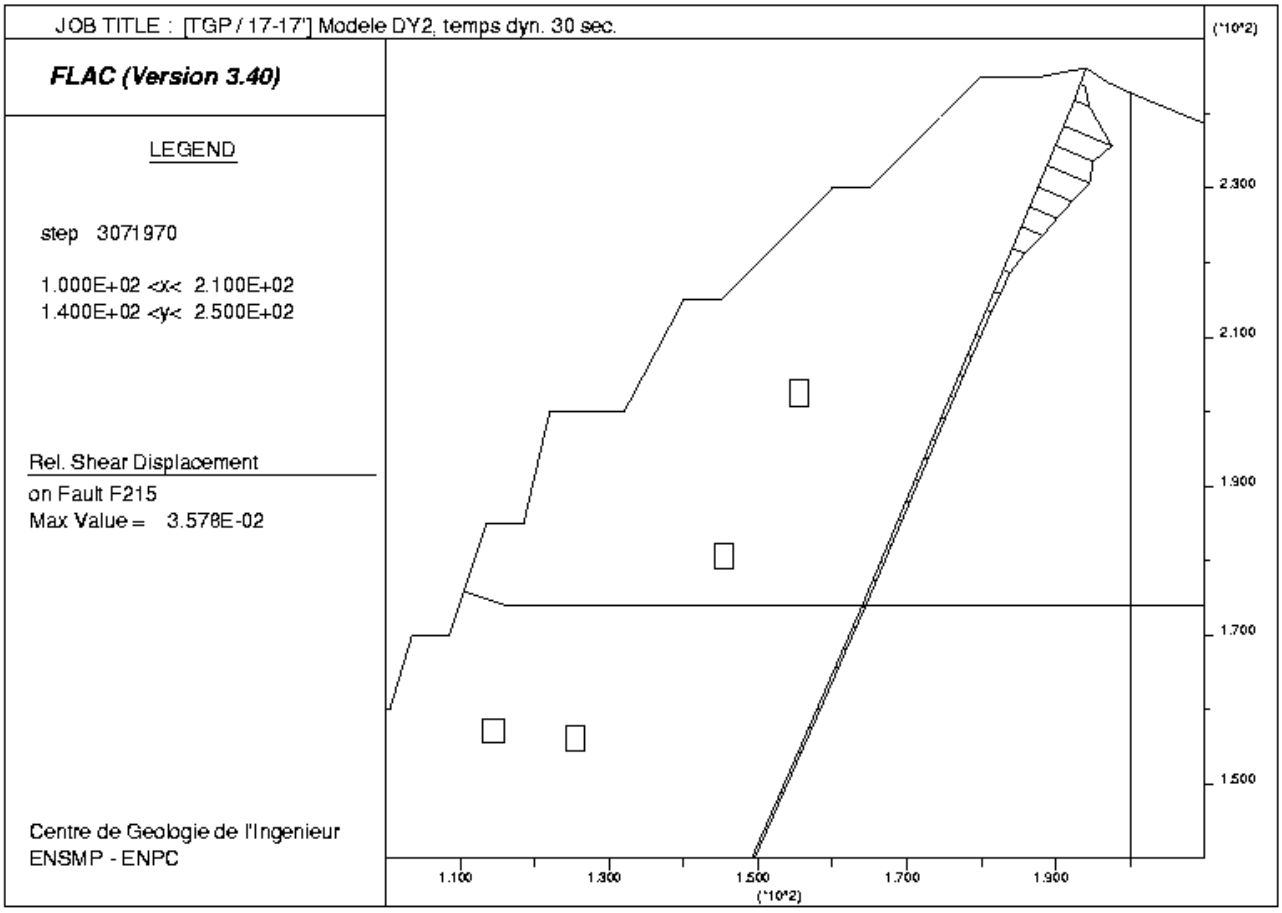

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 3.899E-02
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

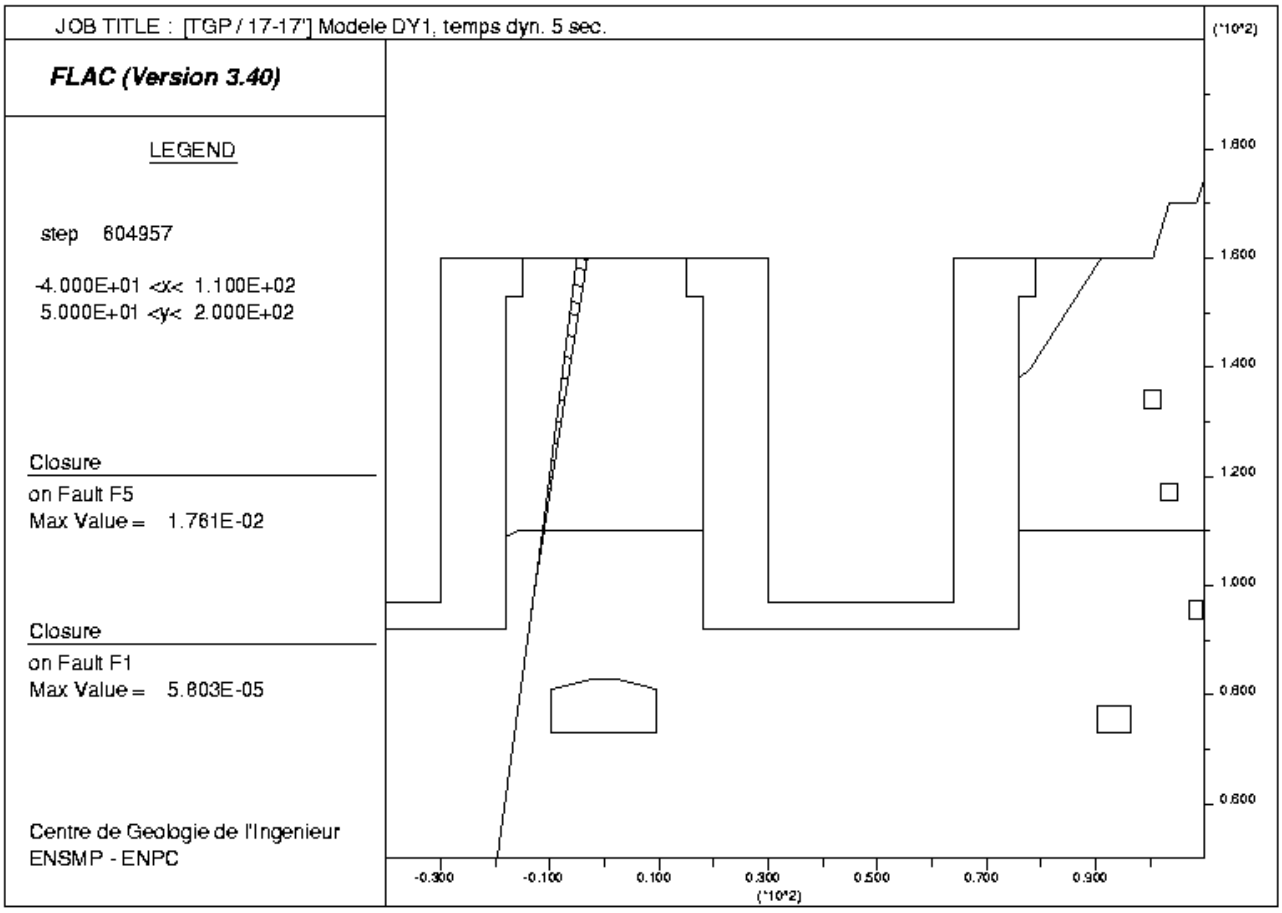

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 1.252E-02
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

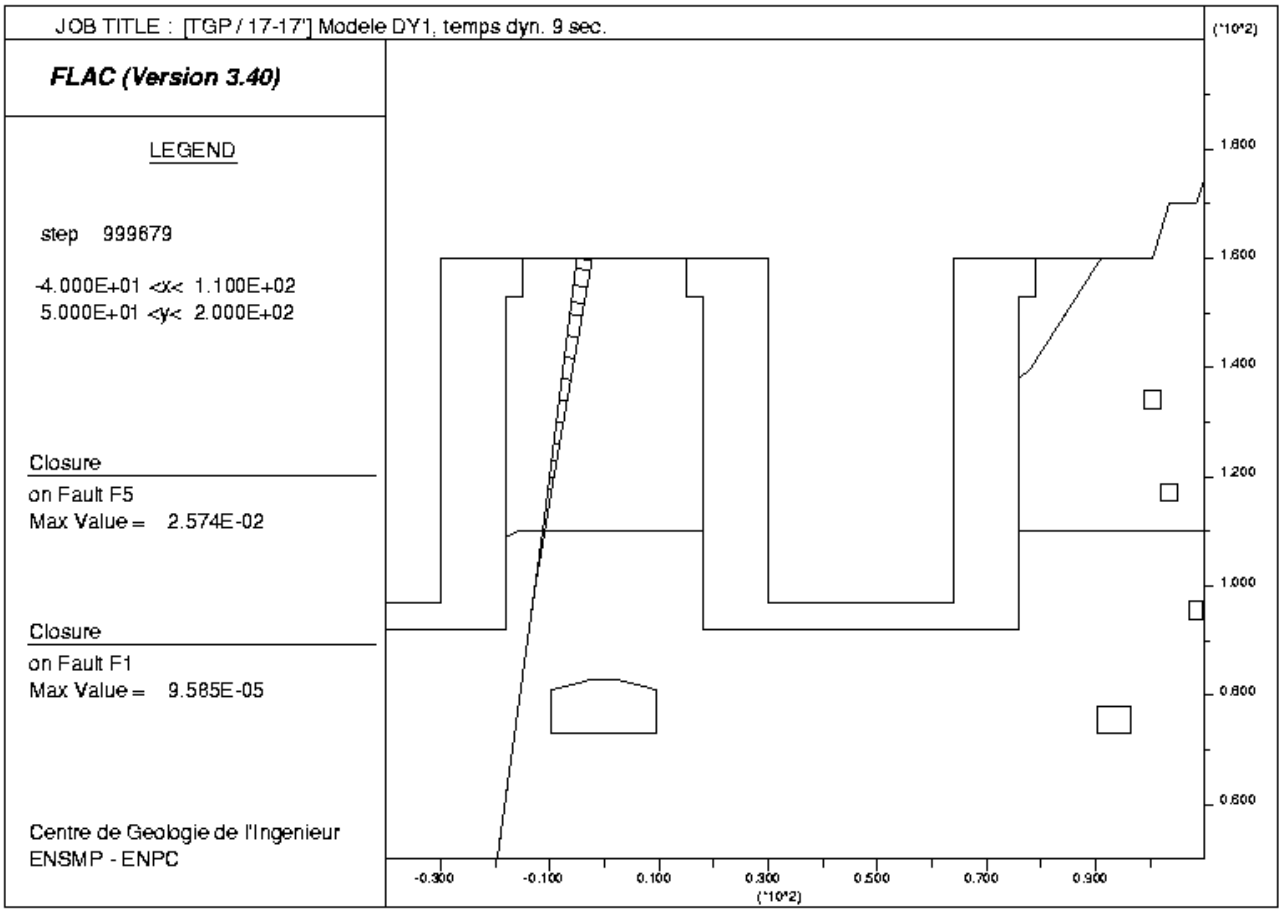

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 2.718E-02
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

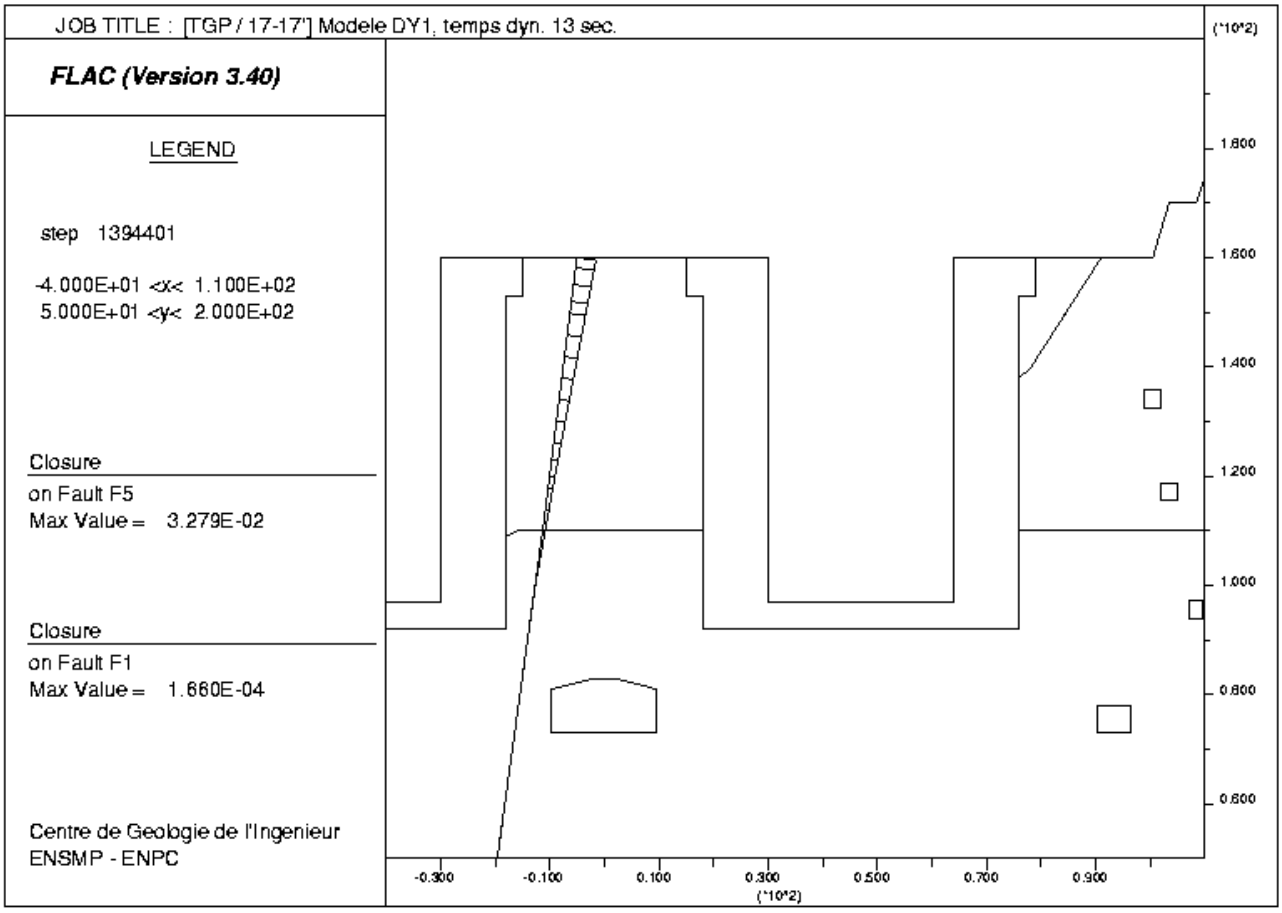

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 3.564E-02
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

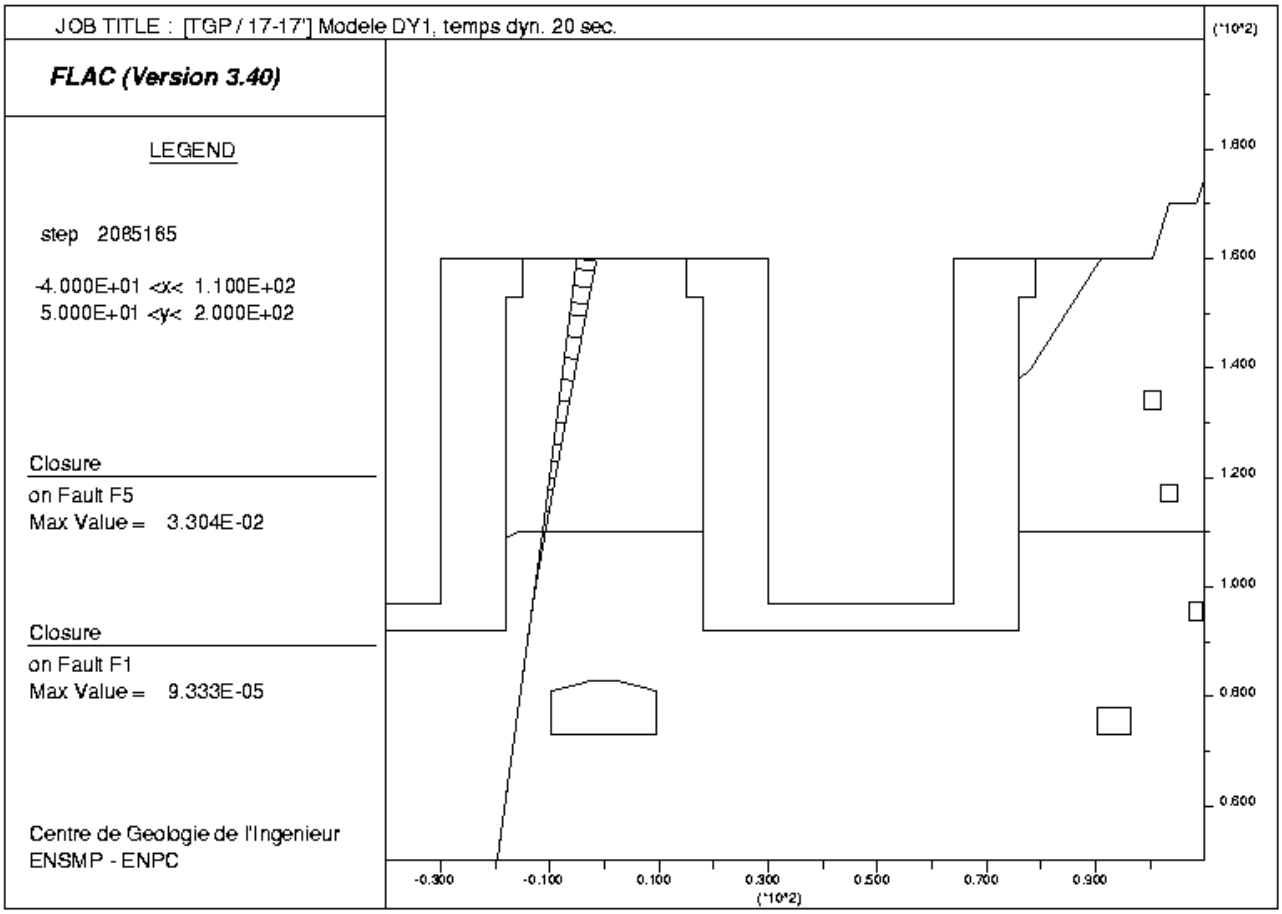

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 3.534E-02
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

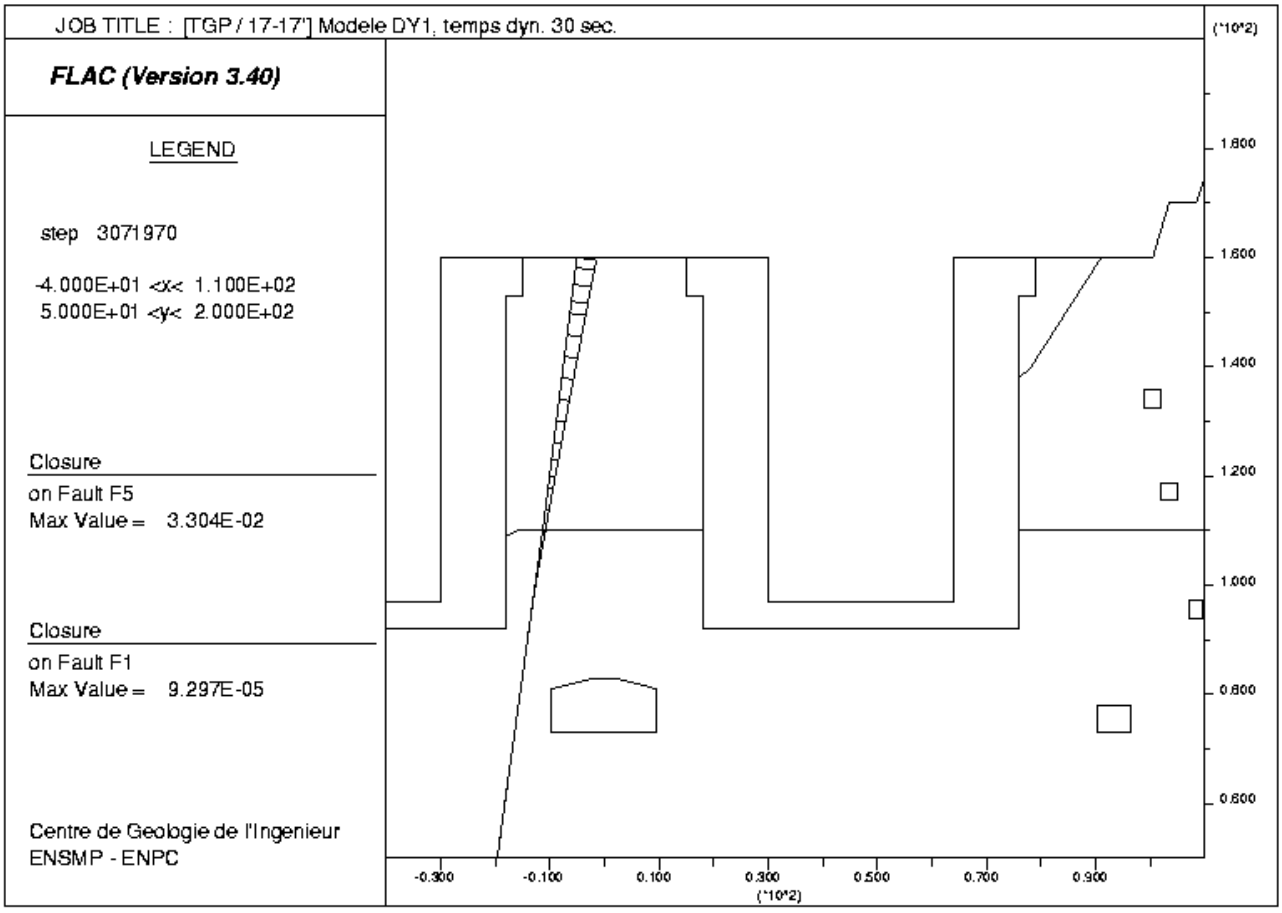

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
1.000E+02 <x< 2.100E+02
1.400E+02 <y< 2.500E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F215
Max Value = 3.578E-02
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
2.300
2.100
1.900
1.700
1.500
1.100
1.300
1.500
1.700
1.900
(*10^2)

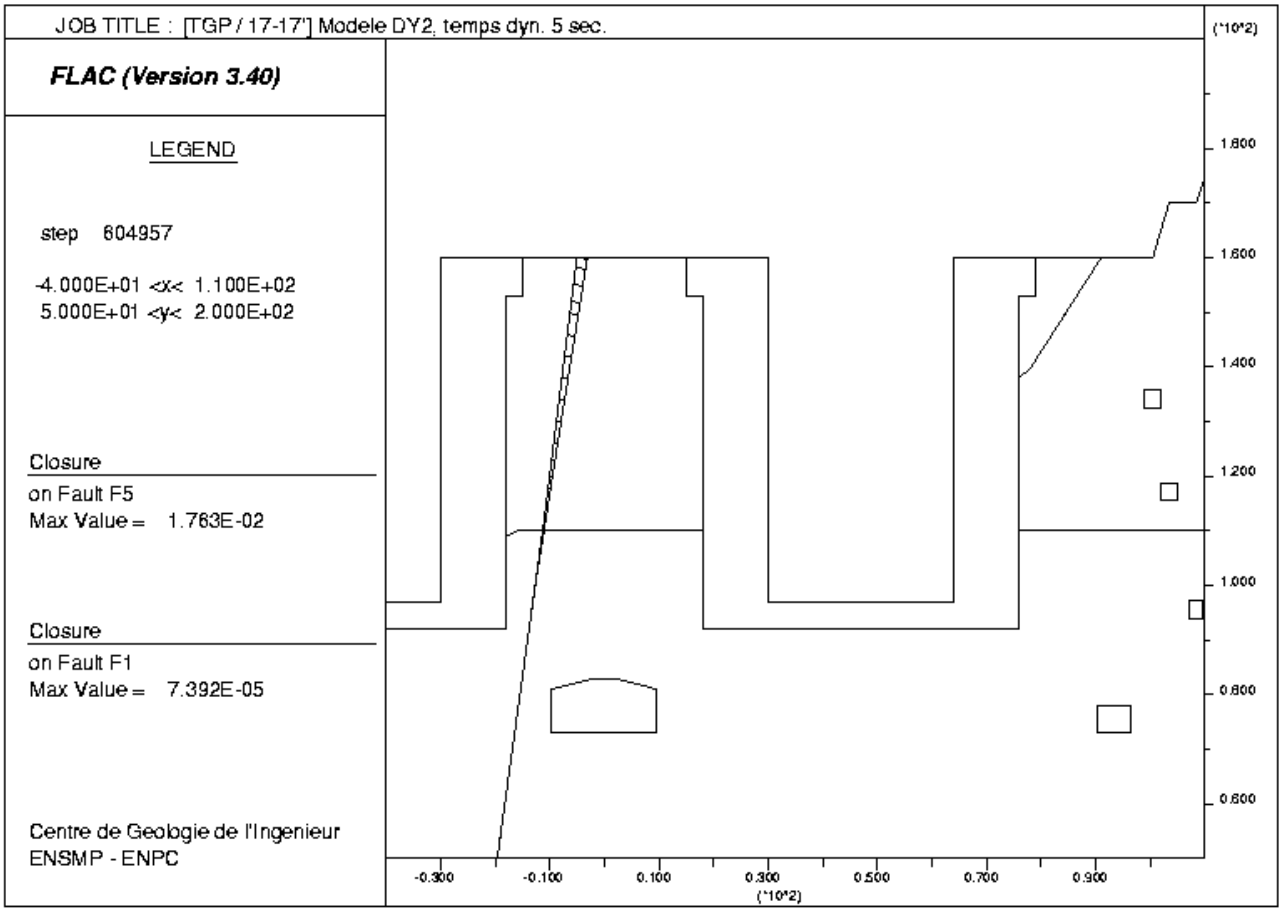

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 1.761E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 5.803E-05
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

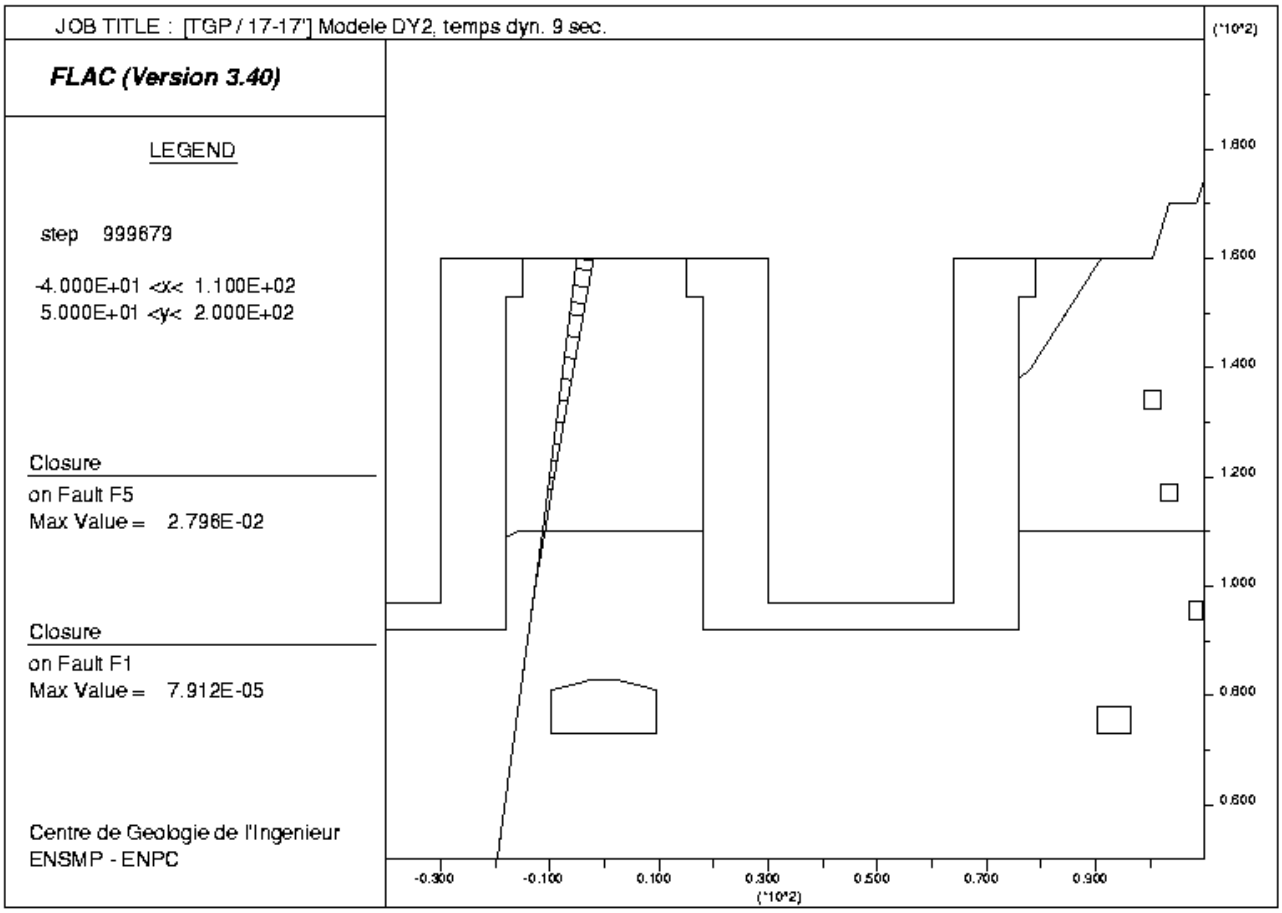

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 2.574E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 9.585E-05
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

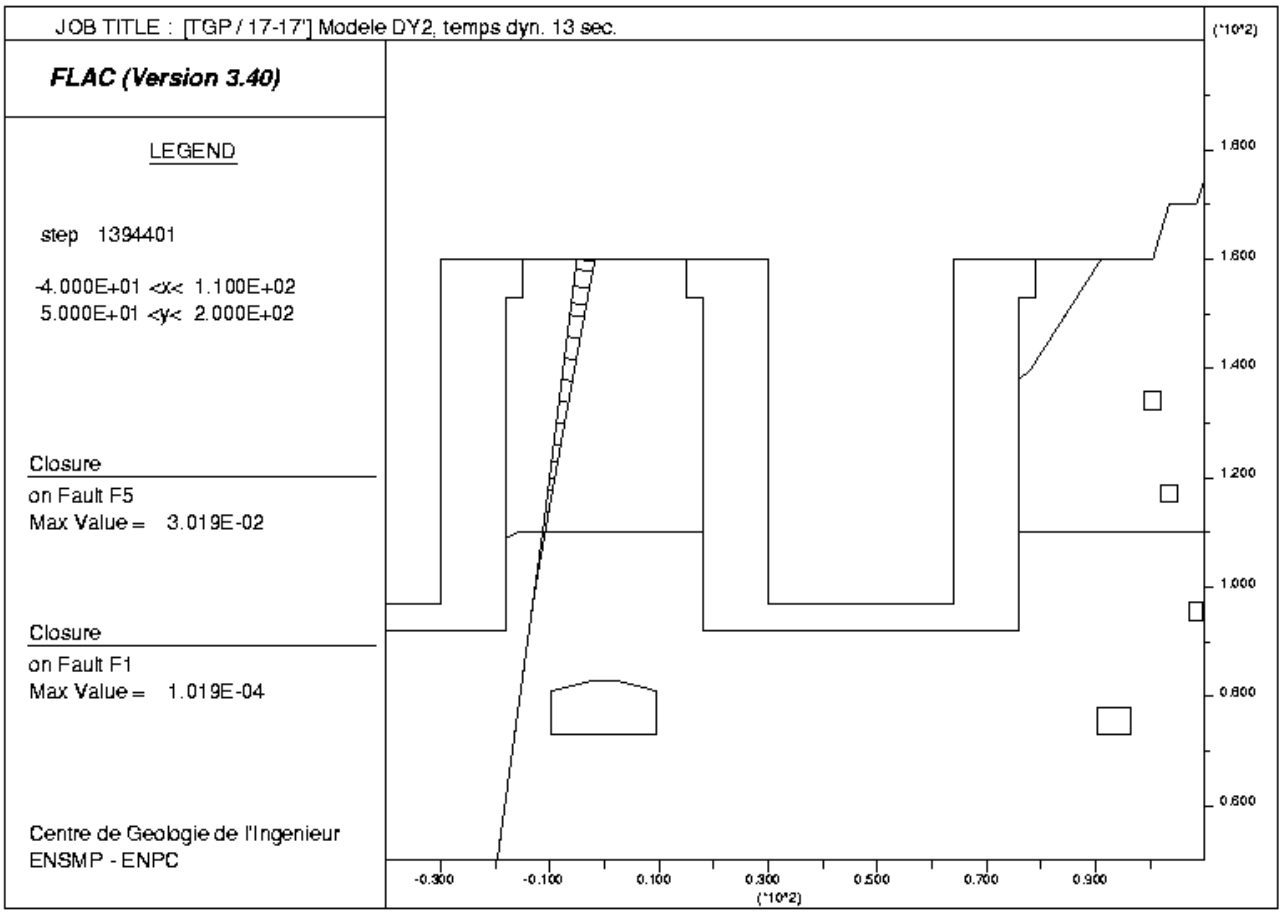

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 3.279E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 1.660E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

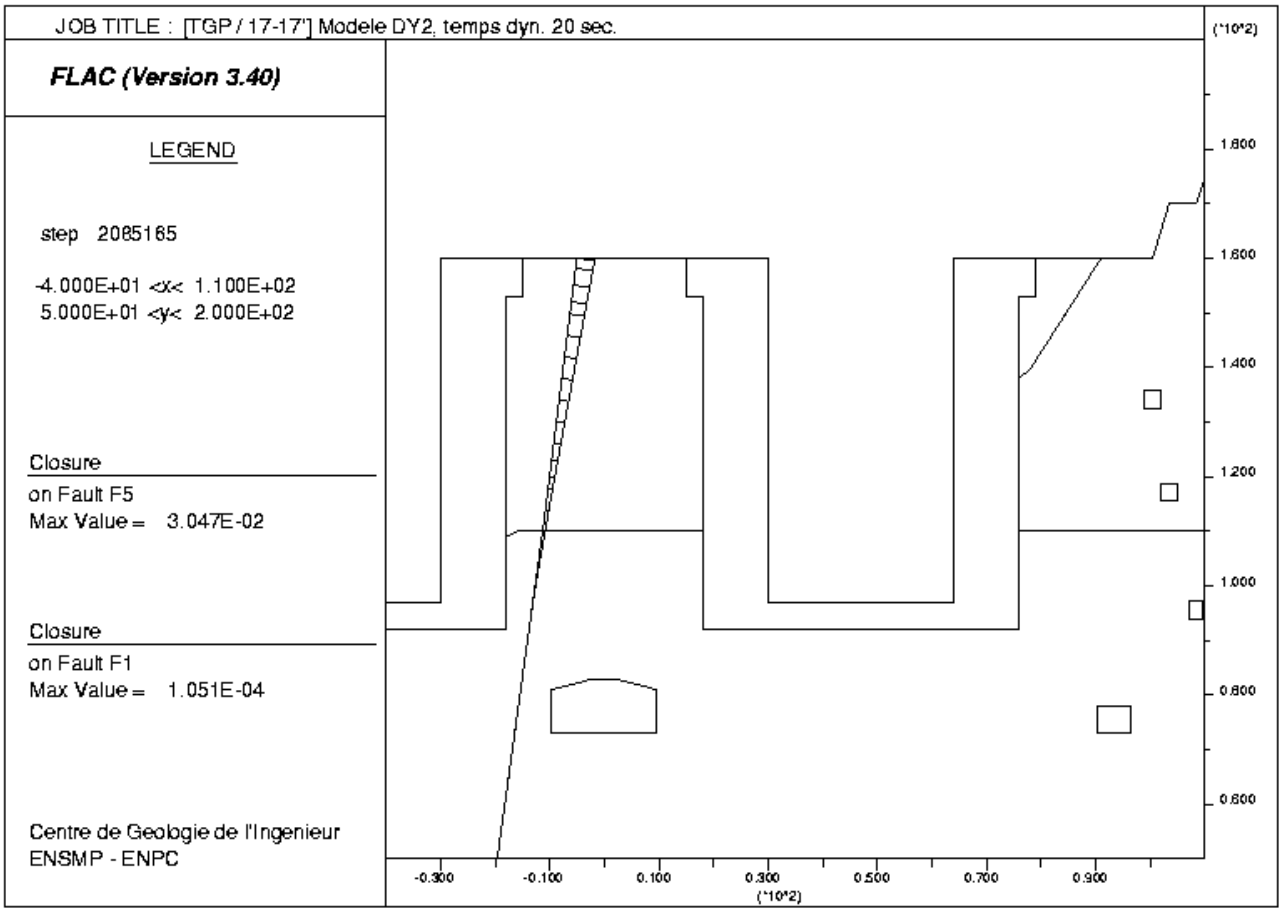

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 3.304E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 9.333E-05
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

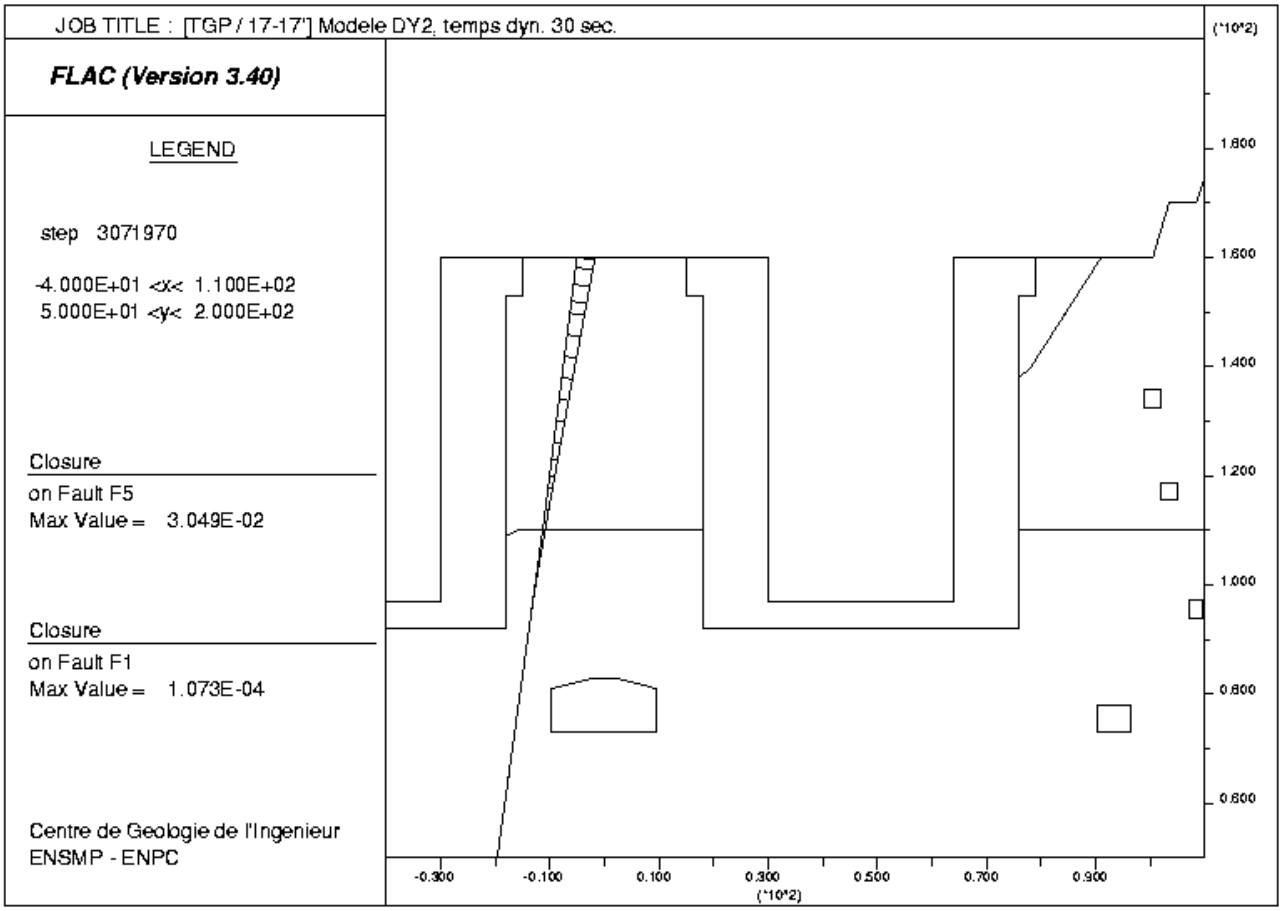

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 3.304E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 9.297E-05
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

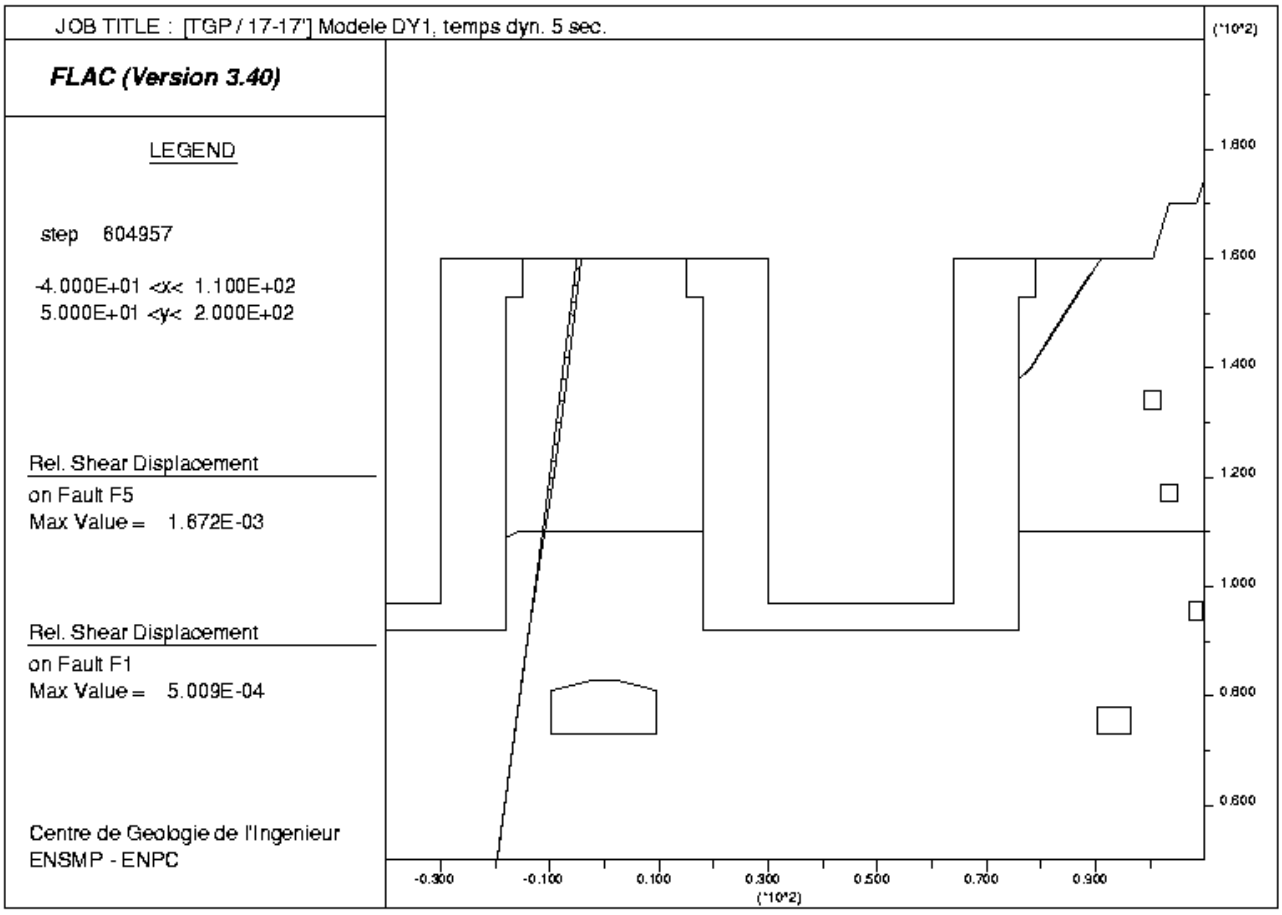

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 1.763E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 7.392E-05
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

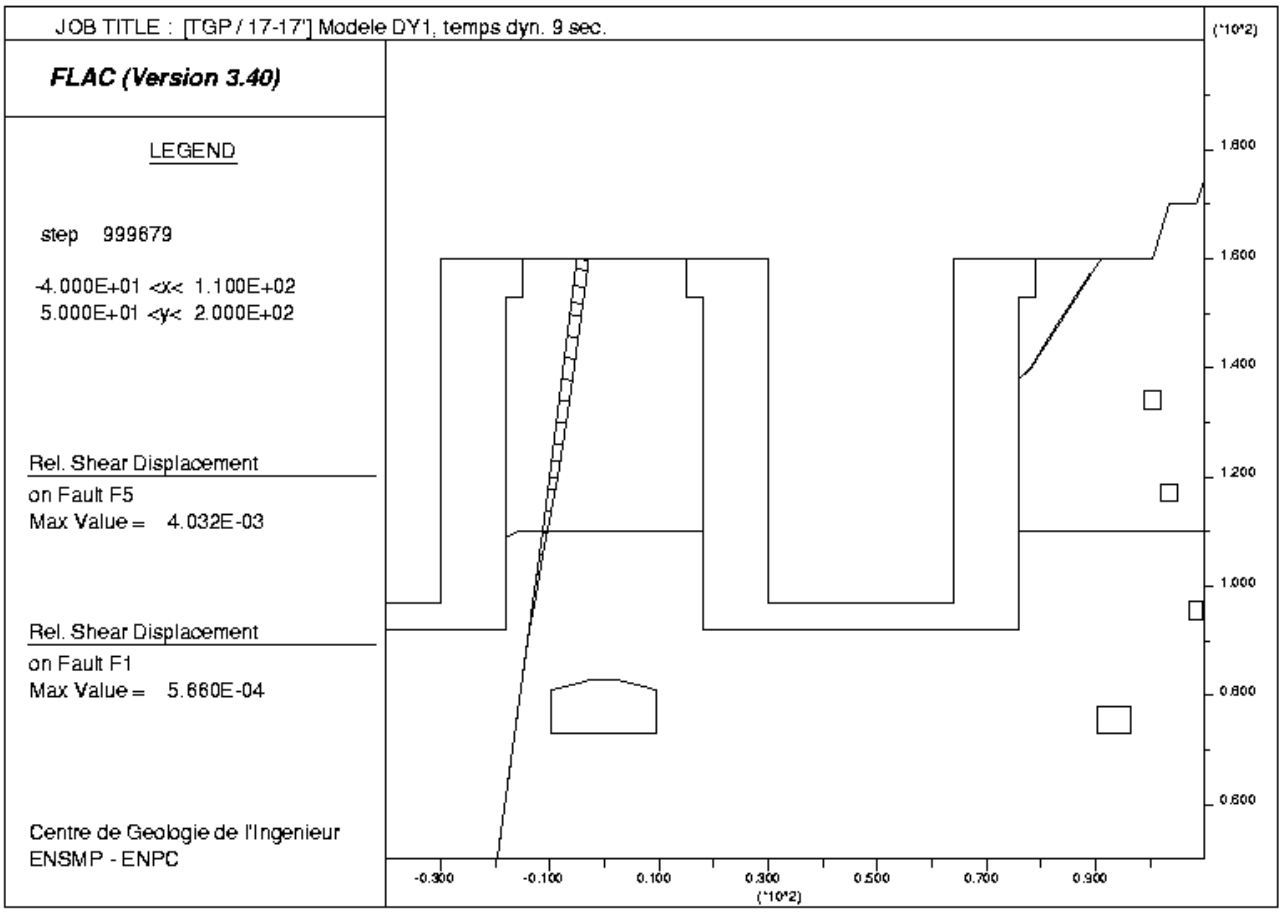

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 2.796E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 7.912E-05
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

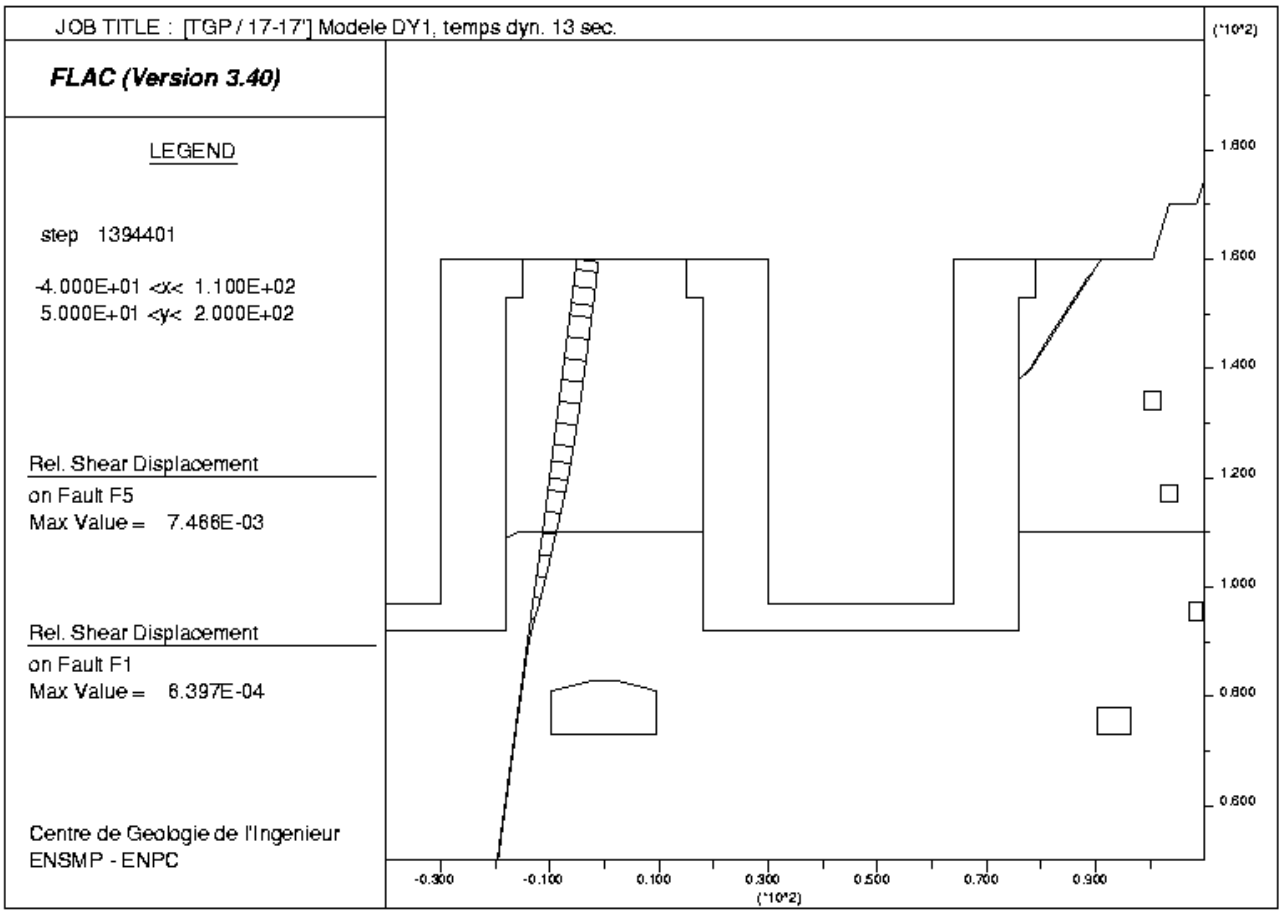

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 3.019E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 1.019E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

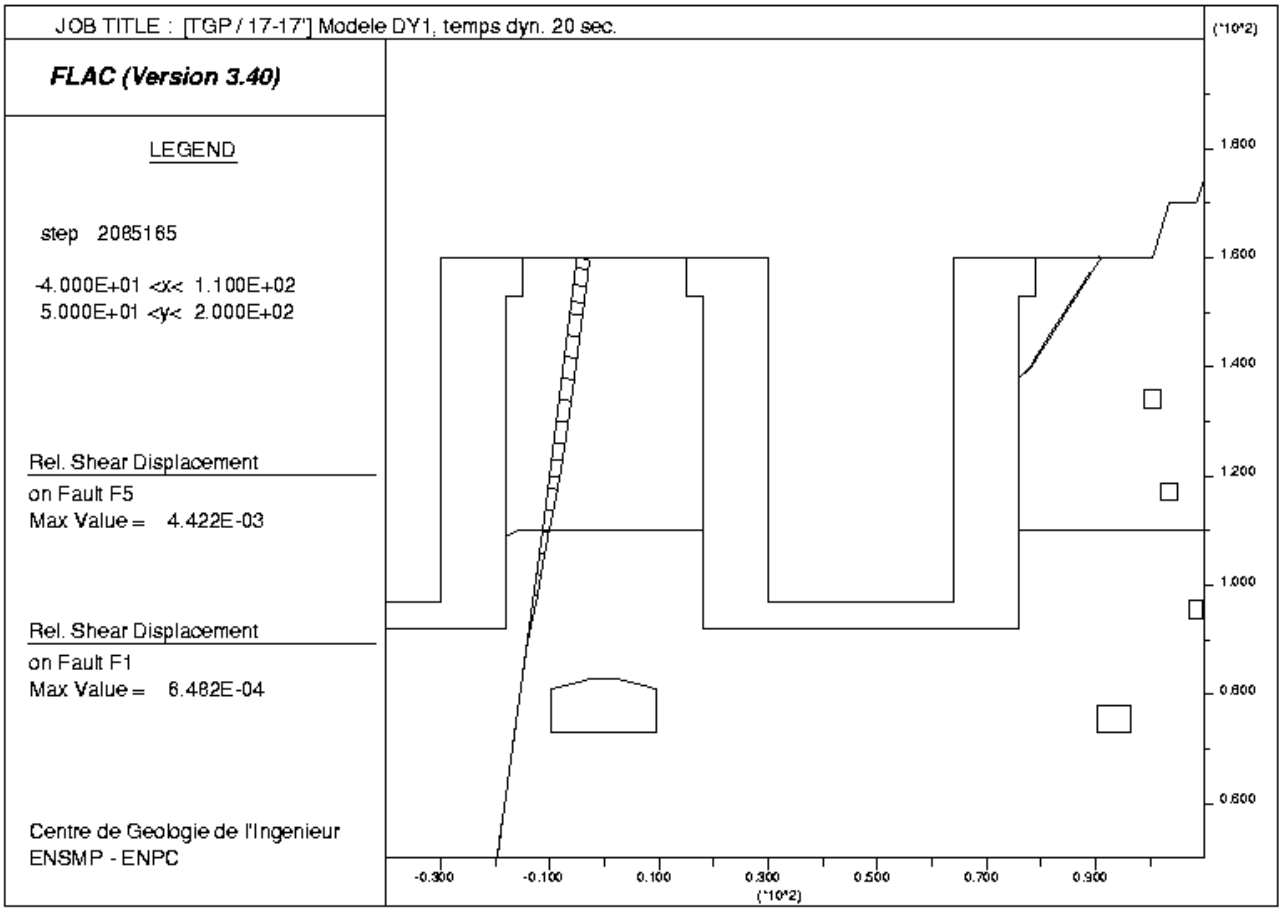

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 3.047E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 1.051E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

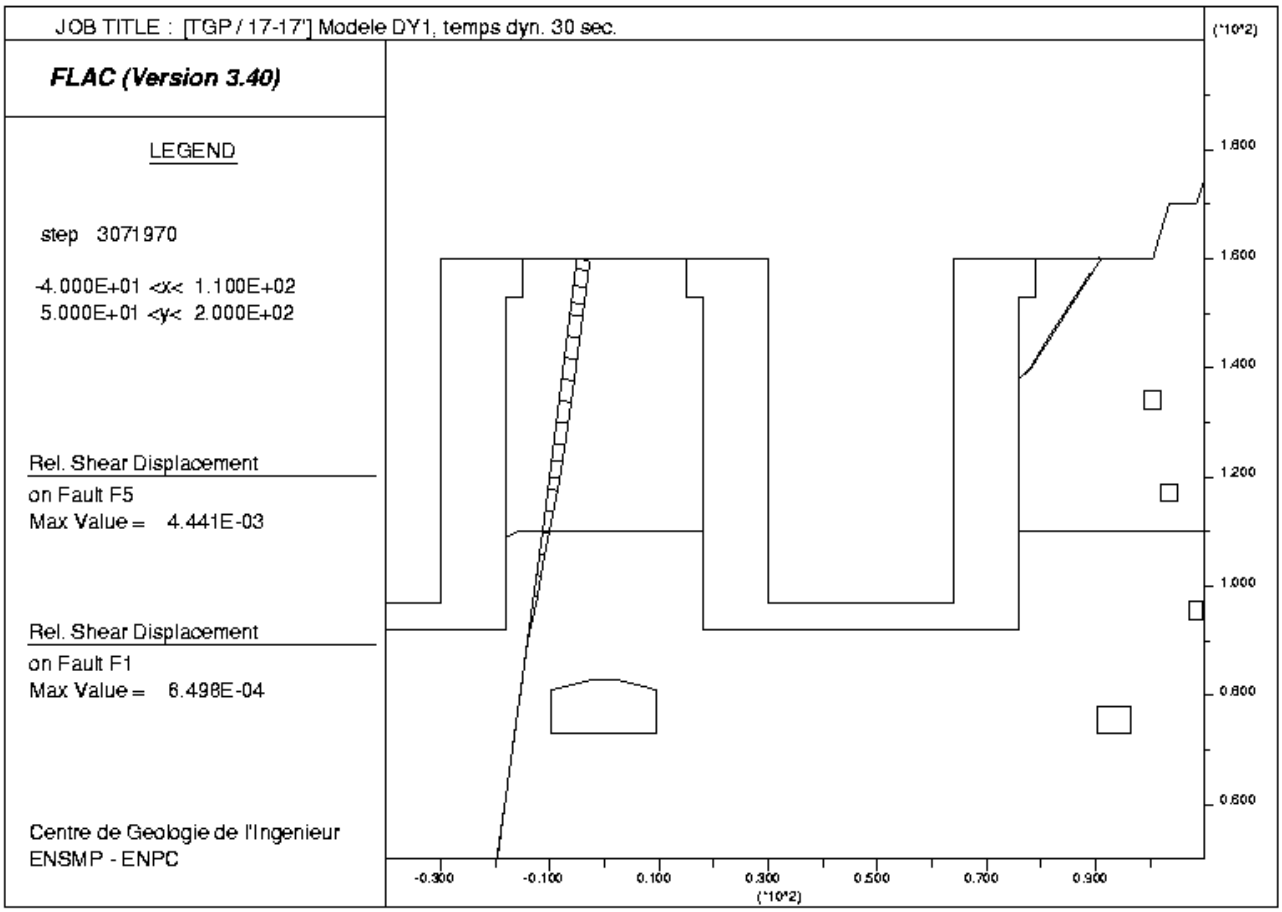

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Closure
on Fault F5
Max Value = 3.049E-02
Closure
on Fault F1
Max Value = 1.073E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10**2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10**2)

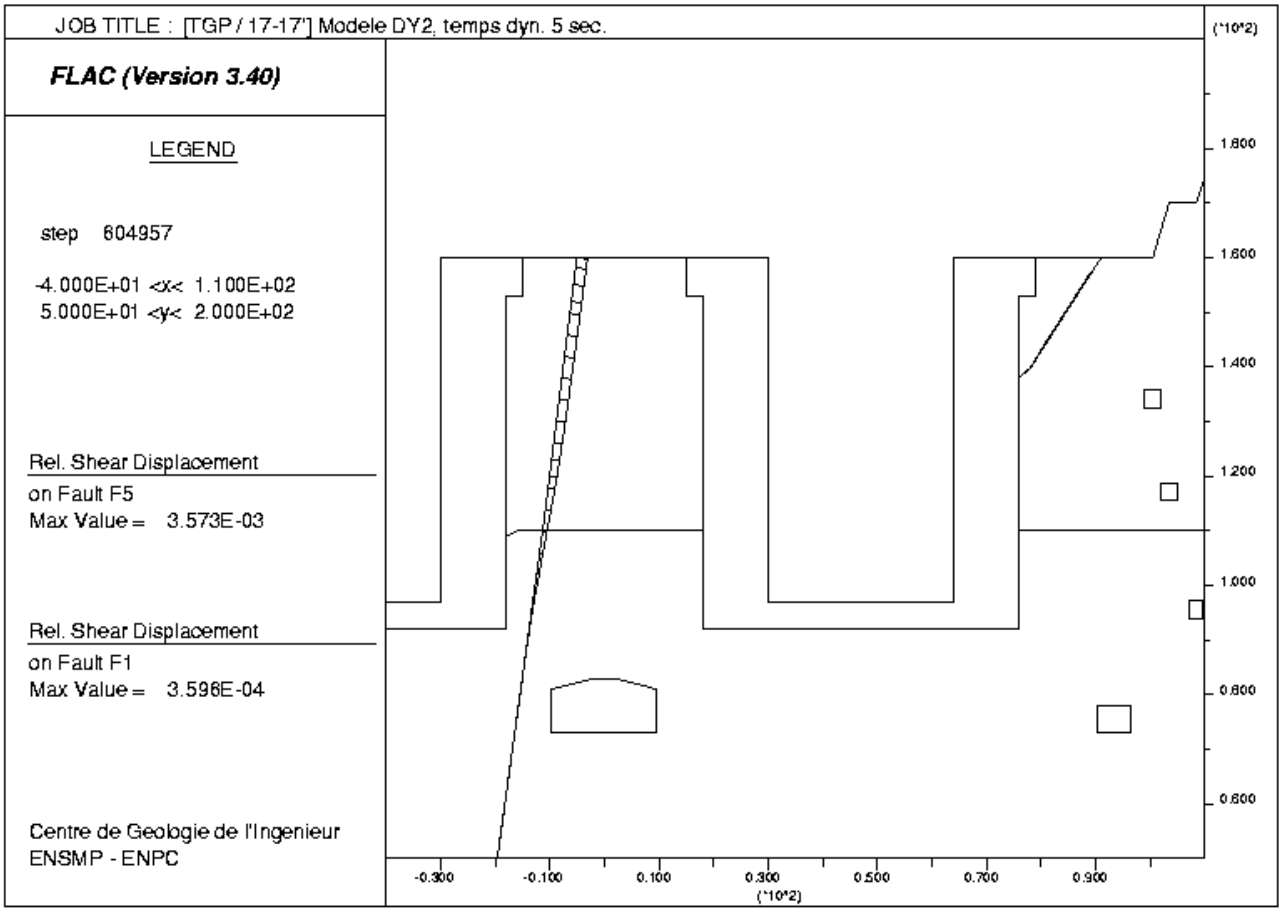

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 1.672E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 5.009E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

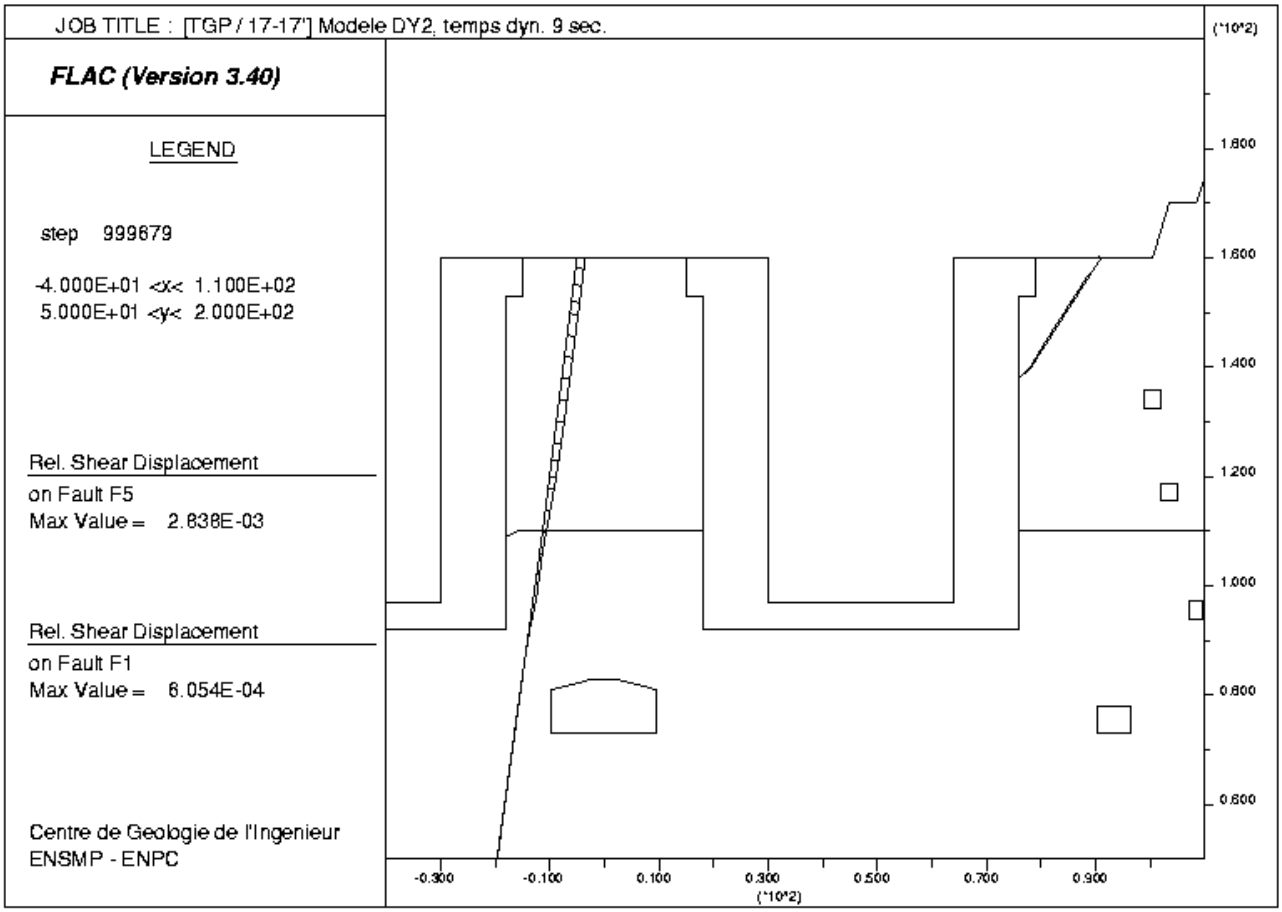

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 4.032E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 5.660E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

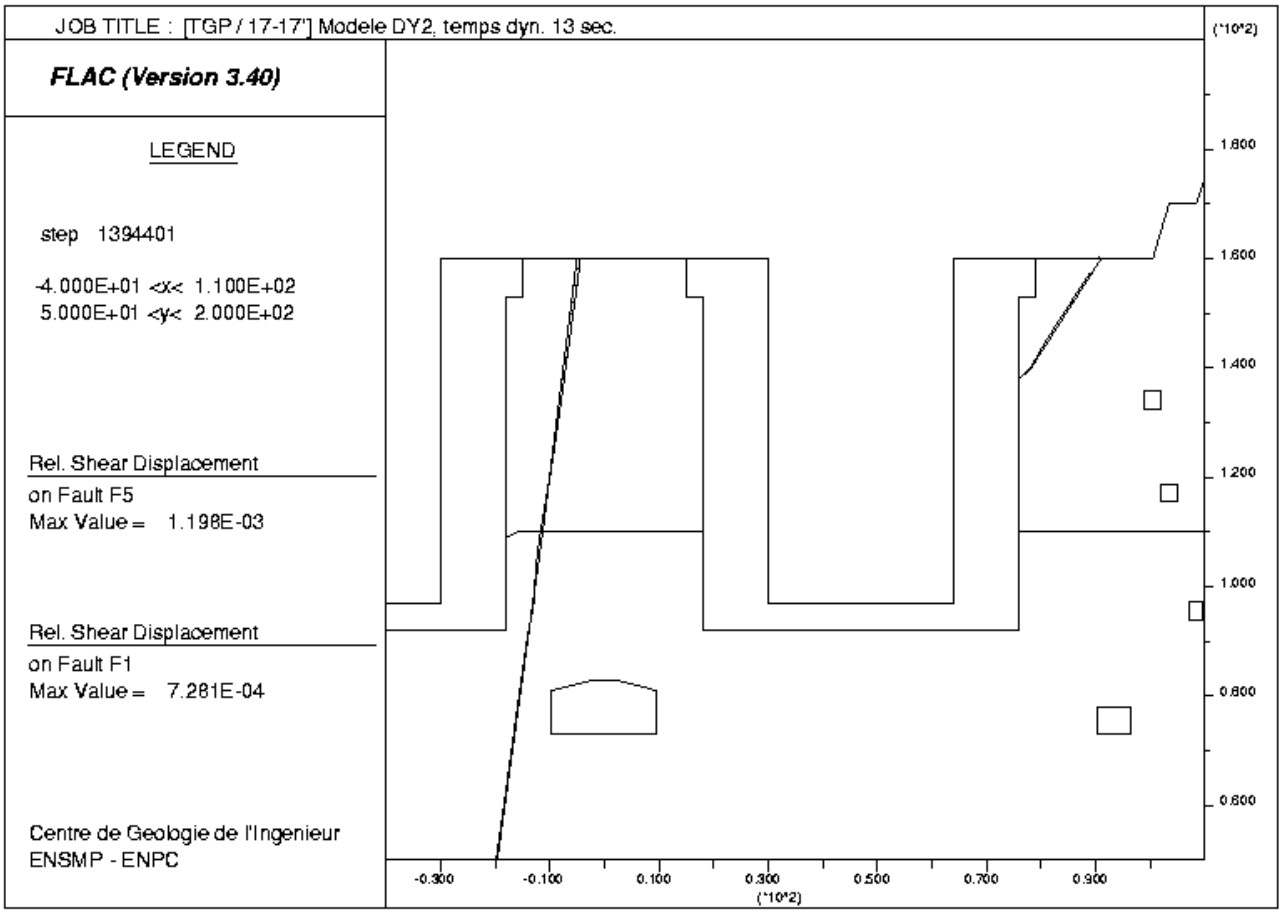

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 7.466E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 6.397E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

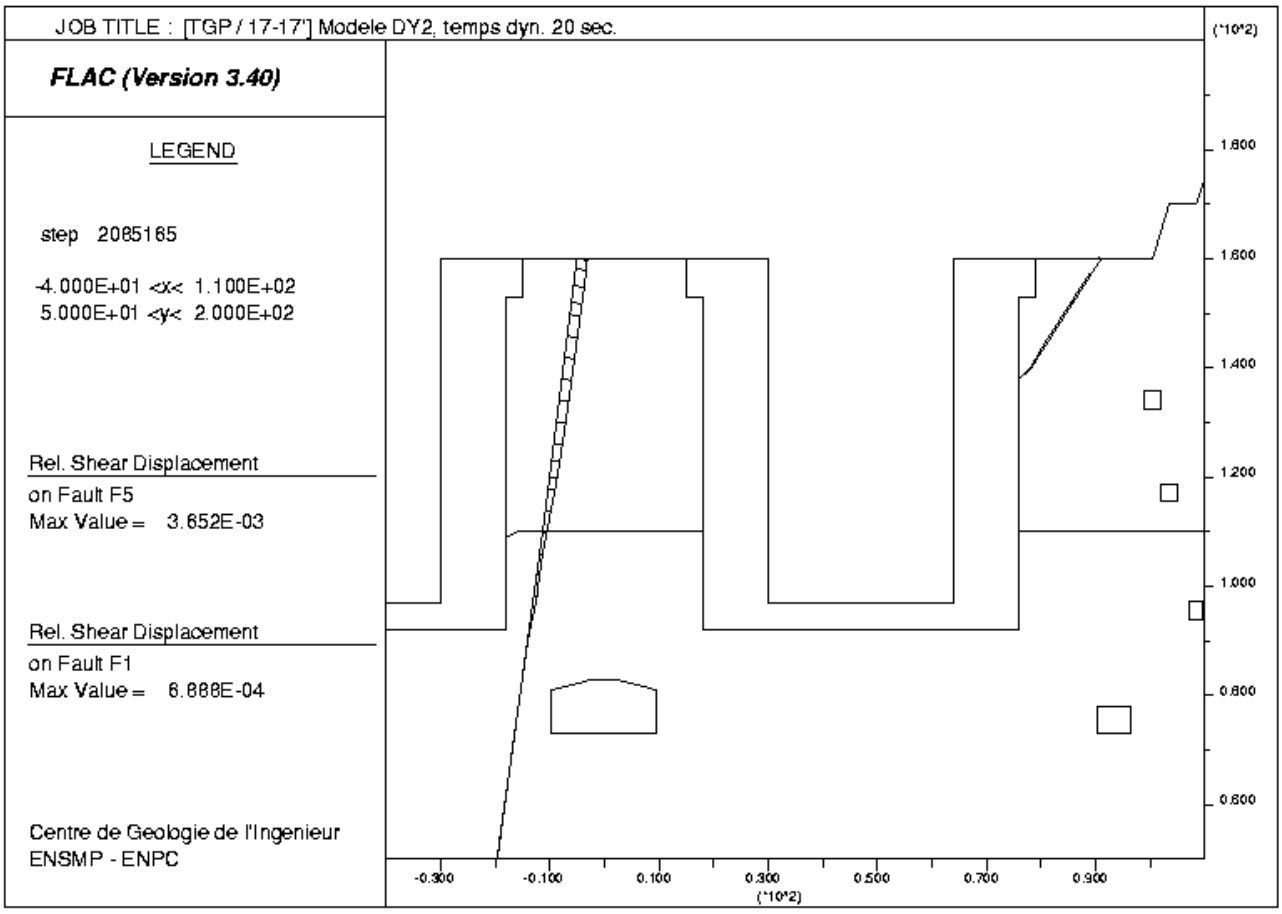

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 4.422E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 6.482E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)

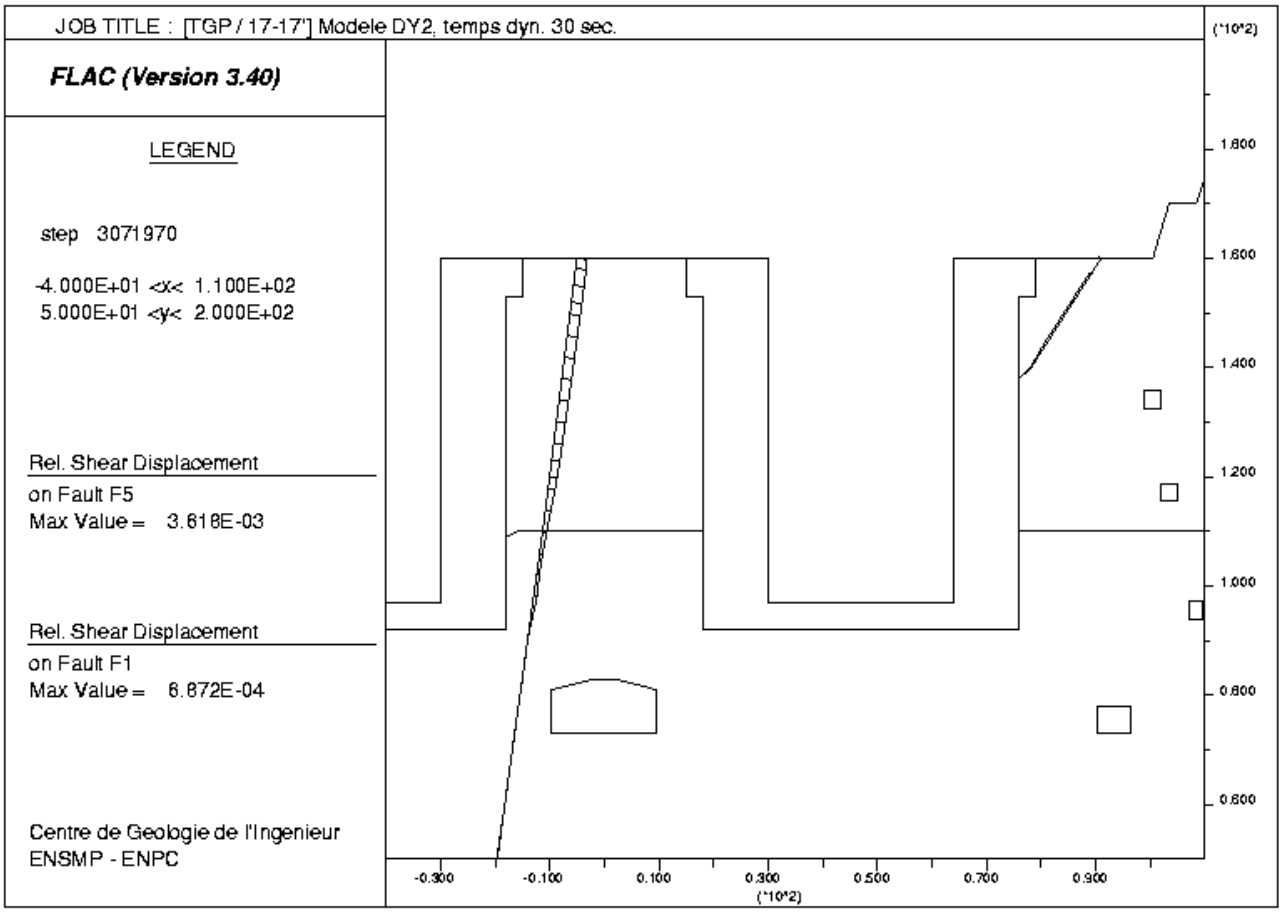

JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY1, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 4.441E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 6.498E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)


JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 5 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 604957
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 3.573E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 3.596E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)


JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 9 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 999679
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 2.838E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 6.054E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)


JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 13 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 1394401
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 1.198E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 7.281E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)


JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 20 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 2085165
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 3.652E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 6.888E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)


JOB TITLE : [TGP / 17-17'] Modele DY2, temps dyn. 30 sec.
FLAC (Version 3.40)
LEGEND
step 3071970
-4.000E+01 <x< 1.100E+02
5.000E+01 <y< 2.000E+02
Rel. Shear Displacement
on Fault F5
Max Value = 3.618E-03
Rel. Shear Displacement
on Fault F1
Max Value = 6.872E-04
Centre de Geologie de l'Ingenieur
ENSMP - ENPC
(*10^2)
1.800
1.600
1.400
1.200
1.000
0.800
0.600
-0.300
-0.100
0.100
0.300
0.500
0.700
0.900
(*10^2)