



UNIVERSITÉ SAAD DAHLEB BLIDA-1

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE MASTER 2 EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : **Géotechnique**

Thème :

**Etude d'un glissement de terrain survenu à Azazga,
w. Tizi-Ouzou et proposition de solution de stabilité**

Soutenu par :

-BOURAHLA Abdelkader

-EL HAFFAF Ayoub

Encadré par :

Dr. ZITOUNI Zein El-Abidine

Septembre 2019

ملخص

تعتبر الانهيارات الأرضية واحدة من أخطر الأخطار التي يتعرض لها البشر ؛ كما أنها شائعة في شمال شرق الجزائر ، وخاصة في ولاية تيزي وزو ، بسبب البنية الجيومورفولوجية للأرض.

عملنا ، في إطار هذا المشروع من نهاية دراسات الماستير في الجيوتقنية ، يتعلق بدراسة الانهيار الأرضي في مدينة عزازقة. حدث الانزلاق عندما بدأ مشروع الطريق الاجتيابي لهذا الأخير. حيث واجهت الشركة المسؤولة عن تنفيذ هذا المشروع مشاكل في القسم من PK 29 + 600 إلى PK 29 + 820. الأرض ، لا تدعم المشروع بسبب هشاشة التربة ، أظهرت انزلاق كبيرة ؛ كان من الضروري إيجاد حلول لهذه المشكلة.

تحتوي المذكرة على لمحة عامة عن منطقة الموقع ، وتحليل وتفسير الدراسة الجيوتقنية التي أجريت ، وكذلك تشخيص وأسباب الانهيار الأرضي. على أساس كل هذا ، اقترحنا حلين ، خاصين بنا ، قمنا بعد ذلك بمقارنته ، من الناحية الفنية والاقتصادية ، بالحل الذي اعتمده شركة B.E.T. المسؤول عن المشروع.

نلاحظ أننا اعتمدنا على برنامج GEO5 للقيام بجميع حسابات الاستقرار ؛ مما سمح لنا بإجراء هذه الدراسة.

الكلمات المفتاحية: الانزلاق ، الاحتفاظ ، عامل الأمان ، التركيب الجيولوجي ، برنامج GEO5.

Résumé.

Les glissements de terrain sont considérés comme l'un des dangers les plus graves, auxquels sont exposés les êtres humains ; ils sont également fréquents dans le Nord-est de l'Algérie, en particulier dans la province de Tizi-Ouzou, en raison de la structure géomorphologique de la terre

Notre travail, dans le cadre de ce projet de fin d'études de Master en géotechnique, concerne une étude du glissement de sol dans la ville d'Azazga. Glissement a eu lieu lorsque le projet d'évitement de cette dernière a démarré. La société en charge de la réalisation de ce projet a rencontré des problèmes au niveau de la section allant du PK 29+600 au PK 29+820. Le terrain, ne supportant pas le projet en raison de la fragilité du sol, a manifesté un grand glissement ; il a donc fallu trouver des solutions pour résoudre ce problème.

Le mémoire contient un aperçu de la région du site, l'analyse et l'interprétation de l'étude géotechnique réalisée, ainsi que le diagnostic et les causes du glissement. Sur la base de tout ça, nous avons proposé deux solutions, propre à nous, que nous avons ensuite comparé, sur les plans techniques et économiques, à celle adoptée par le B.E.T. en charge du projet.

A noter que nous nous sommes appuyés sur le programme GEO5 pour faire tous les calculs de stabilité ; ce qui nous permis de mener à bien cette étude.

Mots clés : Glissement, soutènement, facteur de sécurité, structure géologique, programme GEO5.

Summary

Landslides are considered one of the most serious dangers to which human beings are exposed; they are also common in northeastern Algeria, particularly in the province of Tizi-Ouzou, because of the geomorphological structure of the land.

Our work, within the framework of this project of the end of studies of Master in geotechnics, concerns a study of the landslide in the city of Azazga. Slippage occurred when the avoidance project for the latter started. The company in charge of carrying out this project has encountered problems in the section from PK 29 + 600 to PK 29 + 820. The ground, not supporting the project because of the fragility of the soil, showed a big slip; it was necessary to find solutions to solve this problem.

The dissertation contains an overview of the area of the site, the analysis and interpretation of the geotechnical study carried out, as well as the diagnosis and causes of the landslide. On the basis of all this, we proposed two solutions, specific to us, which we then compared, in technical and economic terms, to that adopted by B.E.T. in charge of the project.

Note that we relied on the GEO5 program to do all the stability calculations; which allowed us to carry out this study.

Key words: Slip, retaining, safety factor, geological structure, GEO5 program.

Dédicace

Je dédie ce travail :

A mes chers parents qui, sans leur soutien indéfectible, il n'aurait jamais été possible de le réaliser. Ce sont mes parents, qui m'ont donné constamment l'amour nécessaire pour que je puisse atteindre le stade où je suis aujourd'hui. J'espère qu'Allah les protège.

A mes frères et sœurs qui ont été le meilleur soutien pour moi et à tous les membres de ma famille qui m'ont encouragé.

A tous mes amis, en particulier les étudiants de géotechnique de la promotion 2018/2019, à qui je souhaite toute la réussite dans leur carrière.

A mon collègue EL HAFFAF Ayoub, qui a participé avec moi à l'achèvement de ce projet de fin d'études.

BOURAHLA Abdelkader

Dédicace

Je dédie ce travail

Aux deux personnes les plus chères au monde : mes chers parents qui ont veillé à fournir tout leur soutien, nécessaire pour que j'arrive là où je suis maintenant. J'espère qu'Allah les protège

A mes frères et sœurs qui ont été le meilleur soutien pour moi et à tous les membres de ma famille qui m'ont encouragé.

A tous mes amis, en particulier les étudiants de géotechnique de la promotion 2018/2019, à qui je souhaite toute la réussite dans leur carrière.

A mon collègue BOURAHLA Abdelkader, qui a participé avec moi à l'achèvement de ce projet de fin d'études.

HAFFAF Ayoub

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur Dr. ZIJCOUNI Zein EL-Abidine, pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période de ce travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs remarques et évaluations.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

SOMMAIRE

RESUME

REMERCIEMENT

DEDICACES

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 01 :

INTRODUCTION SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

1.1 Introduction	3
1.2 Qu'est-ce qu'un glissement de terrain	3
1.3 Classification de glissement	4
1.4 Les types de glissement de terrain	6
1.4.1 Pentes naturelles	7
1.4.1.1 Les Glissements	7
1.4.1.2 Les écroulements et les éboulements	10
1.4.2 Talus artificiels	12
1.5 Causes de glissements	12
1.5.1 Prédisposition générale	13
1.5.2 Déclenchement	14
1.6 La reconnaissance des sols	14
1.6.1 Définition et objectif	14

1.6.2 Reconnaissances du site	15
1.6.2.1 Collecte des informations préliminaires	15
1.6.2.2 Reconnaissance du site	15
1.6.2.3 Investigations et forages	16
1.6.3 Reconnaissance géologique	16
1.6.4 Reconnaissance géophysique	17
1.6.4.1 Magnétiques	17
1.6.4.2 Prospection électrique	17
1.6.4.3 Prospection sismique	17
1.6.4.4 Prospection gravimétrique	17
1.6.5 Reconnaissances géotechniques	18
1.6.5.1 Les essais in situ	19
1.6.5.2 Les essais au laboratoire	19
1.7 Analyses et méthodes de calcul	19
1.7.1 Forme de la surface de glissement	20
1.7.2 Notions sur la résistance au cisaillement du sol	20
1.8 Le principe d'équilibre limite	21
1.9 Définition du coefficient de sécurité	21
1.10 La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire	23
1.11 Méthode de Bishop	25
1.11.1 Méthode de Bishop détaillé (1954)	25
1.11.2 Méthode de Bishop Simplifiée	26

1.12 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite	27
1.13 Méthode des éléments finis	29
1.14 Conclusion	30

CHAPITRE 02 :

PRESENTATION DE SITE, DIAGNOSTIC ET ETAT DES LIEUX DU GLISSEMENT

2.1 Introduction	31
2.2 Présentation de la région	31
2.2.1 Cadre topographique	32
2.2.2 Cadre géologique et géomorphologique	32
2.2.3 Sismicité	34
2.2.4 Climat de la région	35
2.2.4.1 Les températures	35
2.2.4.2 Les précipitations	35
2.3 Historique des mouvements de terrains à Azzazga	35
2.4 Diagnostic et état des lieux du glissement	36
2.4.1 Etat des lieux	36
2.4.2 La masse de terrain concernée par le glissement	38
2.4.3 La ligne de glissement observée	38
2.4.4 Conséquences du glissement	39
2.5 Conclusion	40

CHAPITRE 03 :

ETUDE GEOTECHNIQUE

3.1 Introduction	41
3.2 Essais in-situ	41
3.2.1 Sondages carottés	41
3.2.2 Le pénétromètre standard (spt)	45
3.2.3 Piézométrie	47
3.3 Analyse des essais de laboratoire	47
3.4 Conclusion	52

CHAPITRE 04 :

CALCUL DE LA STABILITE DU SITE ET PROPOSITION DE SOLUTION

4.1. Introduction	53
4.2 Description des logiciels utilisés dans la modélisation	53
4.2.1 TALREN	53
4.2.1.1 Les avantages de TALREN version 4	54
4.2.1.2 Méthodes de calcul utilisé par TALREN version 4	54
4.2.2 GEO5	54
4.2.2.1 Logiciel pour la conception et l'analyse en géotechnique (Stabilité des pentes)	54
4.2.2.2 Méthode des Eléments Finis	58
4.2.2.3 En quoi GEO5 est-il unique ?	62
4.3 Étude du risque de glissement	62
4.4 Evaluation de la stabilité du talus à l'état naturel (sans chargement)	64
4.5 Evaluation de la stabilité du talus avec chargement (remblai+ charge de circulation)	65

4.5.1 Méthodes des tranches	66
4.5.2 Calcul en MEF	69
4.5.3 Justification de la stabilité du remblai	71
4.6 Choix d'ouvrages de soutènement	71
4.6.1 Paroi moulée et Pieux (renforcés par des tirants d'ancrage)	71
4.6.1.1 Définition de paroi moulée	71
4.6.1.2 Définition de Pieux	72
4.6.1.3 Tirants d'ancrage	73
4.7 Justification de la stabilité des pieux (solution adéquate par B.E.T.)	74
4.7.1 Calcul analytique	75
4.7.2 Calcul MEF	77
4.7.2.1 Calculs de F_s	78
4.7.2.2 Calcul de tassement	80
4.8 Justification de la stabilité des parois moulées renforcées par des tirants d'ancrage	80
4.8.1 Calcul analytique	81
4.8.2 Calcul MEF	82
4.8.2.1 Calculs de F_s	82
4.8.2.2 Calcul de tassement	84
4.9 Justification de la stabilité des pieux renforcés par des tirants d'ancrage	85
4.9.1 Calcul analytique	86
4.9.2 Calcul MEF	87
4.9.2.1 Calcul de F_s	87
4.9.2.2 Calcul de tassement	89
4.10 Conclusion	89

CHAPITRE 05 :

COMPARAISON TECHNICO-ECONOMIQUE ENTRE TOUS LES SOLUTIONS

5.1 Introduction	90
5.2 Comparaison technique entre les trois solutions	90
5.2.1 Soutènement par pieux	90
5.2.2 Soutènement par paroi moulée	91
5.3 Comparaison économique entre les trois solutions	91
5.3.1 La première solution (deux files des pieux)	91
5.3.2 La deuxième solution (parois moulée renforcée par des tirants d'ancrage)	93
5.3.3 La troisième solution (une seule file des pieux renforcée par des tirants d'ancrage)	95
5.4 Conclusion	97

CONCLUSION GENERAL

REFERENCES

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 01

Figure 1.1 : Un glissement	4
Figure 1.2 : Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacement	5
Figure 1.3 : Un glissement de terrain au Taïwan 2010-4-26	7
Figure 1.4 : Schéma descriptif d'un glissement plan (G. Philipponnat, 1987)	8
Figure 1.5 : Eléments descriptifs d'un glissement rotationnel (G. Philipponnat, 1987)	8
Figure 1-6 : Glissement rotationnel complexe	9
Figure 1.7 : chute de blocs et de pierres	10
Figure 1.8 : Un Eboulement rocheux [Schéma d'après Besson, 1996 (modifié)]	10
Figure 1.9 : Exemples d'écroulement rocheux (G. Colas et G. Pilot, 1976)	11
Figure 1.10 : Exemple d'un fluage (G. Philipponnat, 1987)	12
Figure 1.11 : Anomalie gravimétrique due à une cavité de 6m de diamètre, centrée à 5m de profondeur	18
Figure 1.12 : Les formes de glissement	20
Figure 1.13 : critère de rupture de Mohr-Coulomb	21
Figure 1.14 : masse d'un talus découpé en tranches	23
Figure 1.15 : forces agissant sur une tranche	23
Figure 1.16 : Hypothèse de Fellenius sur une tranche	25

CHAPITRE 02

Figure 2.1 : Evitement Azzazga	32
Figure 2.2 : Extrait de la carte géologique Azzefoun-Azzazga (1/50 000) (ORGM. 1997)	33
Figure 2.3 : Les mouvements de terrain enregistrés à Azzazga. (Mekati 1993)	36

Figure 2.4 : Vue du la zone 01, coté aval, montrant une morphologie bosselée	37
Figure 2.5: Zone 1 de glissement	38
Figure 2.6: Vue supérieure de la zone concernée	38
Figure 2.7: Déplacement des sols causé par les travaux de déblaiement	39
Figure 2.8: Habitations à la zone de risque	39

CHAPITRE 03

Figure 3.1: Argile gravelo-caillouteuse recoupée par le sondage SC1-2	42
Figure 3.2: Argile marneuse recoupée par le sondage SC 1- 1	43
Figure 3.3: argile schisteuse a compacte des niveaux de circulation des eaux	43
Figure 3.4: la formation marneuse rencontrée au droit du sondage SC 1-1	44
Figure3.5: coupe lithologique de la zone 01	45
Figure 3.6: Confection des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne	49
Figure3.7: confection des éprouvettes pour l'essai de résistance à la compression simple	49

CHAPITRE 04

Figure 4.1: Interface de talren4	53
Figure 4.2 : Interface de GEO5 Stabilité des pentes	55
Figure 4.3 : fenêtre de section projets	55
Figure 4.4 : fenêtre de section paramètres	55
Figure 4.5 : fenêtre de section interfaces	56
Figure 4.6 : fenêtre de section sols	56
Figure 4.7 : fenêtre de section affectation	57

Figure 4.8 : fenêtre de section pieux stabilisateurs	57
Figure 4.9 : fenêtre de section ancrages	57
Figure 4.10 : fenêtre de section surcharges	57
Figure 4.11 : fenêtre de section séisme	57
Figure 4.12 : fenêtre de calcul	58
Figure 4.13 : Interface de GEO5 MEF	59
Figure 4.14 : fenêtre de section paramètres	59
Figure 4.15 : fenêtre de section points libres	59
Figure 4.16 : fenêtre de section lignes libres	60
Figure 4.17 : fenêtre de section maillage	60
Figure 4.18 : fenêtre des étapes	60
Figure 4.19 : fenêtre de section poutres	61
Figure 4.20 : fenêtre de section ancrages	61
Figure 4.21 : fenêtre de section séisme	61
Figure 4.22 : fenêtre de calcul	61
Figure 4.23 : Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 a l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)	64
Figure 4.24 : Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 a l'état naturel avec l'action sismique	65
Figure 4.25 : vue en 3D de remblai	65
Figure 4.26 : Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique	67
Figure 4.27 : Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique	67
Figure 4.28 : Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique	68
Figure 4.29 : Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique	68

Figure 4.30: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique (MEF)	70
Figure 4.31: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique (MEF)	70
Figure 4.32: Les étapes de réalisation d'une paroi moulée	72
Figure 4.33: Les étapes de réalisation d'un pieu	72
Figure 4.34: Tirants d'ancrage	73
Figure 4.35 : machine de forage des tirants d'ancrage	73
Figure 4.36: vue 3D de deux files de palpieux	74
Figure 5.37: vue en plan de deux files de palpieux	74
Figure 4.38: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique	76
Figure 4.39: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique	76
Figure 4.40: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique (Analytique)	77
Figure 4.41: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique (analytique)	77
Figure 4.42: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)	79
Figure 4.43: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique (MEF)	79
Figure 4.44: Calcul de tassement au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux)	80
Figure 4.45: vue en 3D des parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage	80

Figure 4.46: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (analytique)	81
Figure 4.47: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (analytique)	82
Figure 4.48: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique(MEF)	83
Figure 4.49: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique(MEF)	84
Figure 4.50: Calcul de tassement au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage)	84
Figure 4.51: vue en 3D des palpieux renforcés par des tirants d'ancrage	85
Figure 4.52: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (analytique)	86
Figure 4.53: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (analytique)	86
Figure 4.54: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique(MEF)	88
Figure 4.55: Calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique(MEF)	88
Figure 4.56: Calcul de tassement au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d'ancrage)	89

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 01

Tableau 1.1: Classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de déplacement Vd (Cruden and Varnes, 1996) [8]	5
Tableau 1.2 : Classification typologique des glissements de terrain (adapté de Varnes, 1978) [11]	6
Tableau 1.3: Classification des glissements de terrain en fonction de leur surface (Cornforth, 2005) [2]	6
Tableau 1.4: Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses	11
Tableau 1.5: Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses	27
Tableau 1.6 : Données fournies et résultats livrés par le logiciel	29

CHAPITRE 03

Tableau 3.1: Valeurs NSPT caractéristiques	46
Tableau 3.2 : Valeurs du niveau d'eau mesurées dans les sondages carottés	47
Tableau 3.3 : Résultats d'analyse chimiques d'eau au niveau de la zone 01	51

CHAPITRE 04

Tableau 4.1: Caractéristiques intrinsèques retenues pour le calcul de stabilité	63
Tableau 4.2: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec chargement (calculé par TALREN 4)	66
Tableau 4.3: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec chargement (calculé par GEO5 MEF)	69
Tableau 4.4: Caractéristiques retenues pour les pieux	75

Tableau 4.5: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec confortement (analytique)	75
Tableau 4.6 : valeur de E	78
Tableau 4.7: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec confortement (MEF)	78
Tableau 4.8: Caractéristiques retenues pour les parois moulées	81
Tableau 4.9: Caractéristiques retenues pour les tirants d'ancrage sont les suivantes	81
Tableau 4.10: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec confortement (MEF)	82
Tableau 4.11: Caractéristiques retenues pour les pieux	85
Tableau 4.12: Caractéristiques retenues pour les tirants d'ancrage sont les suivantes	86
Tableau 4.13 : Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec confortement (MEF)	87

CHAPITRE 05

Tableau 5.1: le coût de la première file des pieux	92
Tableau 5.2: le coût de la deuxième file des pieux	93
Tableau 5.3: le coût des parois	94
Tableau 5.4: le coût des tirants d'ancrage qui ont renforcée les parois moulée	94
Tableau 5.5: le coût de la file des pieux	95
Tableau 5.6 : Le coût du béton projeté	96
Tableau 5.7: le coût des tirants d'ancrage qui ont renforcée les pieux	96
Tableau 5.8: le montant total de chaque solution	97

Liste des symboles

C : la cohésion

C' : Cohésion drainée à long terme

σ : la contrainte normale

φ : angle de frottement

F_s : Le coefficient de sécurité,

τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface

W : Poids de la tranche

E : Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche

T : Force d'inter tranché verticale de cisaillement entre les tranches

σ : Force normale sur le fond de la tranche

τ : Force de cisaillement sur le fond de la tranche

μ : La pression de l'eau interstitielle

c' : la cohésion effective

φ' : l'angle de frottement effective

RPA: Réglement parasismique Algerian

n : Porosité [-]

E_{oed} : Module d'Young tangent dans un essai oedométrique

P_a : pression atmosphérique prise égale à 100 KPa

Introduction générale

Les glissements de terrain constituent la classe la plus répandue des phénomènes naturels et la plus étudiée du point de vue mécanique. Le glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique où une masse de terre descend sur une pente ; autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé.

Après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable ; ceci différencie le glissement de terrain de la coulée de boue ou de sable (qui n'ont pas de formes propres). Dans certains cas, des millions, voire des dizaines de millions de m³ peuvent être concernés, pouvant brutalement détruire des villages entiers. Ici, l'ingénieur intervient pour remédier à ce phénomène, afin de prévenir les pertes humaines ou matérielles et pour ce faire, les ingénieurs mènent des études permettant de proposer des solutions appropriées pour résoudre ce type de problème.

Le travail qui nous a été confié par l'E.T.R.H.B. : l'Entreprise des travaux routiers, hydrauliques et bâtiments, siégée à Dar El Béïda, Alger, consiste à une étude de stabilisation d'un glissement de terrain survenu sur le projet de déviation de la ville d'Azzazga, dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

Lorsque l'entreprise de réalisation s'est engagée dans la réalisation de ce projet, elle s'est heurtée au problème du sol fragile, sujet à de nombreux glissements. Il fallait alors trouver et proposer une solution appropriée à ce problème. Aussi, nous avons proposé deux solutions propres à nous, que nous avons comparé avec celle proposée par le B E T. chargé de l'étude de ce problème.

Pour prendre en charge ce problème et proposer des solutions, nous avons partagé notre travail en deux parties : la première partie est une étude bibliographique sur les glissements de terrains, leurs types, leurs causes, leurs méthodes de calculs ainsi que les méthodes de confortement.

La deuxième partie a été consacré pour :

- La présentation du site et la description du glissement ;
- L'analyse et l'interprétation de l'étude géotechnique du site.
- Le calcul de stabilité.
- L'étude de confortement.
- L'estimation financière des solutions proposées.

CHAPITRE 01 :

INTRODUCTION SUR LES

GLISSEMENTS DE TERRAIN

CHAPITRE 1

INTRODUCTION SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

1.1 Introduction

Les glissements des terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles en général dans les sols argileux. Ils ont rarement une cause unique qui est souvent due à l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenchent le glissement.

Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à 03 catégories :

- Nature des terrains constituant le site.
- Les diverses formes de l'action de l'eau à savoir.
- Les actions mécaniques externes.

1.2 Qu'est-ce qu'un glissement de terrain ?

Un glissement de terrain est un phénomène géologique qui désigne le phénomène de descente d'une masse de terre sur une pente, sur un plan de glissement. Après la mise en mouvement le glissement de terrain conservera sa consistance et sa physionomie, ce qui la différencie des coulées de boue qui elles n'ont pas de forme propre [10]. Le volume d'un glissement peut aller de quelques dizaines de m³ à plusieurs dizaines de millions de m³. L'épaisseur du glissement peut varier de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres tandis que leur surface peut atteindre quelques km². Il y a donc une extrême variabilité de glissements depuis celui qui peut entraîner une fermeture d'une route à celui qui modifie complètement la topographie d'un site [6].

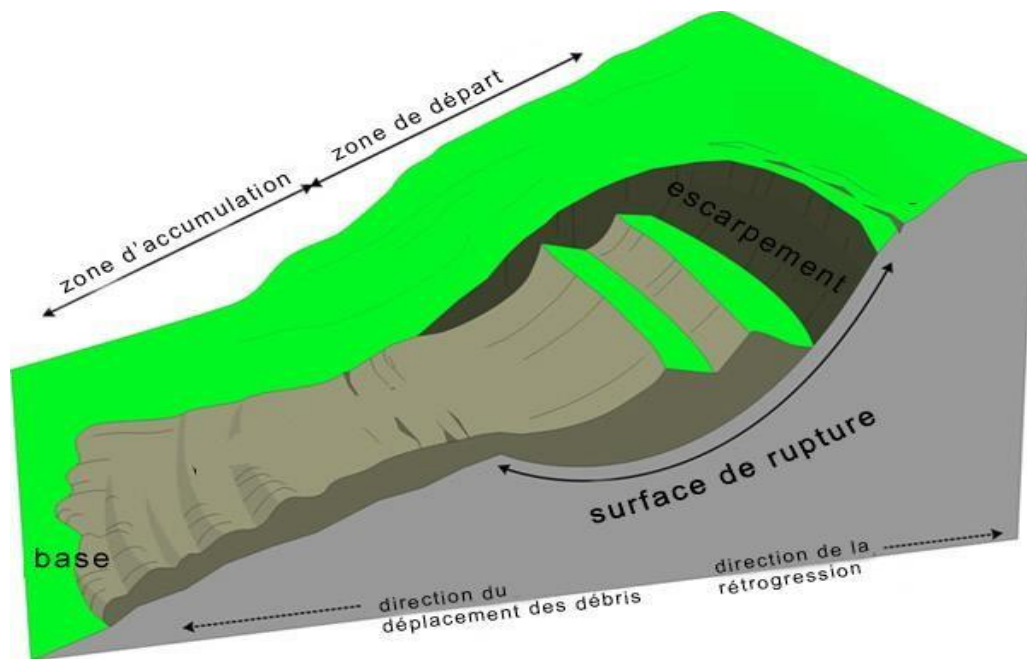


Figure 1.1 : Un glissement

1.3 Classification de glissement

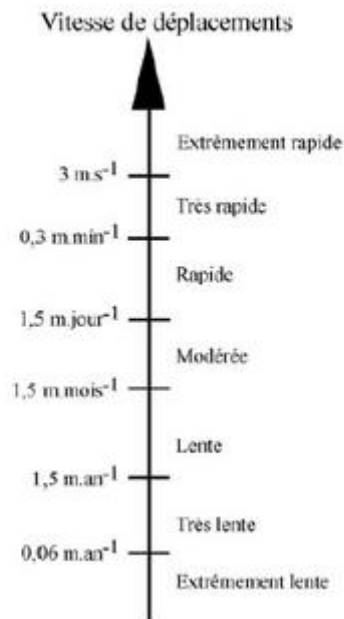
Les classifications visant à décrire et à déterminer les différents processus de déstabilisation de pente sont nombreuses. Dès 1846, Collin [8], dans son ouvrage « Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux » différenciait deux types de mouvements :

- Les mouvements de fond (glissements profonds) ;
- Les mouvements superficiels.

De nombreux auteurs, ont présentés plusieurs classifications des mouvements des terrains, en faisant intervenir des critères tels que : nature du matériau ; cinématique du mouvement ; vitesse du mouvement ; morphologie et type de surface de rupture ; cause de la rupture ; l'âge de la rupture, etc.

Classification de Nemcok et al. (1972), [8] leur classification est basée sur le caractère géomécanique des mouvements de pente et de leur vitesse, quatre (04) processus sont distingués : fluage ; glissement ; écoulement et écoulement.

D'autre Classification avec Varnes (1978), [8] les types de mouvements de versant sont suivants : éboulements ; Glissements ; Extension latérale ; Ecoulement ; Complexes ; Echelle de vitesse. La classification de Varnes, propose



également une échelle de vitesse afin de caractériser le degré d'activité des différents mouvements (figure 1.2).

Figure. 1.2 : Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacement

Dans le même contexte des classifications cinématique. Le degré d'activité des différents mouvements peut également être classé à travers une échelle de vitesse de déplacement de la masse mise à contribution. L'intensité du glissement varie alors dans l'espace en allant de l'amont vers l'aval sur l'axe de déplacement du glissement de terrain. Ces paramètres peuvent être exprimés quantitativement, notamment en utilisant une fonction de distribution spatiale, ou en appliquant les classements d'intensité qualitatifs relatifs telles que lent, modère et rapide, ou faible, modère et élevé. Le tableau suivant établi par Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution

Tableau 1.1 Classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de déplacement Vd (Cruden and Varnes, 1996) [8].

Vitesse	Description
Vd < 16 mm/an	Extrêmement lent
16 mm/an < Vd < 1.6 m/an	Très lent
1.6 m/an < Vd < 13 m/mois	Lent
13 m/mois < Vd < 1.8 m/h	Modéré
1.8 m/h < Vd < 3 m/min	Rapide
3 m/min < Vd < 5 m/s	Très rapide
Vd > 5 m/s	Extrêmement rapide

Les glissements de terrain dans les sols et les roches meubles se manifestent sous plusieurs formes (Tableau 1.2 ; glissement plan ou circulaire, déplacement latéral, coulée boueuse, coulée de débris, reptation), intéressent des surfaces variables (quelques m² à plusieurs km²; Tableau 1.3).

Tableau 1.2 : Classification typologique des glissements de terrain (adapté de Varnes, 1978) [11]

Type de glissement		Type de sol ou de roche meuble	
		Grossier	Fin
Glissement	Rotationnel	Glissement de débris	Glissement boueux
	Translationnel		
Déplacement latéral		Déplacement de débris	Déplacement boueux
Coulée		Coulée de débris	Coulée boueuse Reptation
Complexe		Combinaison d'au moins deux mécanismes	

Tableau 1.3 : Classification des glissements de terrain en fonction de leur surface (Cornforth, 2005) [2]

Surface (m ²)	Description
< 200	Très petit
200 < s < 2000	Petit
2000 < s < 20000	Moyen
20000 < s < 200000	Grand
200000 < s < 2000000	Très grand
s > 2000000	vaste

1.4 Les types de glissement de terrain

Il existe de nombreuses classifications des glissements de terrain basées sur différents critères (nature de terrain, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie de la surface de rupture, cause de la rupture...).

Nous ne décrivons dans ce paragraphe que celles basées sur la morphologie de la surface de rupture.

1.4.1 Pentés naturelles

En détaillons l'évolution dans le temps de mouvements de terrains qui se différencient par la brutalité du phénomène on peut les distinguer en 4 familles : [7]

1.4.1.1 Les Glissements

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide (figure 1.2). Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes, étonnamment diversifiées.

En simplifiant beaucoup, on peut distinguer trois types de glissements:



Figure 1.3 : Un glissement de terrain au Taïwan 2010-4-26

- **Glissements transrionnels (plans) :**

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.

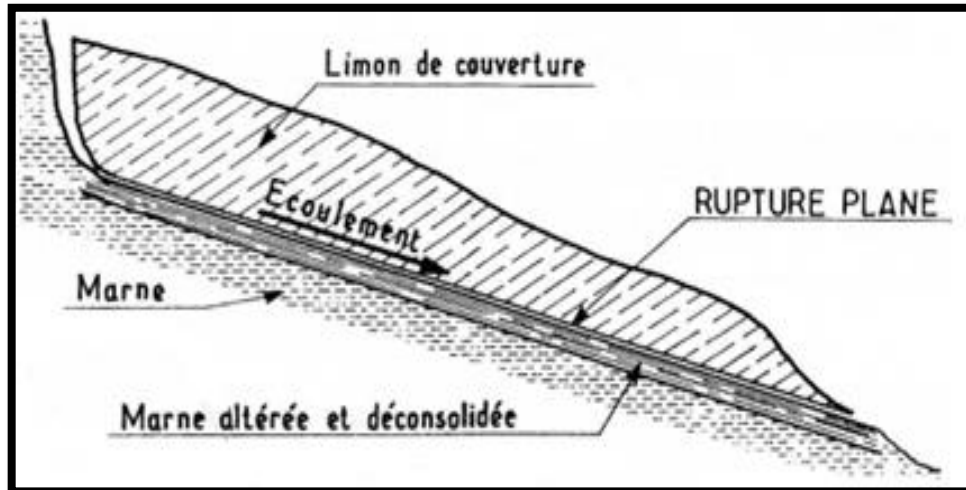


Figure 1.4: Schéma descriptif d'un glissement plan (G. Philipponnat, 1987).

- **Glissements rotationnels simples :**

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire.

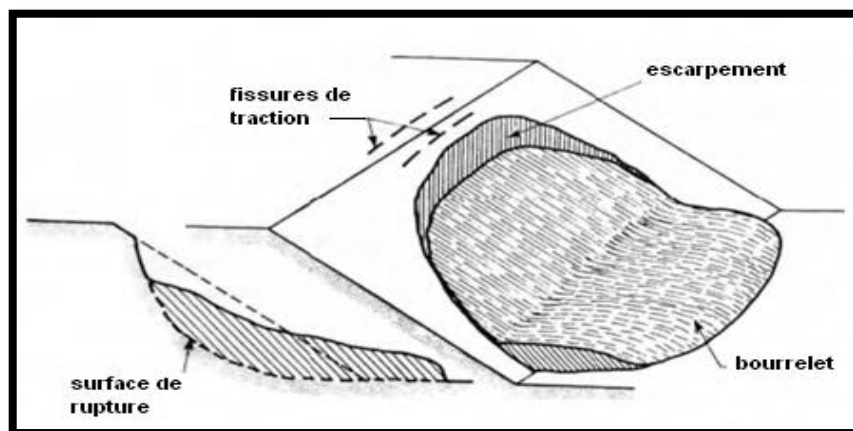


Figure 1.5: Éléments descriptifs d'un glissement rotationnel (G. Philipponnat, 1987).

- **Glissements rotationnels complexes :**

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

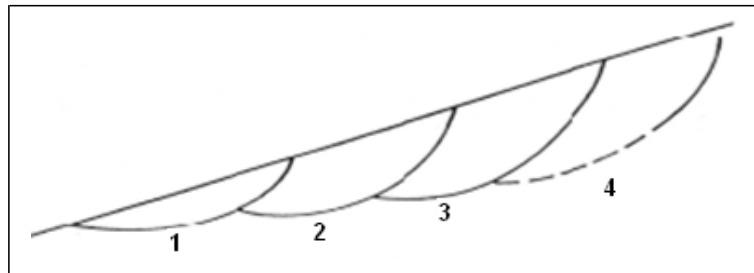


Figure 1.6: Glissement rotationnel complexe.

- **Glissements quelconques :**

Sont sans aucun doute les glissements les plus fréquents et qui ont des caractéristiques semblables aux autres glissements précédemment définis. Dans la nature les terrains ne sont ni homogènes ni isotropes. En effet, ils existent beaucoup de glissements dont la surface de rupture est moins géométrique et même tout à fait quelconque. Cette forme de rupture a posé des difficultés pour le calcul manuel qui impose l'hypothèse de rupture de géométrie simple. Actuellement, le développement de logiciels tel que : Géo-Slope, Nixes et Trolls, Plaxis...etc. permet de cerner cette difficulté.

1.4.1.2 Les écroulements et les éboulements

- Chutes de pierres et de blocs



Figure 1.7: Chute de blocs et de pierres.

- Eboulement :

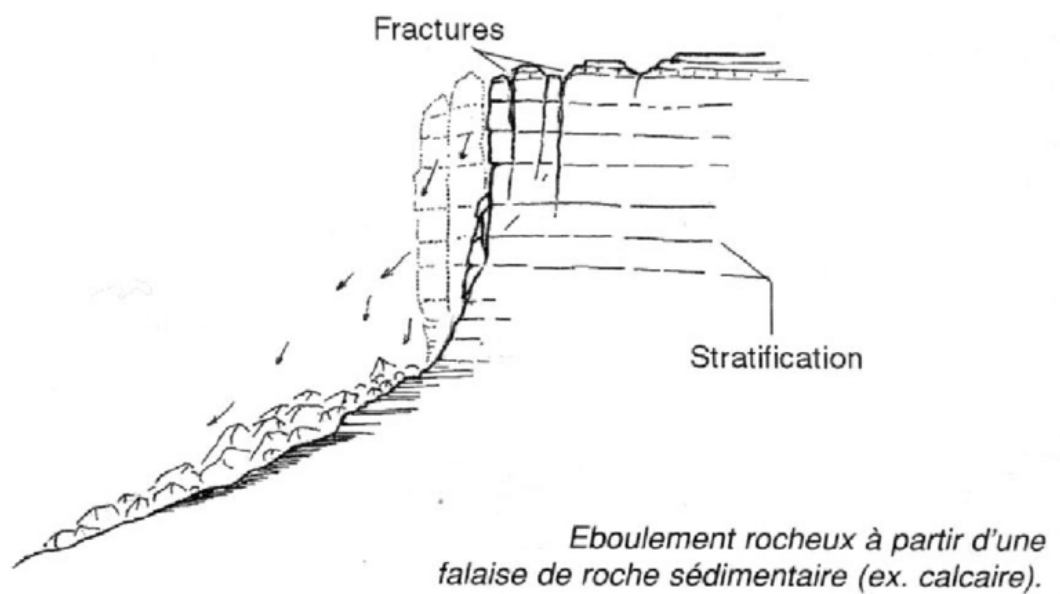


Figure 1.8: Un Eboulement rocheux [Schéma d'après Besson, 1996 (modifié)]

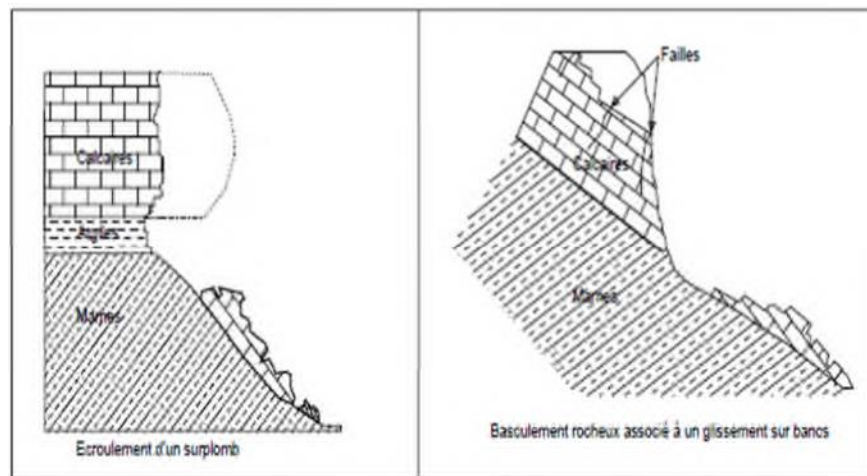
- **Ecrolement :**

Figure 1.9: Exemples d'écrolement rocheux (G. Colas et G. Pilot, 1976).

Le tableau ci-dessous résume les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes.

Tableau 1.4: Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses.

Chute de pierres	$\varnothing < 50 \text{ cm}$
Chute de blocs	$\varnothing > 50 \text{ cm}$
Eboulement Volume Vitesse	100 -100000 m ³ 10 – 40 m/s
Ecrolement Volume Vitesse	> 1 moi.m ³ > 40 m/s

Le fluage :

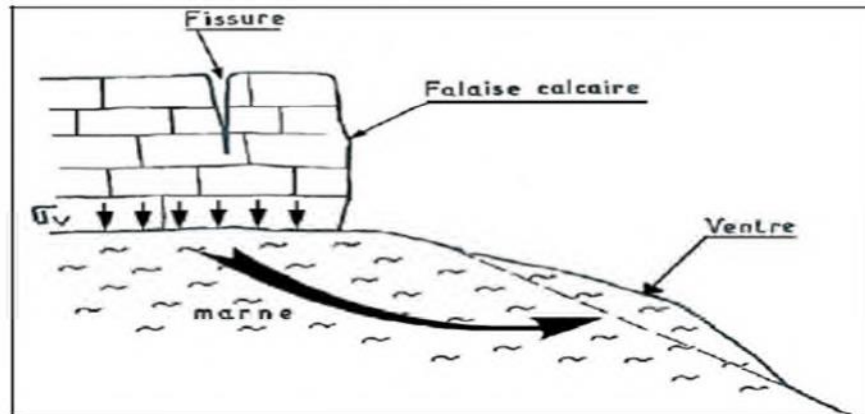


Figure 1.10: Exemple d'un fluage (G. Philipponnat, 1987)

1.4.2 Talus artificiels

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. Ils peuvent être classés comme suit en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai,
- Talus en remblai sur sol non compressible,
- Talus en remblai sur sol compressible,
- Ouvrages de soutènement vis-à-vis d'un glissement profond,
- Dignes et barrages en terre. [9]

1.5 Causes de glissements

Très souvent, les glissements de terrain et les coulées de boue sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant, à celles-ci s'ajoutent un ou plusieurs mécanismes déclencheurs. Dans les terrains inclinés, le sol a tendance à glisser vers l'aval. L'ampleur de ce phénomène est principalement déterminée par trois forces: [1]

- Gravité: force qui entraîne la matière vers le centre de la terre; dépend de la pente du terrain.
- Force de frottement: force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre la couche sous-jacente

- Force de cohésion: force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles et de l'attraction entre ces particules et l'eau stockée dans le sol.

Tant que les forces de résistance (force de frottement et cohésion) sont plus fortes que la force motrice (gravité), la stabilité du versant est garantie. Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche, produisant alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de coulée boueuse.

Plus la gravité (pente) est forte et plus la force de frottement et la cohésion sont faibles, plus le versant est instable.

1.5.1 Prédiposition générale

L'analyse d'une série de paramètres fondamentaux permet de définir, dans une large mesure, la probabilité d'occurrence d'un glissement ainsi que sa localisation:

-La géologie du site : La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente.

- Matériaux: La force de cohésion et la composition du terrain sont des facteurs décisifs.

Hydrologie: Un terrain offrira plus ou moins de résistance au glissement en fonction de sa sensibilité à l'eau, celle-ci dépendant directement de la composition des matériaux constituant le versant.

Les glissements de terrain se produisent avant tout lorsqu'un important volume d'eau pénètre dans le sol sur une période prolongée. En montagne dans le cas contraire, les précipitations sont stockées sous forme de neige ou de glace.

Erosion: les processus d'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes. L'infiltration s'en trouve renforcée et la teneur en eau des horizons profonds augmente. De tels phénomènes réduisent la force de frottement et la cohésion.

Végétation: les racines des arbres et des arbustes peuvent contribuer à améliorer la cohésion du sol. Une pente peut être fortement déstabilisée en cas de disparition soudaine de la végétation suite à un incendie de forêt, au défrichage du terrain, à une tempête ou à la sécheresse.

Activités humaines: celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente.

1.5.2 Déclenchement

Un mécanisme déclencheur est nécessaire pour qu'une masse se mette en mouvement. Les principaux mécanismes déclencheurs sont les suivants:

Action de l'eau : l'une des principales causes du déclenchement des glissements de terrain étant d'origine hydraulique, la compréhension du fonctionnement hydrologique des pentes instables est nécessaire dans l'étude des glissements de terrain.

L'action sismique sur les glissements de terrain : elles sont la cause de nombreuses instabilités et mouvements de versants. L'origine des instabilités peuvent provenir d'une sollicitation sismique (dynamique) qui induit l'apparition des forces d'inertie (d'origine sismique).

1.6 La reconnaissance des sols

1.6.1 Définition et objectif :

C'est une étude in situ et en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des Caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place.

Son but est de donner les éléments nécessaires pour les études de tous travaux de génie Civil.

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

- Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (Prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- Les méthodes de mesure in situ basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font partie les essais géophysiques

1.6.2 Reconnaissances du site

Trois étapes sont souvent indispensables dans une campagne de reconnaissance :

1.6.2.1 Collecte des informations préliminaires

Il est important de débiter par une cueillette des informations disponibles sur le site ainsi que sur le type de structure à bâtir et de son utilité.

Il est généralement possible de recueillir des informations à l'aide de :

- Cartographie (cartes géologiques) des dépôts meubles et du roc;
- Cartes topographiques (nature du terrain relief);
- Études géotechniques effectuées dans le voisinage

1.6.2.2 Reconnaissance du site

L'ingénieur doit toujours effectuer une inspection visuelle du site pour pouvoir se faire une meilleure idée sur sa nature :

- Type de végétation dans le site (peut donner d'excellentes indications);
- La topographie générale du site et la possible existence de fossés de drainage.

L'existence de débris ou de matériaux quelconques;

- Type de constructions avoisinantes et l'existence de problèmes (fissures dans les murs, tassements ou autres problèmes);
- Le niveau de la nappe d'eau qui peut être déterminé en regardant au voisinage;
- Stratigraphie du sol à partir de tranches profondes effectuées pour la construction d'une route ou d'un chemin de fer avoisinant;

-Présence de roc ou d'affleurement rocheux dans les environs, peut indiquer la faible profondeur du socle rocheux.

1.6.2.3 Investigations et forages

Profondeurs des forages

À l'étape de l'exploration et de la reconnaissance il faut planifier :

- Le nombre de forages;
- Les profondeurs des forages;
- Le type d'essais à effectuer soit sur le site ou au laboratoire;
- Le nombre d'échantillons nécessaires.

Nombre de forages

Le nombre de forages dépend :

- Nature du terrain;
- Dimensions du site;
- Coût du projet.

1.6.3 Reconnaissance géologique

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes.

L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone Considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches.

La reconnaissance peut s'effectuer à l'aïd de sondages dont certains exemples sont décrits au paragraphe de la reconnaissance géotechnique. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages.

1.6.4 Reconnaissance géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques:

1.6.4.1 Magnétiques

Le magnétisme est peu utilisé pour la reconnaissance en géotechnique. Cette méthode est fondée sur la détection d'anomalies du champ magnétique terrestre. La seule application constatée en génie civil est la recherche d'objets enfouis contenant beaucoup de fer. Par exemple on peut vouloir vérifier qu'il n'y a pas d'épaves de péniches métalliques au fond d'un fleuve. Concernant l'étude des anciennes décharges, les méthodes électromagnétiques du type dipôle sont faciles d'emploi et très efficaces pour détecter les métaux mais la Technique magnétique fondée sur la mesure d'un gradient vertical du champ magnétique est très légère et conduit à une excellente résolution lors de la détection.

1.6.4.2 Prospection électrique

Les méthodes de prospection électrique par courant continu permettent de déterminer la répartition des matériaux dans le sol par l'intermédiaire de leur résistivité. Pour cela on injecte dans le sol un courant continu, dont on mesure l'intensité I au moyen de deux électrodes métalliques notées A et B plantées dans le sol et reliées aux deux bornes d'un générateur de courant continu.

1.6.4.3 Prospection sismique

Les méthodes sismiques sont fondées sur l'étude de la propagation des ondes Mécaniques dans le sol. La vitesse de propagation des ondes dépend des propriétés élastiques des matériaux.

1.6.4.4 Prospection gravimétrique

La gravimétrie est l'étude des variations du champ de pesanteur à la surface du sol. La figure 1.10 montre la variation de la composante verticale de l'anomalie du champ de pesanteur due à la présence dans le sous-sol d'une

cavité de 6 m de diamètre dont le toit est à 2 m de profondeur dans un terrain homogène de masse volumique 2 000 kg/m³.

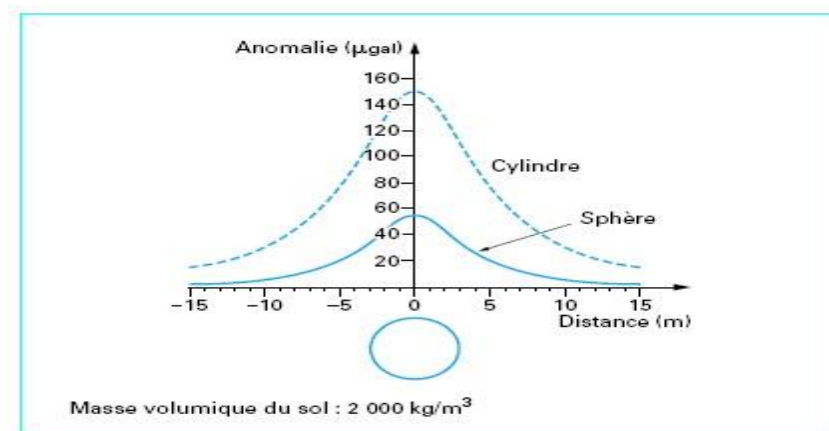


Figure 1.11: Anomalie gravimétrique due à une cavité de 6m de diamètre, centrée à 5m de Profondeur

Deux courbes sont représentées l'une pour une cavité de forme sphérique. L'anomalie est naturellement négative ; en valeur absolue, elle vaut au maximum $1.5 \cdot 10^{-6} \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$, soit un peu plus d'un dix millionième de la valeur du champ de pesanteur total ($10 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$).

1.6.5 Reconnaissances géotechniques

La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes (bâtiments, Routes, ouvrages d'art, ouvrages souterrains, etc.) Nécessitent une connaissance fine du sol, de sa nature, de son comportement.

Toute une série d'essais doit être réalisée pour bien déterminer la nature du terrain

Étudié, et pour bien définir ses différentes couches qui le constituent, ainsi les caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche.

Ces essais peuvent être classés en deux grandes catégories :

- Les essais in situ.
- Les essais au laboratoire.

1.6.5.1 Les essais in situ

Le but de ces essais est de compléter ou même de remplacer les essais sur échantillons Intacts en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées.

- Sondages et forages
- Echantillonnage et essais dans les sols granulaires
- Essai inclinométrique
- Essai piézométrique

1.6.5.2 Les essais au laboratoire

- Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
- Détermination des limites d'atterberg
- Détermination de la masse volumique des particules solides des
- Analyse Granulométrique par tamisage sec après lavage:
- L'essai à l'appareil triaxial de révolution
- L'essai de cisaillement rectiligne direct à la boîte
- Essai Œnométrique

1.7 Analyses et méthodes de calcul

Une fois la géométrie et les conditions du sol d'une pente ont été déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour une pente d'une part, et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part.

L'analyse de la stabilité des pentes est basée sur les méthodes d'équilibre limite.

Ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

1.7.1 Forme de la surface de glissement

Les méthodes d'équilibre limite nécessitent de définir au préalable la surface pour laquelle le coefficient de sécurité sera évalué. Les calculs du coefficient de sécurité sont répétés pour un nombre suffisant de surfaces de glissement arbitrairement choisies pour localiser la surface ayant le facteur minimal de sécurité. La forme de la surface de glissement dépend de la géométrie, des caractéristiques matérielles, et des possibilités du procédé d'analyse utilisé. Les formes de la surface de glissement peuvent être circulaires ou non circulaire Figure (1.11). Les méthodes d'équilibre statique décomposent la masse du sol, au-dessus de la surface de glissement, en équilibre statique en un nombre fini de tranches.

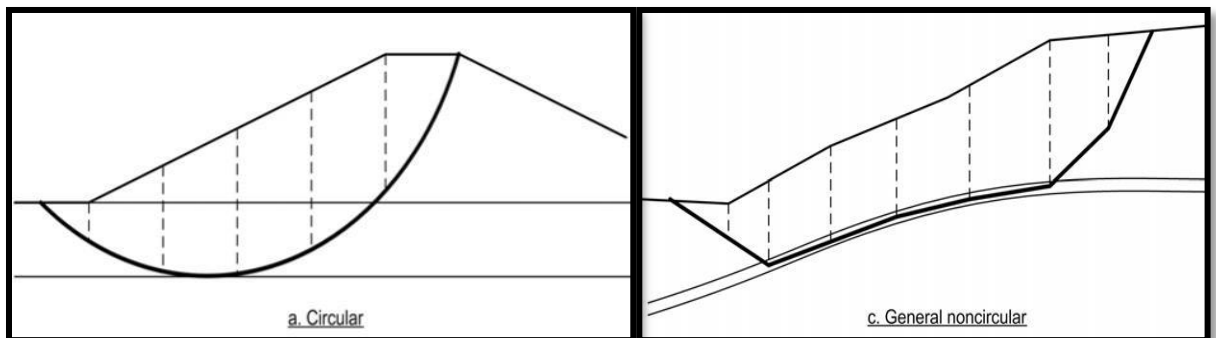


Figure 1.12: Les formes de glissement

1.7.2 Notions sur la résistance au cisaillement du sol

Au moment de la rupture, les contraintes de cisaillement τ le long de la surface de rupture atteignent la résistance au cisaillement maximum (τ_{ult}) que le sol peut supporter sous une contrainte normale σ .

Les grains du sol glissent les uns par rapport aux autres le long de la surface de rupture, et ils ne s'écrasent pas.

Critère de Mohr-Coulomb

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr (σ, τ), est assimilée à une

droite d'ordonnée à l'origine C (cohésion) et de pente ϕ (angle de frottement), exprimée par la relation linéaire $\tau = c + \sigma \tan \phi$, appelée la loi de Coulomb.

avec:

$$\sin \phi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (2k + \sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2k \sin \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi$$

$$k = C \cot \phi$$

avec :

C : la cohésion

σ : la contrainte normale

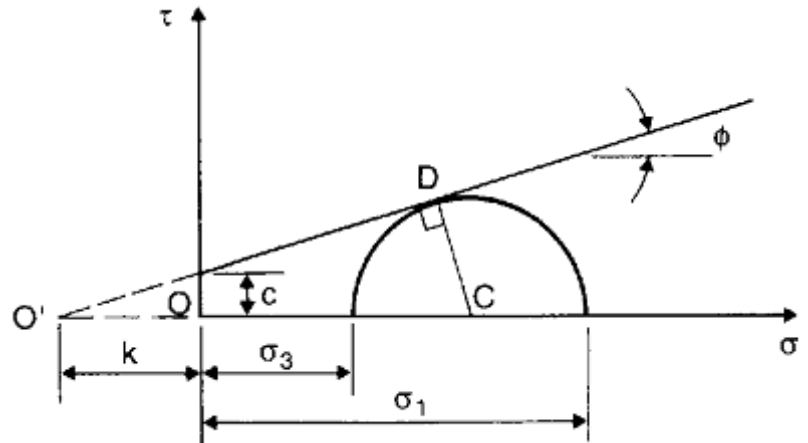


Figure 1.13: critère de rupture de Mohr-Coulomb

1.8 Le principe d'équilibre limite

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F_S est le plus faible.

1.9 Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité, F_S , est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme :

$$F_S = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (1.1)$$

$F_s = 1.5$: les terrains sont en équilibre critique

$F_s > 1.5$: les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement)

$F_s < 1.5$: les terrains sont instables (il y a glissement)

Où :

τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol ;

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (1.1) peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{F_S} \quad (1.2)$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb, Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (1-1) est écrite comme :

$$\tau = \frac{C + \sigma \tan \phi}{F_S} \quad (1.3)$$

Ou :

$$\tau = \frac{C}{F_S} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_S} \quad (1.4)$$

Où c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (1.4) est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{C' + (\sigma - \mu) \tan \phi'}{F_S} \quad (1.5)$$

Où c' et φ' sont représentés les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle.

1.10 La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

Chaque tranche est soumise à son poids propre, aux surcharges en surface, et aux forces inter-tranches de contact, comme illustre la figure 1.14.

La base de la tranche appartient à la ligne de rupture $y(x)$ est soumise à une contrainte normale σ et une contrainte tangentielle τ . L'angle α est la dérivé de la fonction $y(x)$, que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

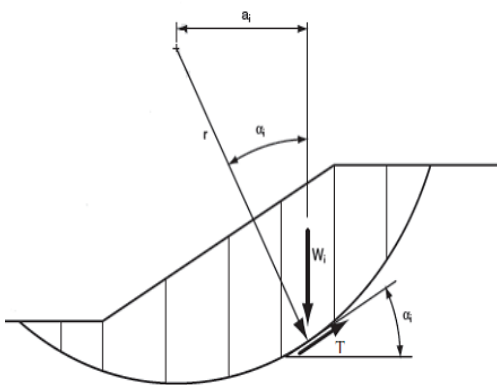


Figure 1.14: Masse d'un talus découpé en tranches

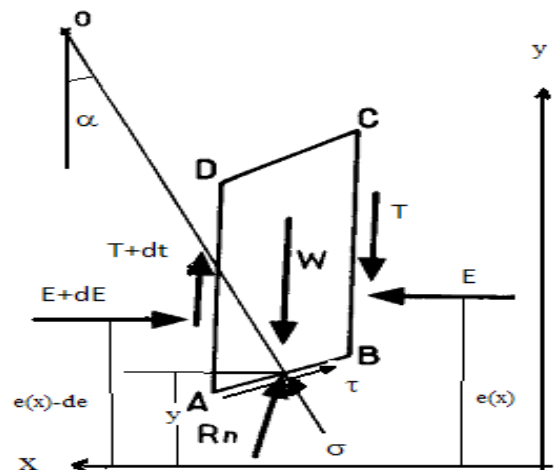


Figure 1.15 : Forces agissant sur une tranche

Les forces agissantes sur une tranche individuelle sont illustrées dans la figure 1.15

W - Poids de la tranche

E - Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche

T - Force d'inter tranche verticale de cisaillement entre les tranches

σ - Force normale sur le fond de la tranche

τ - Force de cisaillement sur le fond de la tranche

L'équilibre des forces horizontales et verticales et des moments, par rapport à la base de la tranche donne respectivement :

- **Projection sur ox :**

$$\Sigma F_{/x}=0 : - dE - \tau AB \cos \alpha + \sigma AB \sin \alpha = 0 \quad (1.6)$$

- **Projection sur oy:**

$$\Sigma F_{/y}=0 : dt - w + \sigma AB \cos \alpha + \tau AB \sin \alpha = 0 \quad (1.7)$$

- **la somme des moments par rapport la base de tranche pt M :**

$$\Sigma M_{/o}=0 : -T - E \frac{de}{AB} + (e-y) \frac{de}{AB} = 0 \quad (1.8)$$

La combinaison des équations (1.6) et (1.7), permet d'écrire :

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left(\operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{AB \cos \alpha} + \frac{dt}{AB \cos \alpha} + w \right) \quad (1.9)$$

$$\tau = \cos^2 \alpha \left(-\frac{dE}{AB \cos \alpha} + \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{AB \cos \alpha} + w \operatorname{tg} \alpha \right) \quad (1.10)$$

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (1.11)$$

Dans ce type de problème, il y a cinq inconnues à déterminer, $E(x)$, $T(x)$, $\sigma(x)$, $\tau(x)$, $e(x)$. Mais nous ne pouvons former que trois équations, (1.8, 1.9, 1.10), dans ce cas, il est nécessaire d'ajouter une hypothèse. C'est d'ailleurs le point de divergence des différentes méthodes des tranches.

Les points communs entre ces hypothèses sont les suivant :

- La surface de rupture est circulaire ;
- La rupture s'effectue simultanément en tous les points de la surfaces de glissement ;
- Le traitement de problème est fait en plan (2D), et les forces d'inertie sont négligées (pas de transition entre l'équilibre et l'équilibre limite). [3]

1.11 Méthode de Bishop

1.11.1 Méthode de Bishop détaillé (1954)

Son principe est le même que celui de Fellenius.

La méthode suppose une surface de glissement circulaire, considérons les forces inter tranches (figure 1.15).

Dans la méthode de Bishop, l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche ;
- L'équilibre global des moments.

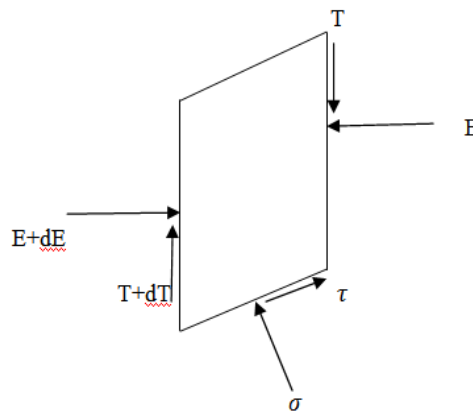


Figure 1.16 : Hypothèse de Bishop détaillée sur une tranche

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W + (T - T + dt) = \sigma \cos \alpha + \tau \sin \alpha \quad (1.12)$$

D'où l'équation (1.12)

$$W + (T - T + dt) = \sigma \cos \alpha + \frac{C}{F_s} \frac{b}{\cos \alpha} \sin \alpha + \sigma \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_s} \sin \alpha \quad (1.13)$$

D'où la valeur de σ égale :

$$\sigma = \frac{W + (T - T + dt) - C \operatorname{tg} \alpha \frac{b}{F_s}}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_s}} \quad (1.14)$$

Pour une surface de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum \left(\frac{c b}{\cos \alpha} + \sigma \operatorname{tg} \varphi \right)}{\sum w \sin \alpha} \quad (1.15)$$

On porte dans l'expression de F_s la valeur de σ précédemment calculée :

$$F_s = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[\frac{c' b + (w + (T - T + dt) - u b) \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_s}} \right] \quad (1.16)$$

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation.

1.11.2 Méthode de Bishop Simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $T - T + dt = 0$, quelle que soit la tranche considérée, l'équation (2.18) se simplifie en :

$$F_s = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[\frac{c' b + (w - u b) \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_s}} \right] \quad (1.17)$$

Dans cette méthode, les forces inter-tranches verticales sont nulles.

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant la valeur F_{s0} obtenu par la méthode de Fellenius.

Il existe beaucoup de méthodes du calcul dans la méthode générale des tranches, on peut citer (la méthode de Janbu, la méthode de Spencer, la méthode de Morgenstern et Price, la méthode de Sarma).

1.12 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite

Comme il est noté précédemment, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus.

Le tableau (1.5) énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau 1.5: Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses.

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
Une pente infinie	Etendue infinie ; La surface de rupture est parallèle à la surface de la base de la pente.	\sum Forces perpendiculaires à la pente. \sum Forces parallèles à la pente.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base.
Fellenius	La surface de rupture est circulaire; Les forces sur les côtés des tranches sont négligées.	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement.	Le coefficient de sécurité.
Bishop	La surface de rupture est circulaire; Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches).	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement. \sum des forces dans le sens vertical.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base de la surface de rupture.

Spencer	Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	\sum Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. \sum des forces dans le sens vertical. \sum des forces dans le sens horizontal.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base. Inclinaison des forces inter-tranche (θ). Résultante des forces inter-tranches (Z). Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x) E$. La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	\sum Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. \sum des forces dans le sens vertical. \sum des forces dans le sens horizontal.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base. Le coefficient (λ). Les forces inter tranche horizontales. Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Sarma	Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche. La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	\sum Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. \sum des forces dans le sens vertical. \sum des forces dans le sens horizontal.	Le coefficient de sismicité (k). La force normale (N) à la base. Le coefficient (λ). Les forces inter tranche horizontales. Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

De tels calculs sont faits sur ordinateurs. Le logiciel le plus répandu **TALREN** permet de faire varier les différents paramètres.

Tableau 1.6 : Données fournies et résultats livrés par le logiciel.

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par le logiciel
<ul style="list-style-type: none"> -Cohésion. -Angle de frottement. -Densité humide. -Géométrie du talus. -La grille des centres de ruptures. -La zone vulnérable du talus. -Le niveau de la nappe phréatique. -La méthode de calcul. 	<ul style="list-style-type: none"> -Le facteur de sécurité. -Les cercles de ruptures. -Les sollicitations sur les tranches. -La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus. -La pression interstitielle le long du talus.

1.13 Méthode des éléments finis

L'usage des éléments finis (EF) en géotechnique est aujourd'hui largement répandu en ingénierie pour l'analyse des déformations et des stabilités d'ouvrage. Basés sur des hypothèses simplificatrices, les modèles EF restent majoritairement bidimensionnels et par conséquent limités à l'analyse des ouvrages.

Pour autant, dans les zones urbaines, les ouvrages sont complexes et les interactions entre groupes de structures sont souvent influentes sur leur comportement global. Aussi l'introduction de la troisième dimension est inéluctable dans nombre de projets. Jusqu'à récemment, les modélisations EF 3D demeuraient réservées à des projets d'envergure car on leur reprochait d'utiliser des maillages plus lâches que les modèles 2D, ainsi que des temps de calcul longs, incompatibles avec les exigences temporelles de l'ingénierie. [4]

De tels calculs sont faits sur ordinateurs. Les logiciels les plus répandus sont PLAXIS et GEO5.

1.14 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons conclu que le glissement des sols est considéré comme l'un des phénomènes les plus courants car il constitue un grave danger pour la vie quotidienne des habitants.

Nous avons également vu que le sol glissant est divisé en plusieurs sections et en plusieurs catégories qui varient en fonction de la vitesse, de la taille et de la forme de la glissière. Plusieurs facteurs peuvent également être identifiés qui interviennent pour provoquer un glissement de sol. Par conséquent, les gens ont cherché à éviter cette catastrophe en l'examinant en profondeur pour trouver des solutions appropriées permettant de traiter les lieux susceptibles de provoquer des glissements de terrain.

CHAPITRE 02 :

**PRESENTATION DE SITE,
DIAGNOSTIC ET ETAT DES LIEUX
DU GLISSEMENT**

CHAPITRE 2

Présentation de site et diagnostic et état des lieux du glissement

2.1 Introduction

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un terrain en pente a de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

La présente partie, traite la vulnérabilité d'un site sujet à des problèmes complexes d'instabilité mécanique, qui se trouve sur la Déviation de la ville d'AZAZGA sur 8,5 km W.TIZI OUZOU

Dans ce cas il est important de présenter et d'analyser les différentes données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) de notre sujet d'étude, pour connaître les causes de ce glissement

2.2 Présentation de la région

Azazga est située en amont d'Acif Sebaou (le Fleuve Sébaou), entre Tizi Ouzou et Yakouren. Azazga, de par sa position centrale, est devenue au fil des années un axe de transit très important et très fréquenté par les usagers et routiers de près de dix 10 wilayas (départements) ; la nationale 12 qui la traverse reçoit quotidiennement plus de 300 000 véhicules et rejoint la nationale 71 qui passe par le village de Rabta (village de sidi Salah à 700 mètres d'altitude) en direction de Ifigha, Bouzeguen puis vers Ain El Hammam à plus de 1 000 mètres d'altitude.



Figure 2.1 : Evitement Azzazga

2.2.1 Cadre topographique

Le site de la zone 01 s'étend sur environ 250m de largeur, il présente une pente assez douce dans son ensemble et une morphologie moutonnée, formé par des bossellements de tailles diverses interrompues par des creux et des replats.

2.2.2 Cadre géologique et géomorphologique

Appartenant à la zone interne des chaînes de maghrébides, la zone d'Azzazga est située entre le massif cristallin et cristallophyllien, d'âge panafricain et hercynien au nord et la chaîne calcaire mésozoïque du Djurdjura au sud.

Deux unités sont présentes dans cette région, les flysch et l'unité numidienne séparées par un contact anormal passant à l'Est d'Azzazga de direction Nord-Sud.

L'unité des flysch de Haut Sébaou-Azazga, d'âge Crétacé qui occupe la majeure partie de la région d'Azazga, composée de deux termes argilo marneux à

petits bancs de grès. Cette unité est masquée en partie à l'ouest par le Miocène et chevauchée à l'Est par le Numidien.

L'unité numidienne localisée à l'Est et Nord Est de la région d'Azazga et au sud-ouest de la région, composée de deux termes :

- Les argiles sous numidiennes à la base, datées d'Oligocène, composées d'argiles rouges et vertes à bancs décimétriques de grès.
- Les grès numidiens (Aquitanien) constituant les principaux reliefs de Djebel Sidi El Abed à l'Est de la région. Ces grès sont rencontrés sous forme des bancs massifs découpés en panneaux par un système de failles.

Les éboulis ; arrachés au relief du djebel Sidi El Abed, ce sont des blocs de grès de toutes tailles enrobés dans une matrice argileuse et forment des nappes d'éboulis se répandant largement dans les secteurs centre, Nord Est et Sud Est.

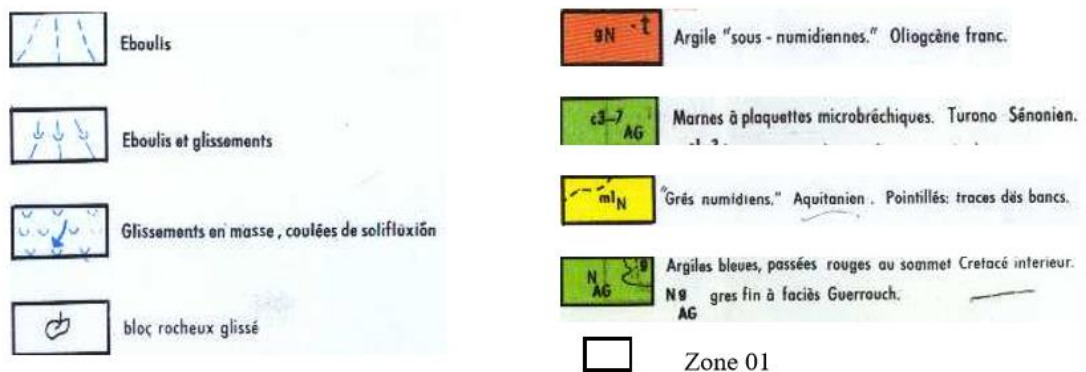
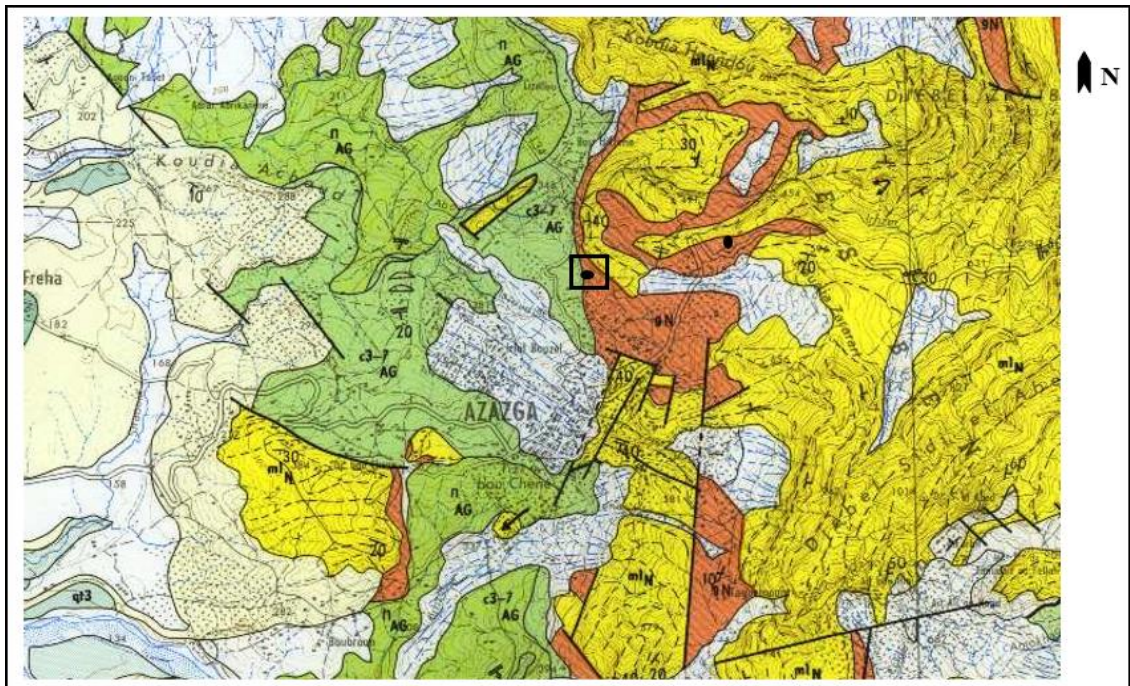


Figure 2.2: Extrait de la carte géologique Azzefoun-Azzazga (1/50 000) (ORGM. 1997)

2.2.3 Sismicité

La localisation des zones sismiques et l'évaluation de leurs activités a fait l'objectif de plusieurs études, notamment, celles de J.P.Rotte, J.Roussel et H Ben Helou. D'après les études, l'Algérie du Nord a connue plusieurs séismes historiques dont certains ont été catastrophiques (1716, 1825, 1856, 1954, 1980 et 2003). Les données de sismicité historique et instrumentale, publiées au cours de ces 20 dernières années, n'ont rapporté aucun séisme destructeur en Kabylie à l'exception du séisme récent de mai 2003 qui affecta une partie de la Kabylie littorale orientale. Les épïcêtres des rares séismes ayant affecté cette région montre que leur distribution forme deux alignements.

- Le premier orienté NW-SE correspond à l'axe Isser-Bouira.
- Le second orienté EW puis NE-SW correspond à la bordure Sud des massifs Kabyle.

Des rares événements majeurs ont été localisés dans la marge méditerranéenne et dans le bassin de Tizi Ouzou, après celui du 21 Mai 2003.

Les failles les plus proches d'Azzazga, considérées actives sont les suivantes :

- Celle située à 15 Km à l'Est d'Azzazga d'une longueur de 47 Km, de direction NNW-SSE
- Celle située à 10 Km à l'Ouest d'Azzazga d'une longueur de 25 Km, de direction NNW-SSE
- Celle située à 15 Km au Nord de la région, de 4 Km de longueur, de direction E-W.

L'accélération mesurée au niveau d'Azzazga suite au séisme du 21 Mai 2003 est de 0.2g (RPA.2003) d'où :

EST-OUEST : ah = 0.1 g

Verticale : av = 0.03 g

2.2.4 Climat de la région

La région d'Azzazga dispose d'un climat méditerranéen caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers humides.

2.2.4.1 les températures

Les températures moyennes mensuelles varient entre 11°C en hiver (entre décembre et mars) et 30°C en été (entre juin et septembre).

2.2.4.2 les précipitations

Les précipitations sont assez élevées mais inégalement réparties pendant l'année, elles oscillent entre 800 et 950 mm/an. Les variations interannuelles des précipitations calculées au niveau de la station d'Azzazga, montrent que les années fortement pluvieuses dépassent les 1200 mm

Ces précipitations très élevées ont pour effet de réactiver les glissements qui affectent la ville d'Azzazga et ses environs tous les cinq ans presque.

2.3 Historique des mouvements de terrains à Azazga

Azazga, région instable par excellence, a toujours été affecté périodiquement par des mouvements de terrains de formes et d'ampleurs diverses. Les mouvements les plus récents ont été enregistrés en 1952, 1973 et 1985.

-Au mois de février de l'année 1952, une coulée boueuse s'est détachée au sud de la ville le long de la vallée de Bou lena ; ce mouvement a couvert une surface d'environ 30 hectares, le volume de terre déplacé a été estimé à environ un million de mètres cube.

-A la fin du mois de février 1973, deux glissements se sont produits au nord de la ville ; le plus important affecta le Nord-Est, entraînant la fissuration de nombreuses habitations, le second plus au Nord, a touché une partie de la ville, notamment la RN 12.

-En avril 1974, les mêmes mouvements ont repris, en s'amplifiant suite aux fortes chutes de pluies.

-En mars 1985, le glissement a repris au nord de la ville, causant d'importants dégâts dans l'habitation et les infrastructures publics.

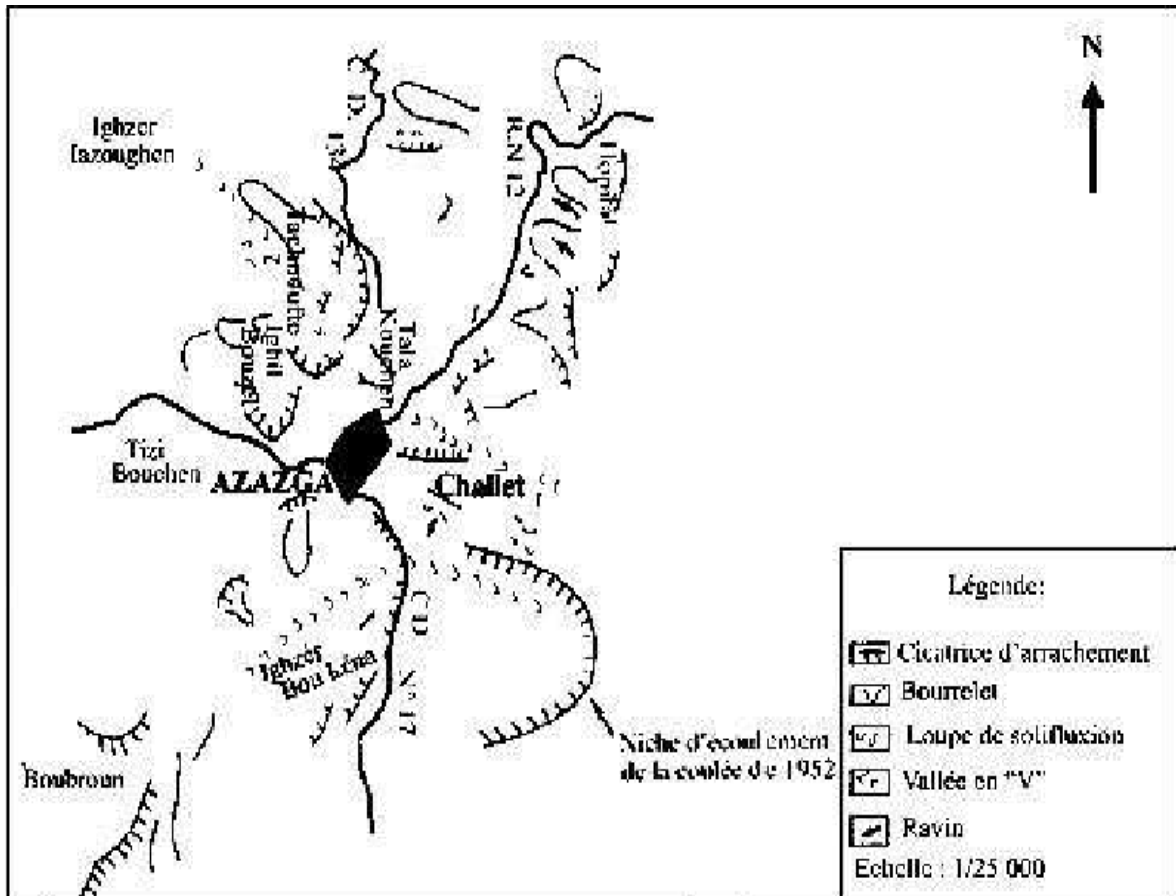


Figure 2.3 : Les mouvements de terrain enregistrés à Azzazga. (Mekati 1993)

2.4 Diagnostic et état des lieux du glissement

2.4.1 Etat des lieux

La zone 01 présente une morphologie bosselée dû au fluage des argiles. Les fluages comme mouvement lent dû à une perte de la cohésion, ils affectent les terrains argileux et ils sont matérialisés sur le terrain par des bossellements de tailles diverses interrompues par des creux et des replats occupés par des plantes hydro morphes, ils se produisent suite à une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité par une arrivée d'eau importante qui crée des étirements et bombements sur le versant. Les argiles sont très imbibées pendant les périodes

de chute de pluies à travers les fentes de dessiccations et par la remontée capillaire des eaux de ruissellement hypodermique, sachant que les eaux de surface circulent librement dans le secteur d'étude et sur la majorité du terrain. Cette dynamique caractérise toute la région et marque sa topographie moutonnée.



Figure 2.4 : Vue du la zone 01, coté aval, montrant une morphologie bosselée.

- Au niveau du tracé de la route (aux alentours de l'intersection avec la RN71, Décembre 2010), un déplacement des matériaux s'est déclenché suite au mauvais dimensionnement des terrassements (pente), et la saturation du sol par les infiltrations des eaux de pluies, causant ainsi la rupture de la zone de déblais.

Le glissement de terrain survenu à Azzazga peu comme conséquences principales les désordres suivants :

2.4.1 La masse de terrain concernée par le glissement

La masse de terrain touchée par le glissement s'étend de 85 de longueur sur 180m de largeur et de 15.92m de profondeur.

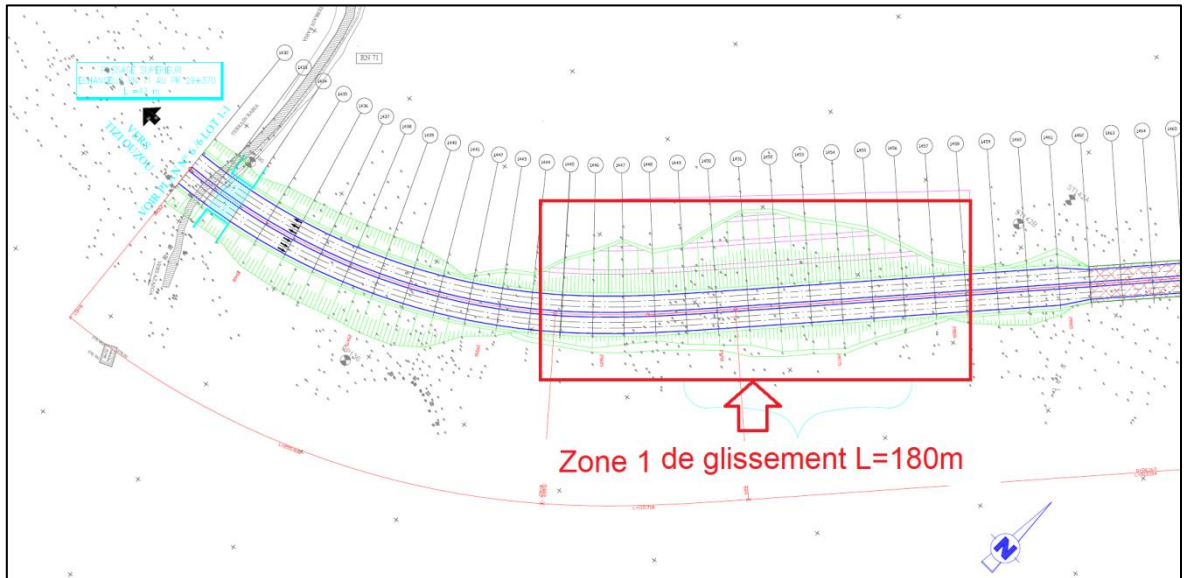


Figure 2.5 : Zone 1 de glissement



Figure 2.6: Vue supérieure de la zone concernée

2.4.3 La ligne de glissement observée

La ligne de glissement observée est d'orientation elle est apparemment une ligne de glissement rotationnelle.



Figure 2.7: Déplacement des sols causé par les travaux de déblaiement.

2.4.4 Conséquences du glissement



Figure 2.8: Habitations à la zone de risque

Notez que le glissement a eu un impact sur le chantier de construction au cours de de déblaiement. Il a également eu un impact sur certaines des maisons situées à proximité du site. Depuis l'endroit est instable, il est clair qu'il aura un impact sur la route après sa construction. Faites remarquer qu'il n'y a pas eu de victimes.

2.5 Conclusion

Grâce à cette analyse géographique et géologique, nous concluons que la région a une histoire de glissements de terrain. Le chantier a souffert du problème en début d'achèvement, il a nécessité de bonnes études de la région.

CHAPITRE 03 :
ETUDE GEOTECHNIQUE

Chapitre 03

Etude géotechnique

3.1 Introduction

La reconnaissance d'une zone instable commence par une exploitation des documents bibliographiques disponibles tels que les cartes géographiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes...etc. Or ces données sont insuffisantes car elles nous renseignent seulement sur les affleurements de surface, (les profiles, la pente,...) donc il faut compléter ces données par des essais de reconnaissances « in situ » qui interviennent comme moyens indispensables qui permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, leur homogénéité et d'estimer leur caractéristiques mécaniques.

3.2 Essais in-situ

3.2.1 Sondages carottés

Cette méthode d'investigation in-situ permet l'obtention d'une colonne continue de sol (discontinue dans le cas des alluvions marécageuses), le mode de perforation est soit le **poinçonnement** (percussion, battage ou pression), ou la **rotation** avec l'aide d'un fluide de forage pouvant être de l'air, de l'eau ou de la boue. Les échantillons de sol prélevés sont appelés **carottes**, ils sont présentés dans des caisses en indiquant leur nature visuelle et la profondeur des prélèvements. Les échantillons remaniés ou non remaniés ciblés pour des essais d'identification au laboratoire sont immédiatement paraffinés afin de préservé leur caractéristiques initiales.

Pour obtenir des meilleurs résultats (fiabilité), il faudra que le matériel de perforation soit bien adapté aux types de formations traversées tout en prenant en considération l'importance de l'ouvrage à réaliser

Interprétation des résultats de sondage carotté

Les sondages carottés ont mis en évidence, de haut vers le bas les formations suivantes :

-Terre végétale : constituée d'argile sablo-graveleuse brunâtre, molle à cailloux de grès friable de couleur brun-jaunâtres, renfermant des traces des racines des végétaux. L'épaisseur de cette couche est environ 0.50 m dans tous les sondages et 1.5m au droit du sondage SC1-1

-Formation superficielle (éboulis) : il s'agit d'une formation récente (âge quaternaire) formée essentiellement d'argile sablo-graveleuse, à cailloux gréseux friables à moyennement durs, oxydés jaunâtres, moyennement plastique à molle, traversée localement par un passage de grès friable, oxydé d'un mètre d'épaisseur au niveau du sondage SC 1-2 probablement issus de l'éboulement. La teinte de cette formation est généralement brunâtre.

Lorsqu'elle a été rencontrée, sa puissance est comprise entre 5.30m et 8.00m avec une moyenne de 7.00m. Cet ensemble est désigné en ce qui suit sous le nom d'argile graveleuse.

Sondage	SC 1-1	SC 1-2	SC 1-3	SC 1-4
Epaisseur (m/TN)	7.30	8.00	5.30	6.85



Figure 3.1: Argile gravelo-caillouteuse recoupée par le sondage SC 1-2

- **Argile marneuse** : rencontrée uniquement au niveau du sondage SC1-1, à 7.30m de profondeur/TN, avec une épaisseur de 1.70m. Il s'agit de la couche altérée des marnes qui se trouve au substratum. Elle est moyennement compacte, renfermant des concrétions carbonatées, à traces d'oxydation jaunâtres, de couleur brune-verdâtre.



Figure 3.2: Argile marneuse recoupée par le sondage SC 1- 1

- **Argile schisteuse** : forme le substratum au droit des sondages SC1-2, SC1-3 et SC 1-4. Elle se trouve à environ de 7.00 m à la cote actuelle du TN, constituée d'alternance de niveaux rougeâtres et verdâtres, dès fois rouge à verte. Elle présente un aspect schisteux fin, moyennement ferme, friable au toucher, et parfois des passages compacts peu schisteux. Ces argiles sont souvent fracturées à niveaux très fragmentés. Plusieurs plans de circulation d'eaux ont été repérés horizontaux et verticaux ou d'une direction quelconque sur une profondeur de 8.00 m du terrain naturel.



Figure 3.3: Argile schisteuse à compacte avec des niveaux de circulation des eaux

- **Marne** : rencontrée uniquement au droit du sondage SC 1-1, à partir de 9.00m de profondeur. Elle est finement schisteuse, ferme à compacte, friable au toucher, fracturée à fragmentée, de teinte grise à bleuté.



Figure 3.4 : La formation marneuse rencontrée au droit du sondage SC 1-1

On peut synthétiser que le site présente une géologie uniforme dans son ensemble, avec deux unités géologiques à savoir les argiles schisteuses vertes à rouges occupant la majorité de la surface prospectée d'une part, et d'autre part les marnes retrouvée dans la partie occidentale du site au droit des sondages SC 1-1 et SC 11 (GEOMAG. 2010).

Ces deux unités sont en contact anormal horizontal (passage latéral de facies), d'où la possibilité d'avoir un déplacement des matériaux. Cet ensemble est recouvert par une formation récente d'argile gravelo-caillouteuse et des blocs gréseux friables oxydés, issus d'altération des formations en place, des éboulements des mouvements plus au moins massifs des terrains.

A partir des données des sondages carottés SC 1-2, SC 1-3 et SC 1-4 nous avons dressé une coupe lithologique NW-SE (Figure 3.6).

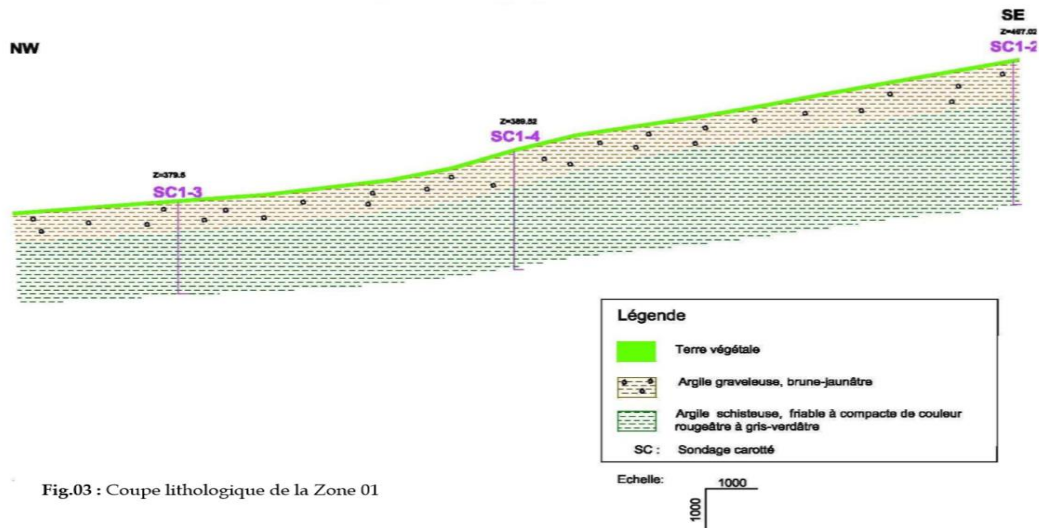


Fig.03 : Coupe lithologique de la Zone 01

Figure 3.5: coupe lithologique de la zone 01

3.2.2 Le pénétromètre standard (spt)

Principe

L'essai S.P.T consiste à faire pénétrer dans le sol par battage, un carottier de dimensions normalisées, porté par un train de tiges et de compter le nombre de coups nécessaire à l'enfoncement de 30 cm. Cet essai présente l'avantage de permettre à la fois de prélever des échantillons remaniés indicatifs des couches traversées et d'avoir une mesure de la résistance du sol. Il permet parfois la traversée de couches denses alors que l'essai purement statique ne le permet pas.

L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des couches traversées et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg, teneur en eau et analyse chimique). L'essai est d'utilisation courante dans les pays anglo-saxons et notamment aux USA, où il a été mis au point dans les années 1930. Dans ces pays, il est connu sous le nom de Standard Pénétration Test (SPT)

Cet essai est conçu essentiellement pour déterminer la capacité portante d'un pieu (élément de fondation profonde), et peut servir pour estimer la

capacité portante d'une fondation superficielle. Lors de la reconnaissance des sols, il donne aussi une idée sur la nature des couches traversées.

Domaine d'application

La norme précise que ;

L'essai ne s'applique qu'aux sols sableux dont la dimension des plus gros éléments ne dépasse pas 20mm, Le nombre de coups N doit être compris entre 0 et 50 ;

La profondeur maximale d'investigation ne doit pas dépasser 50m.

Il faut être très prudent de l'utiliser pour les argiles.

Interprétation des résultats (spt)

Les valeurs du nombre SPT caractéristiques au niveau de chaque sondage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 3.1: Valeurs NSPT caractéristiques

sondage	Profondeur (m)	N_{SPT} min	N_{SPT} max
SC 1-1	0.00 – 8.10	5	16
	8.10 – 20.00	32	68
SC 1-2	0.00 – 6.00	13	35
	6.00 – 30.46	42	100 (refus)
SC 1-3	0.00 – 7.40	18	22
	7.40 – 20.00	40	100 (refus)
SC 1-4	0.00 – 20.00	55	100 (refus)

De points de vue géomécanique deux familles significatives se dégagent (d'après Peck et Terzagui) :

- La première formation de consistance moyenne à raide correspond aux dépôts récents présentés par des argiles graveleuses à caillouteuses à blocs gréseux.
- La deuxième formation de consistance très raide à dure correspond au substratum argileux à marneux dans la partie occidentale.
- Les valeurs du nombre SPT élevées révélées dans la couche superficielle du sondage SC 1-4 correspondent aux points durs de cette dernière (blocs gréseux emballés dans la formation argileuse).
- A partir des résultats d'essais SPT, selon le RPA V 2003, le site est classé dans :
 - la classe S3 site meuble, en surface : Vs entre 200 et 400 m/s
 - la classe S2 site ferme, en profondeur ; Vs > 400m/s

3.2.3 Piézométrie

La mesure du niveau d'eau est effectuée le 26 décembre 2011 à l'aide d'une sonde piézométrique dont les résultats sont les suivants :

Tableau 3.2 : Valeurs du niveau d'eau mesurées dans les sondages carottés

sondage	SC 1-1	SC 1-2	SC 1-3	SC 1-4
Profondeur/TN	2.10	3.50	4.60	4.25

Il est à noter que le niveau d'eau dans le sol est susceptible de fluctuer selon les saisons et/ou conditions climatiques.

3.3 Analyse des essais de laboratoire

Argile graveleuse

- L'analyse granulométrique du sol montre que le pourcentage des passants à 80µm est supérieur à 50% (71.82%- 88.49%), ce qui indique un sol fin, avec une portion grossière variant entre 11.51% et 28.12%.

- Une densité faible à relativement moyenne (1.37-1.67T/m³), avec une teneur en eau moyenne à élever oscillant entre 16.55 et 35.68%, reflétant un état de sol détrempe à saturé, hautement plastique (24.43% < IP < 45.5%).
- Les caractéristiques mécaniques des échantillons testés montrent une cohésion ferme avec un angle de frottement faible à élever en conditions non drainée, cela est expliqué par l'hétérogénéité de la formation.
- Les résultats d'analyse chimique, montrent : Une teneur en Sulfates variant de 0% à 2.51%, ce qui indique une agressivité nulle au droit des sondages SC 1-2, SC 1-3, et moyenne à forte au droit des sondages SC 1-1, et SC 1-4.

Une teneur en Chlorures variant de 0.1% à 0.21%.

Une teneur en carbonate de 0% à 2.7%, ce qui dénote un sol argileux.

Le pH est de 7.1 à 7.46, ce qui dénote un milieu neutre.

Argile schisteuse

- L'analyse granulométrique du sol montre que le pourcentage des passants à 80µm est supérieur à 50% (59.05%- 92.16%), ce qui indique un sol fin, avec une portion grossière variant entre 7.84% et 40.95%. le pourcentage élevé en éléments grossiers, est relatif à l'état compact à très compact des échantillons testés.

- La densité est élevée, elle est comprise entre 1.73 et 2.07T/m³, avec une teneur en eau moyenne faible, reflétant un état de sol mouillé à saturé, et hautement plastique (22.18% < IP < 27.74%).

- L'état friable des échantillons n'a pas permis la réalisation des essais.

- Les essais de cisaillement direct réalisés dans cette formation étaient uniquement réalisables au niveau des passages compacts peu schisteux, alors que dans les passages schisteux friables, aucun résultat (cohésion et frottement interne) n'est disponible en raison de non faisabilité des essais.

Ces échantillons ne peuvent pas être taillés et former des éprouvettes de forme et de dimensions normalisées.

Certains résultats sont sur estimés et ne peuvent être pris en considération lors des calculs, à titre d'exemple une cohésion de 5.56 bar et un angle de frottement de 30.7°.



Figure 3.6 : Confection des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne

- Des essais de résistance à la compression simple ont été réalisés afin de remplacer le manque en données mécaniques (cohésion) ; vu que certains essais de cisaillement direct n'ont pas pu être réalisés. Ce type d'essai a été uniquement réalisé sur des carottes ayant un élanement suffisant et un bon état apparent.
- Les résultats d'analyse chimique, montrent :
 Une teneur en Sulfates variant de 0%, ce qui indique une agressivité nulle.
 Une teneur en Chlorures variant de 0% à 0.21%.
 Une teneur en carbonate de 2.71% à 4.05%, ce qui dénote un sol argileux.

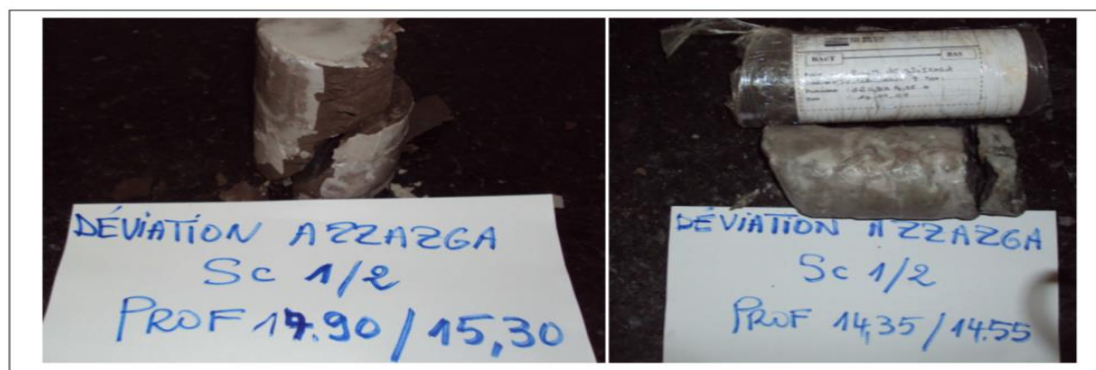


Figure 3.7 : Confection des éprouvettes pour l'essai de résistance à la compression simple.

Les valeurs de résistance à la compression simple oscillent entre 1.25 et 19.5 bars. Ceci explique nettement l'état friable et compacte de la formation.

Marne

- L'analyse granulométrique du sol montre que le pourcentage des passants à 80 μ m est supérieur à 50% (91.28%), ce qui indique un sol fin, avec une portion grossière de 8.72%.

- La densité est élevée, elle est de l'ordre de 1.73 T/m³, avec une teneur en eau moyenne de 17.35%, reflétant un état détrempe et hautement plastique du sol.

- Les caractéristiques mécaniques de l'échantillon testé montrent une cohésion effective de 0.21 bar, avec un angle de frottement élevé de 21.65°.

- La résistance à la compression simple obtenue est de l'ordre de 2.23 bar, ce qui indique un sol de bonne résistance à la compression simple.

- Les résultats d'analyse chimique, montrent :

Une teneur en Sulfates variant de 0%, ce qui indique une agressivité nulle.

Une teneur en Chlorures variant de 0% ce qui indique une agressivité nulle.

Une teneur en carbonate de 18.97%, ce qui dénote un sol marneux.

Le pH est de 7.7, ce qui dénote un milieu neutre.

Analyse chimiques des eaux

Trois (03) échantillons d'eau prélevés le 26 Décembre 2011, ont fait l'objet d'analyse chimique, dont les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.3 : Résultats d'analyse chimiques d'eau au niveau de la zone 01

Composition	SC 1-2 - 3.50m	SC 1-3 – 4.60m	SC 1-4 - 4.20m
Calcium Ca ⁺⁺ (mg/l)	62.52	141.08	376.37
Magnésium Mg ⁺⁺ (mg/l)	85.53	155.52	494.74
Sodium Na ⁺ (mg/l)	Non dosé	Non dosé	Non dosé
Potassium K ⁺ (mg/l)	Non dosé	Non dosé	Non dosé
Chlorures Cl ⁻ (mg/l)	511.2	1100.50	1412.90
Sulfates SO ₄ ⁻⁻ (mg/l)	873.44	1676.84	3971.68
Carbonates CO ₃ ⁻⁻ (mg/l)	Traces	Traces	Traces
Bicarbonates HCO ₃ ⁻ (mg/l)	300.20	658.80	1012.60
Titre alcalimétrique TA (mg/l)	Traces	Traces	Traces
Titre alcalimétrique complet TA (mg/l)	29.81	28.00	39.68
pH	7.25	7.24	7.04
Résidu sec (mg/l)	3170.00	5700.00	9685.00
Matières en suspensions	Néant	Néant	Néant
Odeur	positif		
Couleur	Incolore	Incolore	Incolore

Les résultats d'analyse chimique d'eau montrent une contamination en eau usée (odeur), et un chargement excessif en résidu sec.

L'agressivité d'eau analysée est forte vis-vis des sulfates et des chlorures.

3.4 Conclusion

Cette aperçue géotechnique montre les résultats finaux de l'étude de sol pour la construction de la route d'évitement d'Azazga.

Grâce à l'analyse effectuée sur le site (Sondages carottés. Le pénétromètre standard. Piézométrie.), nous obtenons une vue complète de ce qui se trouve dans les couches du sol, ce qui a été clarifié grâce aux études menées en laboratoire (analyse granulométrique .Essai de cisaillement rectiligne. Essai de résistance à la compression simple. Analyse chimiques des eaux), qui nous ont permis d'identifier deux couches de base:

-Argile graveleuse

-Argiles schisteuses vertes à rouges

CHAPITRE 04 :

CALCUL DE LA STABILITE DU SITE

ET PROPOSITION DE SOLUTION

Chapitre 4

Calcul de la stabilité du site et proposition de solution

4.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier le risque de glissement et la solution proposée par le B E T (deux file de pieux).ensuite Nous proposons deux solutions. Pour la première solution nous avons choisi les parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage et pour la deuxième solution nous avons choisi les pieux renforcés par des tirants d'ancrage. Nous utilisant le logiciel de calcul GEO5 (Stabilité des pentes, MEF) ET TALREN 4V.

4.2 Description des logiciels utilisés dans la modélisation

4.2.1 TALREN

TALREN permet la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements : talus naturels, remblais, barrages et digues ; ouvrages renforcés par tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes de renforcement.

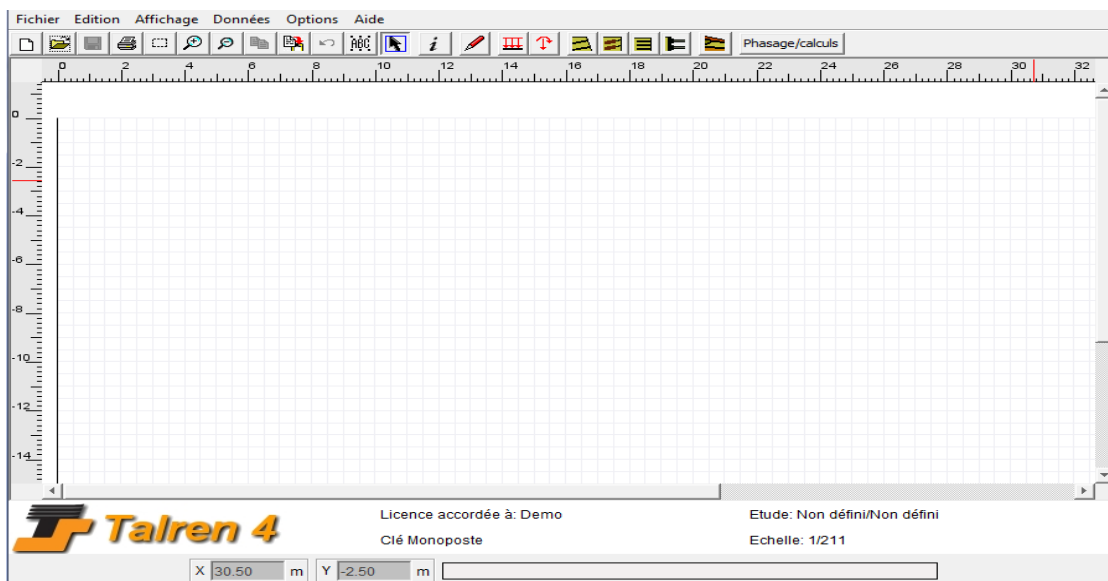


Figure 4.1: Interface de talren4.

4.2.1.1 Les avantages de TALREN version 4

- Gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier.
- Tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements.

Assistants et bases de données (coefficient de pondération /sécurité partiels, choix de q_s).

4.2.1.2 : Méthodes de calcul utilisé par TALREN version 4

Talren 4 s'appuie sur des méthodes analytiques éprouvées :

- Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou perturbations.
- Prise en compte des sollicitations hydriques.
- Prise en compte des sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique.
- Chaque inclusion (renforcement) peut travailler en : traction, compression, cisaillement, flexion.
- Combinaison de différents critères de rupture pour les inclusions et le sol afin d'évaluer l'effort maximal qui peut être mobilisé dans le renforcement (principe du travail maximal).

4.2.2 GEO5

4.2.2.1. Logiciel pour la conception et l'analyse en géotechnique (Stabilité des pentes)

Ce programme pour analyser la stabilité d'une pente avec optimisation des surfaces de glissement circulaires ou polygonales. Le programme peut traiter l'introduction d'ancrages, de géo-renforcements, la présence d'eau (au-dessus ou en-dessous du terrain, de surcharges ou encore les effets sismiques.

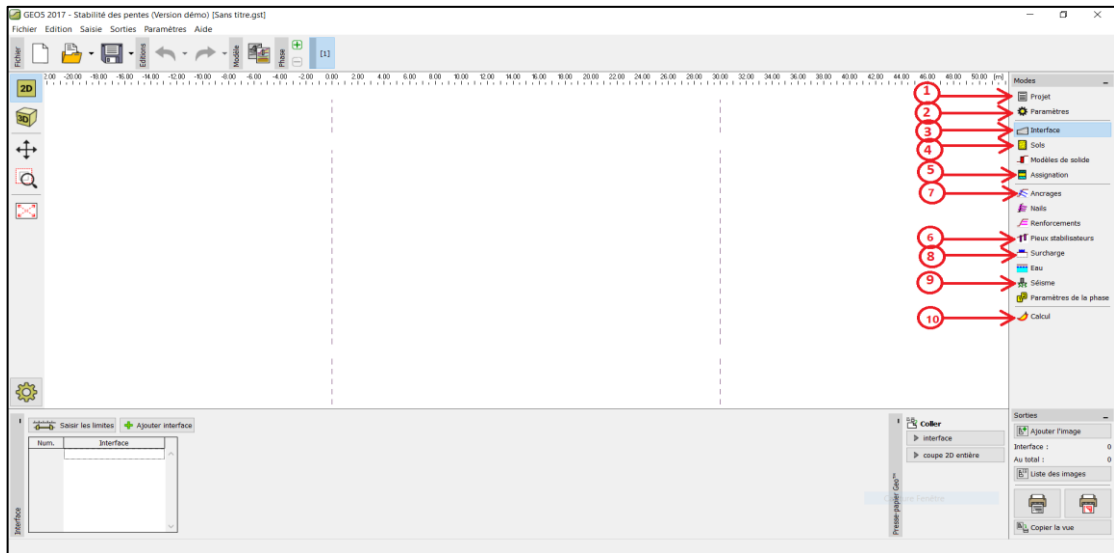


Figure 4.2: Interface de GEO5 Stabilité des pentes

1-projet

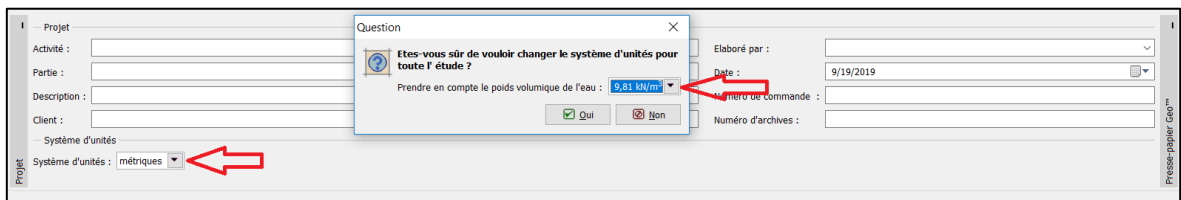


Figure 4.3: fenêtre de section projets

2-parametres

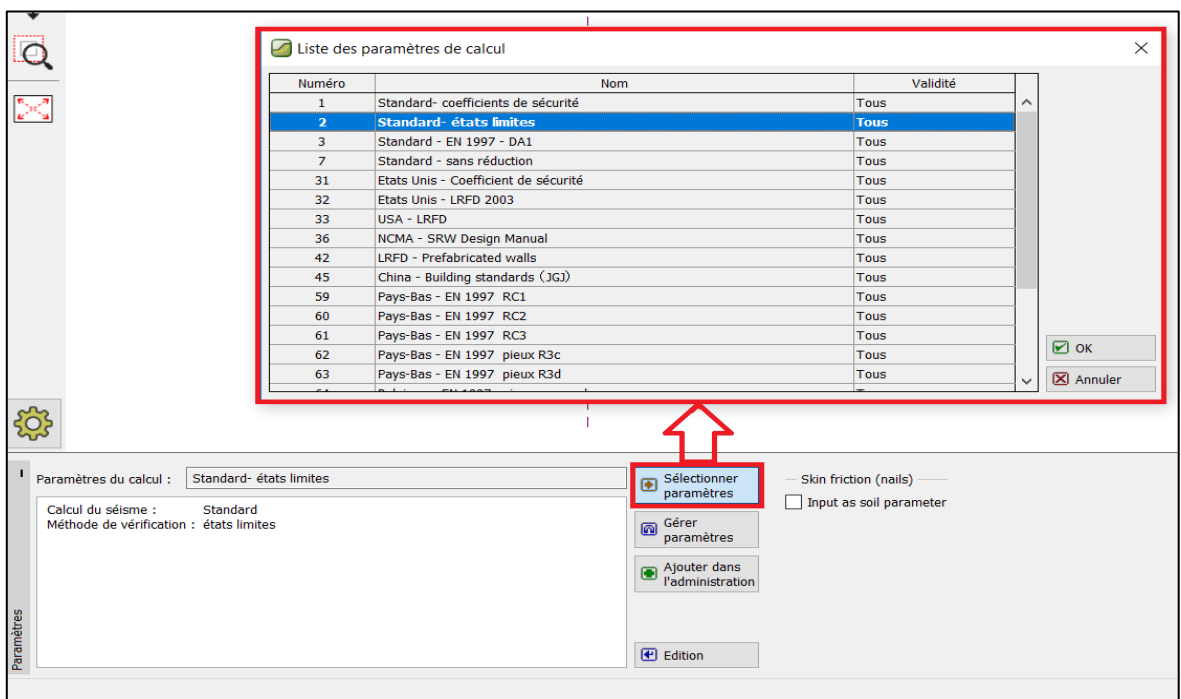


Figure 4.4: fenêtre de section paramètres

3 interfaces

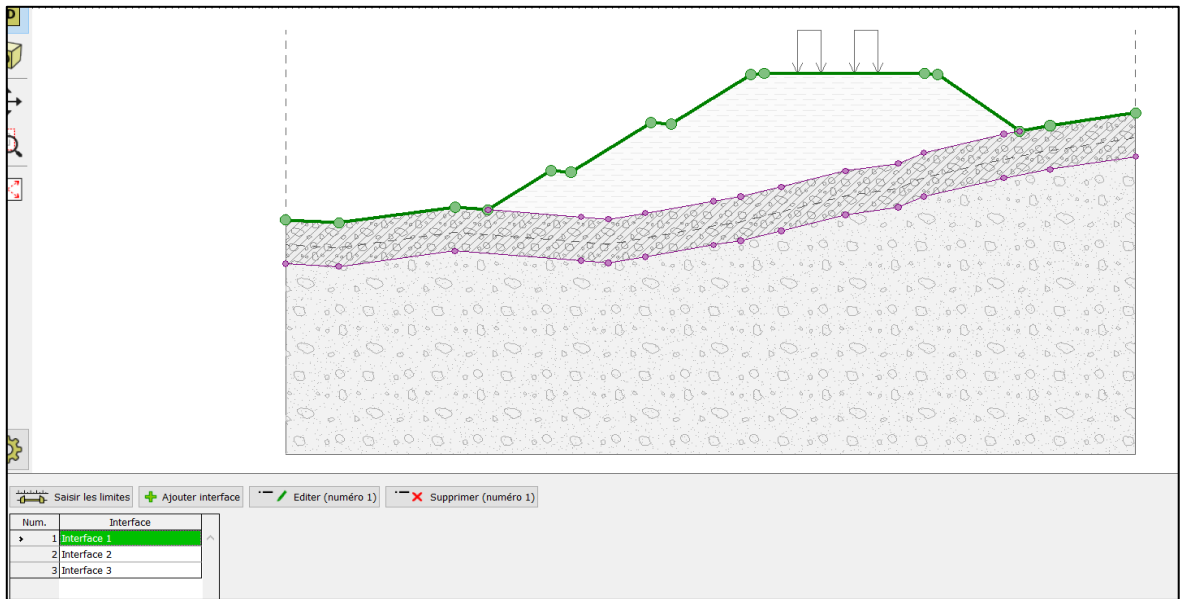


Figure 4.5: fenêtre de section interfaces

4-sols

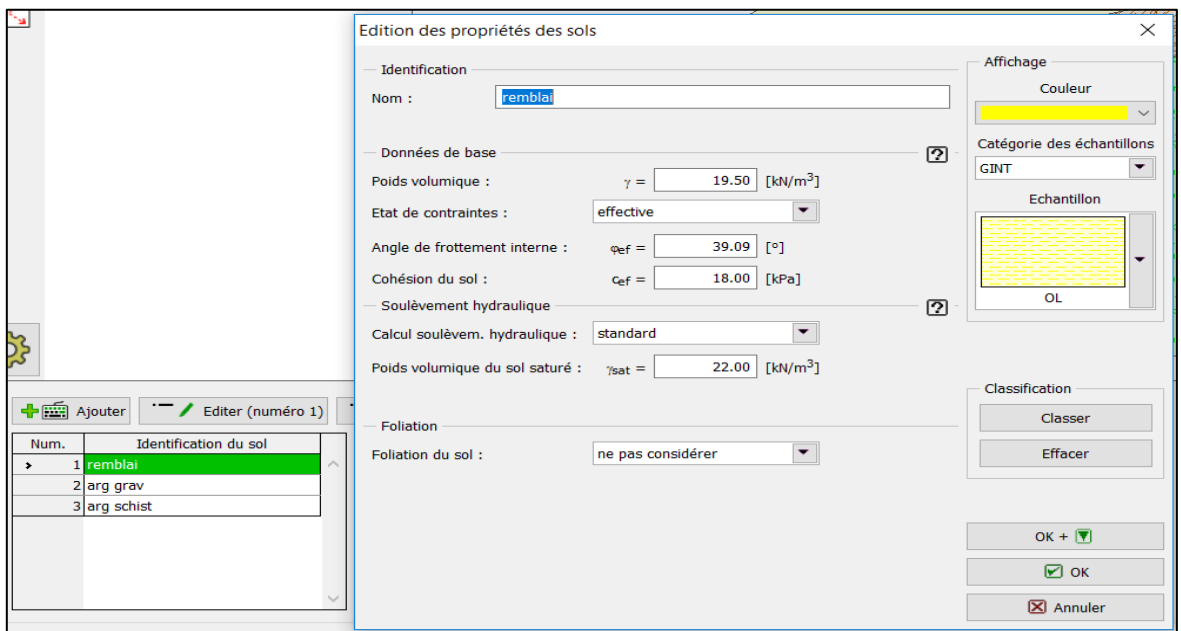


Figure 4.6: fenêtre de section sols

5-assignation



Figure 4.7 : fenêtre de section affectation

6-pieux stabilisateurs

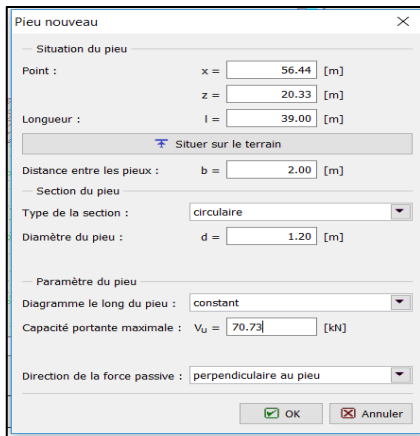


Figure 4.8: fenêtre de section pieux stabilisateurs

7-ancrages

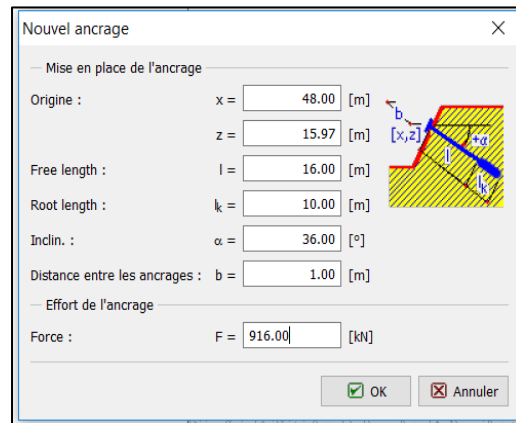


Figure 4.9:fenêtre de section ancrages

8-Surcharges

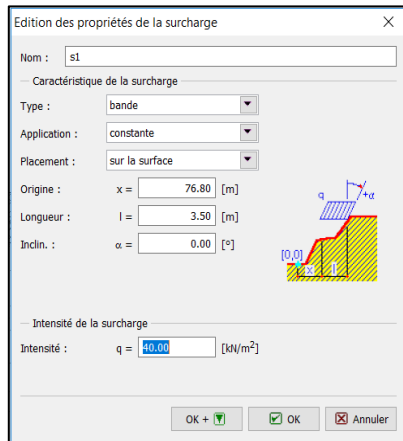


Figure 4.10: fenêtre de section surcharges

9-séisme

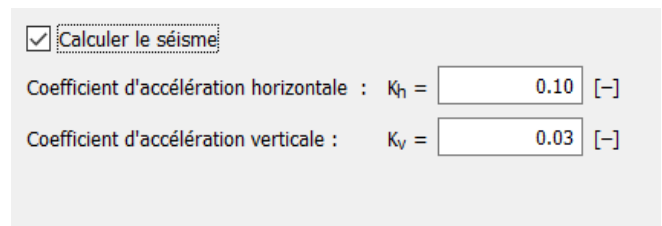


Figure 4.11: fenêtre de section séisme

10-calcul

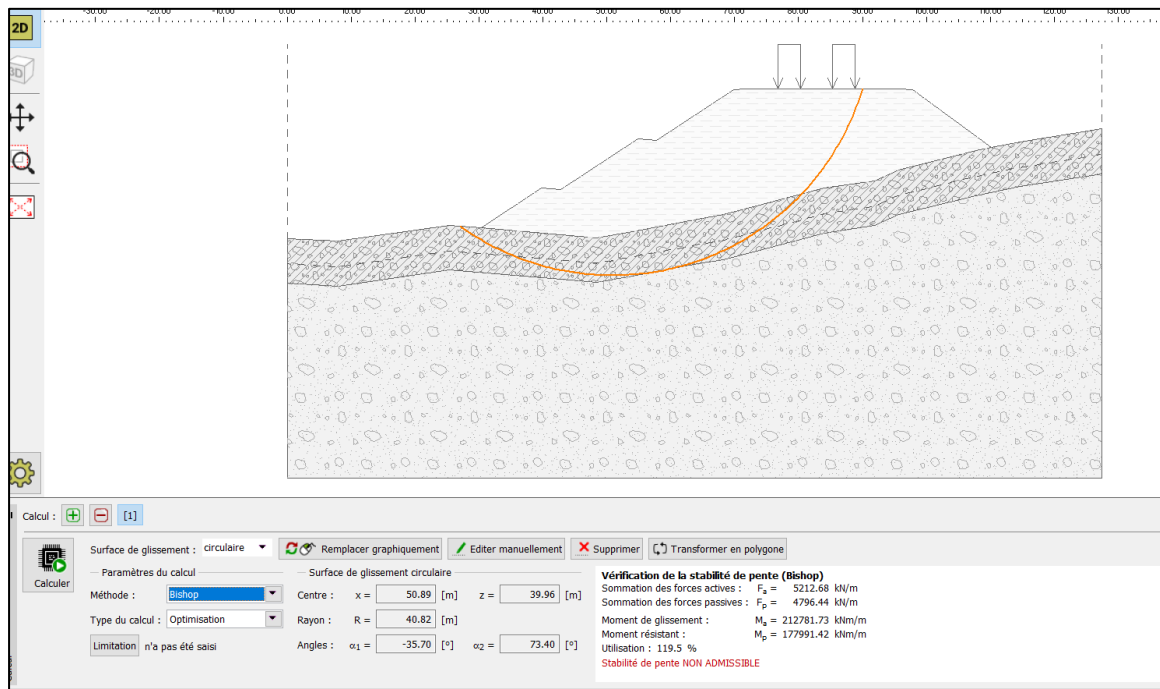


Figure 4.12: fenêtre de calcul

4.2.2.2 Méthode des Eléments Finis

Le programme permet de modéliser un large éventail de problèmes géotechniques incluant les tassements de terrain, les excavations, les analyses de tunnels, les écoulements permanents ou transitoires, l'analyse de la consolidation, l'analyse des parois et autres structures, etc. sous hypothèses de déformations planes ou axisymétrie. Les lois de comportements disponibles sont Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb modifié avec ou sans radoucissement, Cam-Clay modifié, Argile hypoplastique.

En MEF les étapes 1.3.4.5 sont les mêmes que Stabilité des pentes

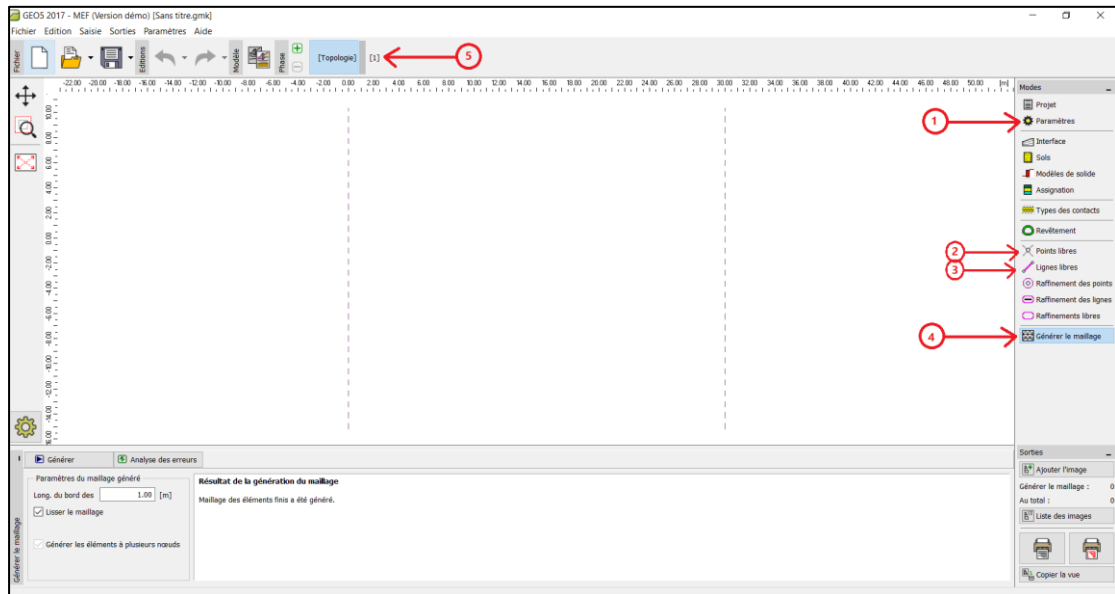


Figure 4.13: Interface de GEO5 MEF

1-parametres

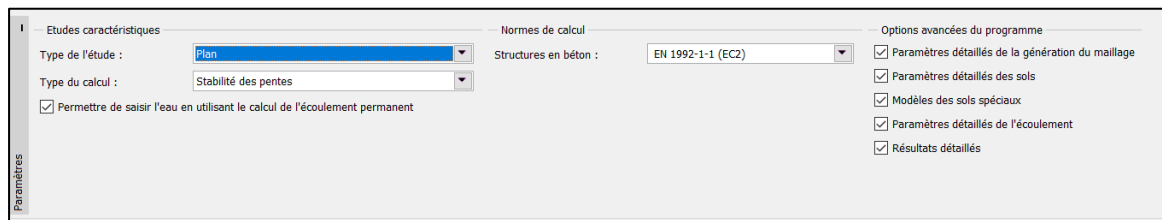


Figure 4.14: fenêtre de section paramètres

2-Points libres

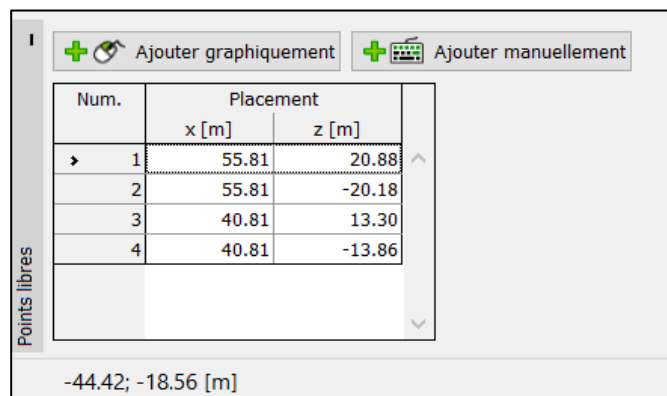


Figure 4.15: fenêtre de section points libres

3-lignes libres

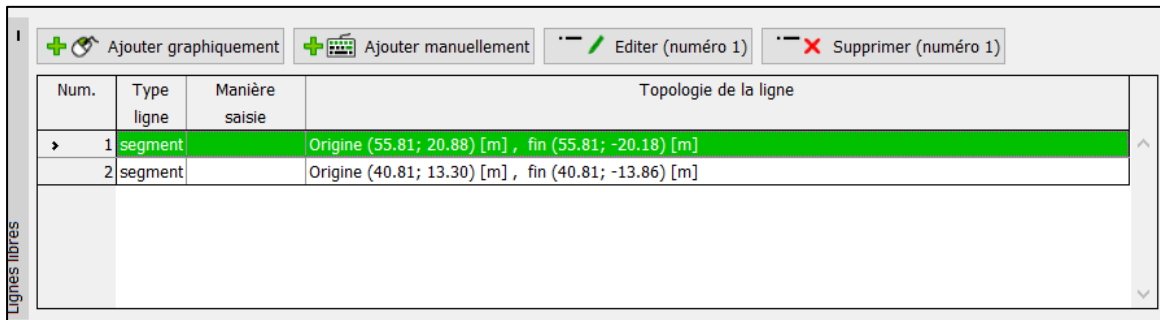


Figure 4.16: fenêtre de section lignes libres

4-maillage

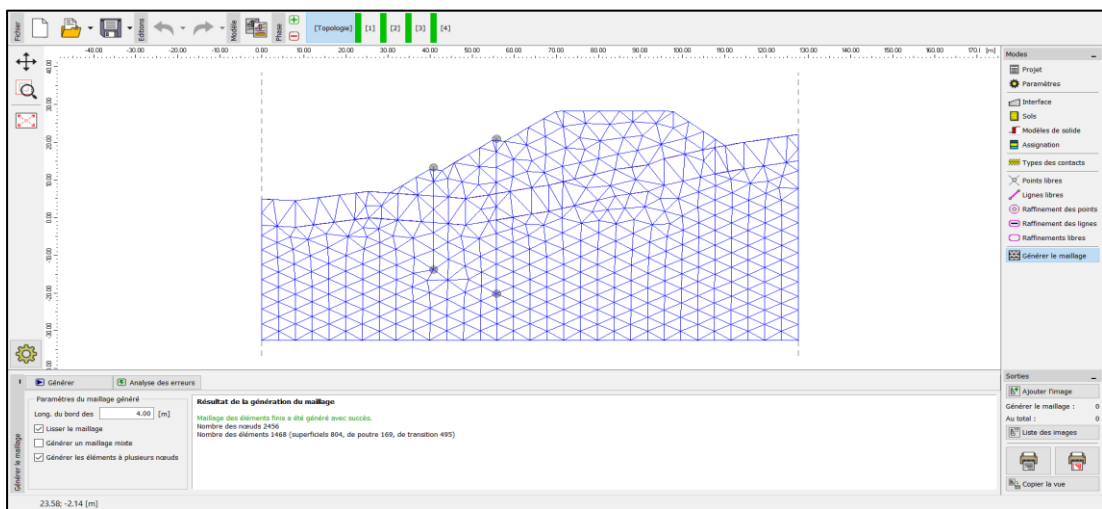


Figure 4.17: fenêtre de section maillage

5-les étapes

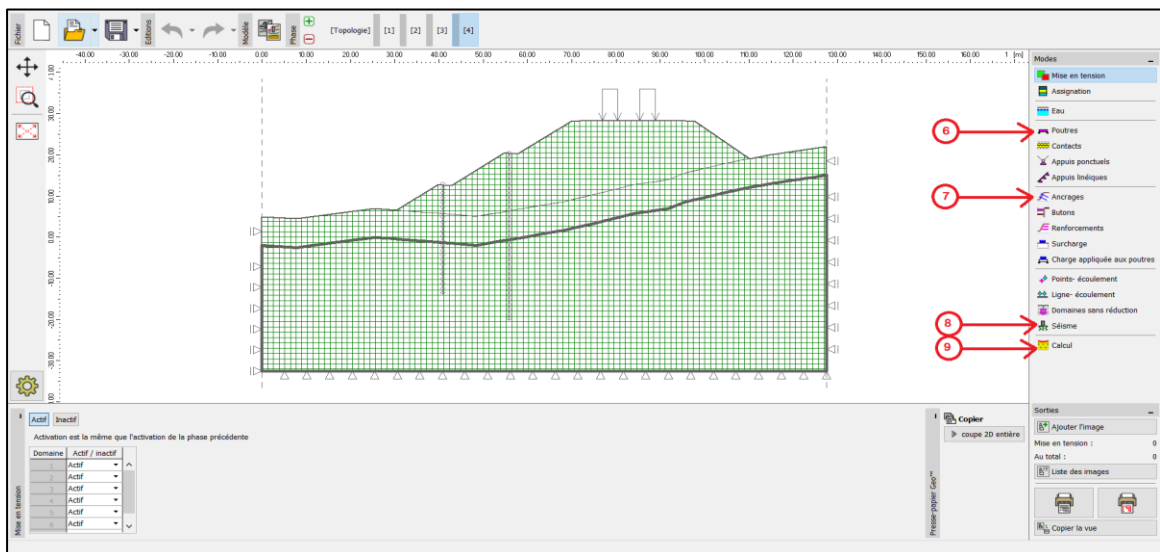


Figure 4.18: fenêtre des étapes

6-poutres

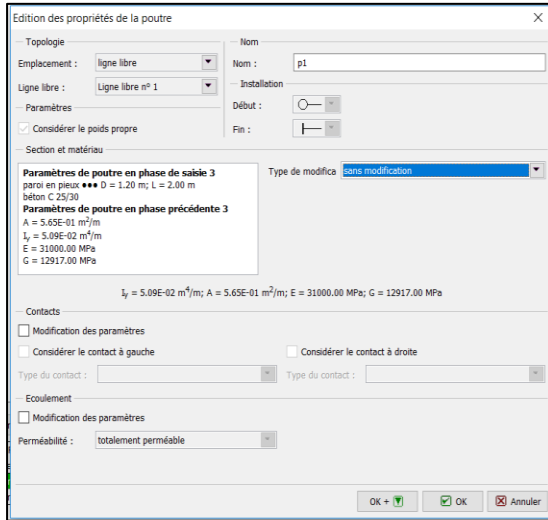


Figure 4.19 : fenêtre de section poutres

7-ancrages

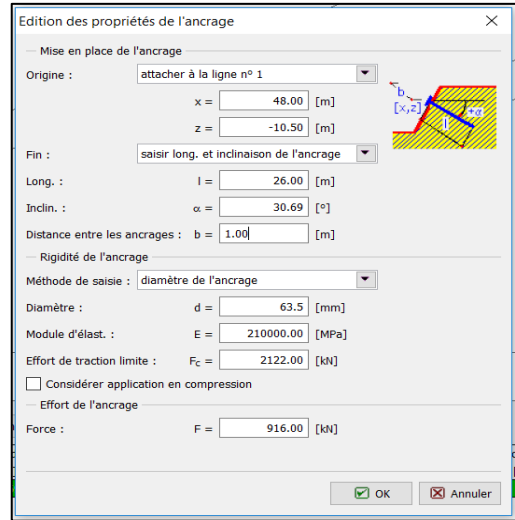


Figure 4.20 : fenêtre de section ancrages

8-séisme

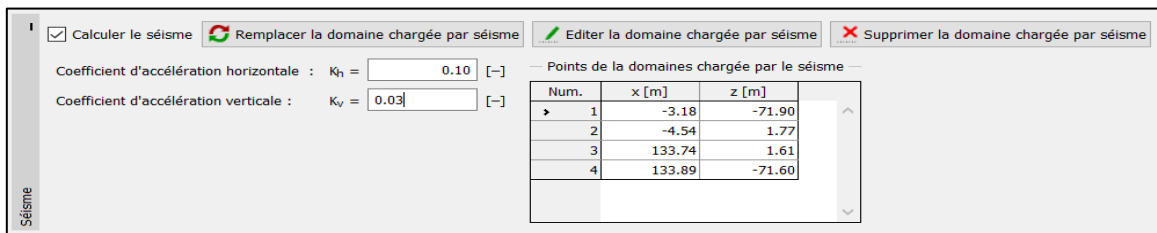


Figure 4.21: fenêtre de section séisme

9-calcul

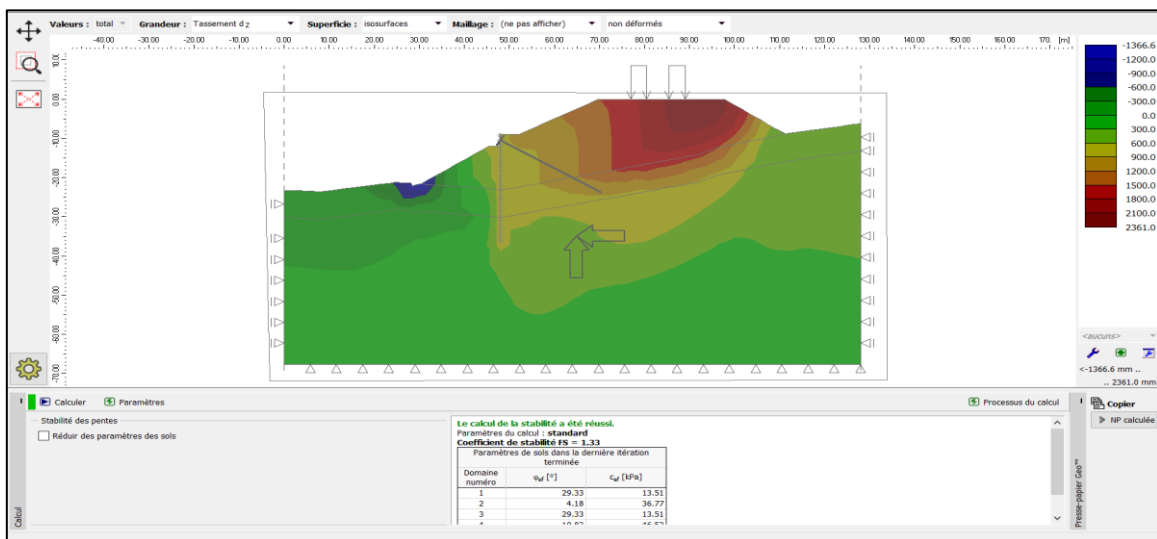


Figure 4.22: fenêtre de calcul

4.2.2.3 En quoi GEO5 est-il unique ?

Solutions analytiques et méthode des Eléments Finis

Les méthodes de calcul analytiques permettent à l'utilisateur de concevoir et de vérifier des structures rapidement et efficacement. Cependant, dans certains cas, la vérification et la modélisation doit être réalisée par le MEF. L'utilisateur de la suite GEO5 bénéficie d'un même environnement de travail ainsi que de la possibilité de transférer des données entre les programmes analytiques et MEF, permettant d'en tirer tous les avantages.

De nombreux standards et normes

Les méthodes géotechniques appliquées dans les programmes GEO5 sont utilisées partout dans le monde. GEO5 adopte un système unique pour implémenter les normes et les coefficients partiels, qui sont indépendants de la saisie de la structure. GEO5 propose une base de données de normes, l'utilisateur a cependant la possibilité de créer ses propres réglages. GEO5 supporte: l'analyse selon les facteurs de sécurité, l'analyse selon la théorie des états limites, les normes Eurocodes EN 1997, avec annexes nationales, LRFD 2003, LRFD 2012, d'autres normes géotechniques (SNIP - Russie), GB - Chine).

Des sorties complètes

Les programmes de la suite GEO5 génèrent des rapports et des graphiques clairs qui peuvent être facilement édités en fonction des besoins de l'utilisateur.

Des programmes connectés entre eux

Il est possible d'échanger des données entre programmes en utilisant le presse-papiers. Quelques programmes de GEO5 peuvent exécuter d'autres programmes de la suite et transférer automatiquement les données pertinentes.

4.3 Étude du risque de glissement

La sécurité d'une pente ou d'un talus dépend :

- Des propriétés des terrains (densité, résistance au cisaillement des sols)
- De l'inclinaison de la pente,

- De la hauteur du talus,
- Des influences météorologiques,
- De la position du niveau d'eau,
- De la surcharge statique et dynamique.

La stabilité au glissement a été évaluée par B E T à l'aide du logiciel TALREN 4 v 2.0.3 suivant la méthode de Bishop.

Les recommandations Clouterre 1991 suggère de calculer l'ouvrage (clou, pieu, Tirant.....), en imaginant différentes combinaisons de chargements qui conduisent à la ruine et en affectant, pour chaque combinaison de chargement, des coefficients pondérateurs aux actions et des coefficients de sécurité partiels aux résistances des différents éléments.

La difficulté de la réalisation des essais de cisaillement direct sur les échantillons d'argile schisteuse à passage compacte, nous a conduits à estimer les caractéristiques intrinsèques de cette dernière à partir des résultats issus de l'étude ultérieure, justifiés par les résultats de la résistance à compression simple réalisés au cours de cette étude.

-Estimation de la cohésion C_u à partir des résultats de résistance à la compression simple.

$$C_u = R_{CS}/2 \text{ avec } R_{CS} = 1.25 \text{ bar}$$

$$\text{D'où } C_u = 0.62 \text{ bar}$$

-Essai de cisaillement direct type C_u réalisé au droit du sondage SC10 à une profondeur de 9.65m (GEOMAG. 2010) : $C_u = 0.93 \text{ bar}$, $\Phi = 14.43^\circ$.

Les caractéristiques intrinsèques retenues pour le calcul de stabilité sont :

Tableau 4.1: Caractéristiques intrinsèques retenues pour le calcul de stabilité

Nature du terrain	C (kPa)	Φ (°)	γ (kN/m ³)
Remblai	18	39.09	19.5
Argile graveleuse	49	5.57	14.49
Argile schisteuse	62	14.43	18.4

Sollicitations :

Les charges suivantes ont été appliquées :

Charge de circulation : 40 kPa, agissant devant les glissières de l'autoroute
(Charge exceptionnelle D240)

Action sismique : $a_h = 0,1 \text{ g}$ et $a_v = 0,03 \text{ g}$

(Accélération horizontale et verticale selon RPA 99 / Version 2003 ; Zone II a, Groupe d'usage B1)

Présence d'eau dans le terrain à 4.00m de profondeur.

4.4 Evaluation de la stabilité du talus à l'état naturel (sans chargement).

La stabilité du site évaluée sur la base du profil PK 29+760, considéré le plus vulnérable à toutes sollicitations, dénote un équilibre précaire avec un facteur de sécurité :

$F_s = 1.75$ sans l'action sismique. (Figure 5.5)

$F_s = 1.18$ avec l'action sismique. (Figure 5.6)

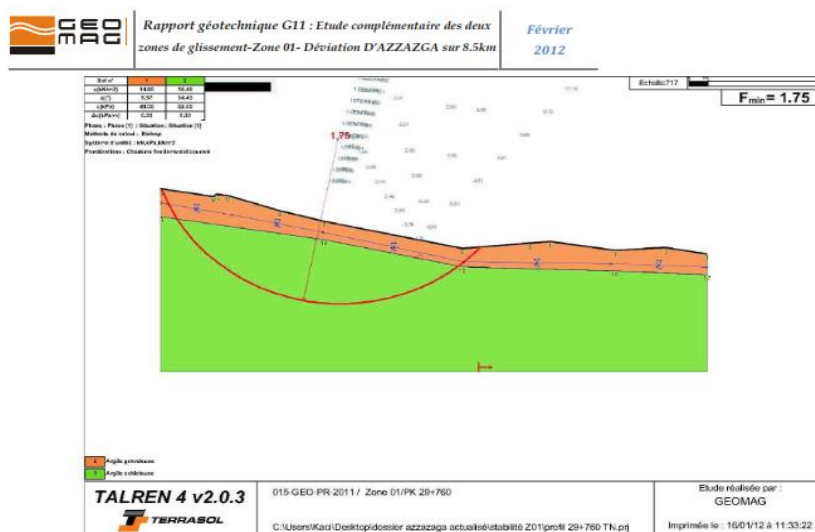


Fig.04 : Calcul de stabilité au niveau du PK 29+760 à l'état naturel sans l'action sismique

SITE: AZZAZGA	Date	01 Février 2012	Version	01	Page 25	sur 37
---------------	------	-----------------	---------	----	---------	--------

Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Figure 4.23: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 a l'état naturel sans l'action sismique par TALREN 4

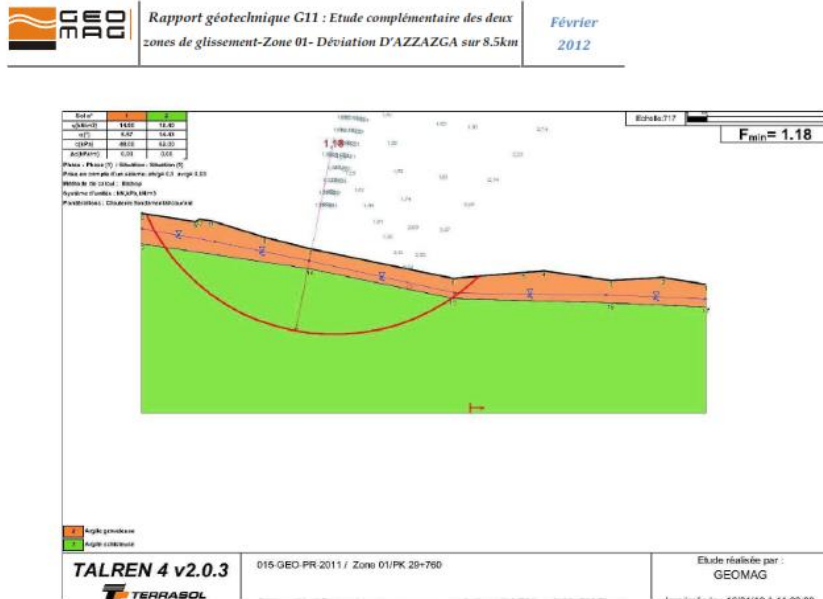


Fig.05 : Calcul de stabilité au niveau du PK 29+760 à l'état naturel avec l'action sismique

SITE: AZZAZGA	Date	01 Février 2012	Version	01	Page 26	sur 37
---------------	------	-----------------	---------	----	---------	--------

Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Figure 4.24: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 a l'état naturel avec l'action sismique

4.5 Evaluation de la stabilité du talus avec chargement (remblai+ charge de circulation)

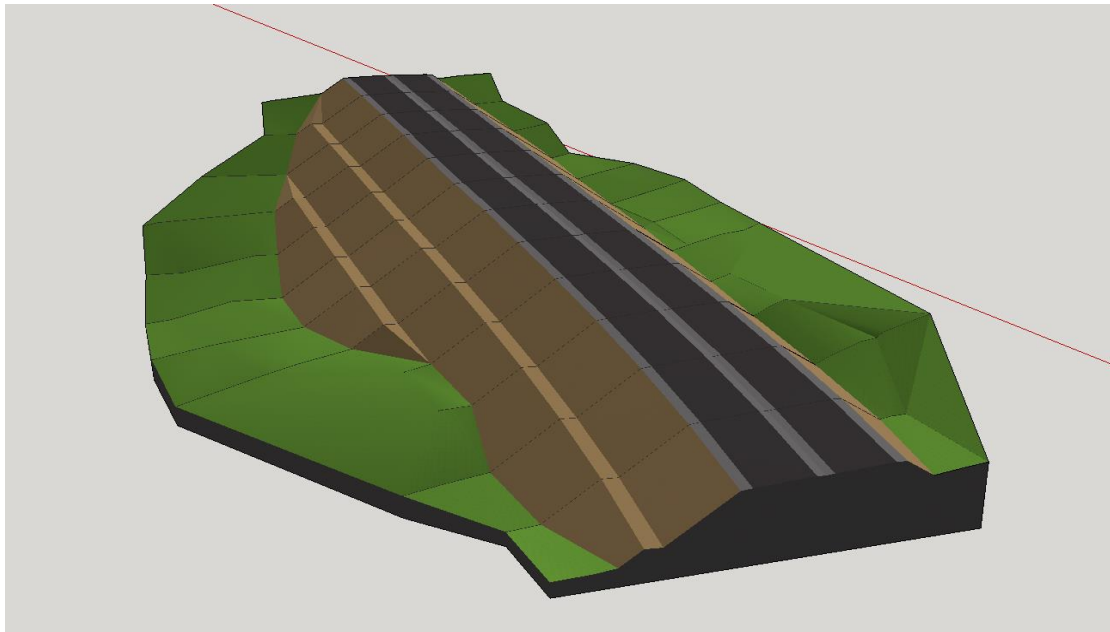


Figure 4.25: vue en 3D de remblai

4.5.1 Méthodes des tranches

Le calcul est établi pour l'ensemble des profils du PK 29+580 au PK 29+840. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous, seule la représentation graphique du profil PK29+760 est incluse dans le texte, alors que le reste des graphiques sont joints en annexes 4.1.1

Tableau 4.2: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec chargement (calculé par Talren 4)

pk	Fs (sans l'action sismique)	Fs (avec l'action sismique)
Pk 29+580	1.84	1.41
Pk 29+600	1.08	0.87
Pk 29+620	0.9	0.78
Pk 29+640	0.89	0.70
Pk 29+660	1.15	0.87
Pk 29+680	0.91	0.71
Pk 29+700	0.85	0.67
Pk 29+720	0.79	0.59
Pk 29+740	0.86	0.61
Pk 29+760	0.85	0.66
Pk 29+780	0.96	0.72
Pk 29+800	1.04	0.79
Pk 29+820	1.31	0.98
Pk 29+840	1.90	1.42

L'analyse des résultats, révèle que la surface de rupture s'étend entre le PK29+600 au PK29+820, sur une profondeur de 7m en moyenne.

Dans la situation permanente les facteurs de sécurité sont inférieurs à < 1.00 .
Donc il y a un risque de glissement.

Et dans la situation provisionnel les facteurs de sécurité son inférieur à < 1.00 le risque de glissement est présent aussi.

Le remblaiement sans aucune disposition spécifique conduit à une instabilité par glissement superficiel dans les formations d'argiles gravo-cailleuteuses. Il est judicieux, donc d'envisager des dispositions constructives pour assurer la stabilité du talus et du remblai.

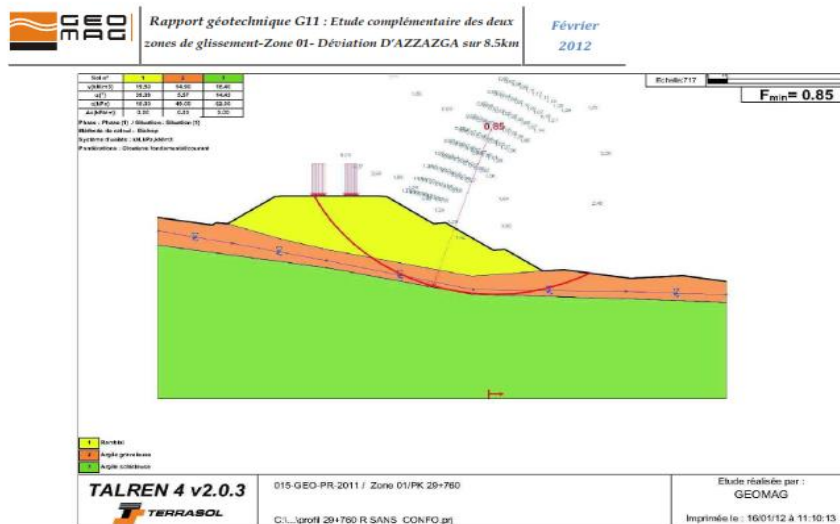


Fig.06 : Calcul de stabilité au niveau du PK 29+760 avec chargement (remblai + charge de circulation) sans l'action sismique

SITE: AZZAZGA	Date	01 Février 2012	Version	01	Page 27	sur 37
---------------	------	-----------------	---------	----	---------	--------

Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Figure 4.26: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique

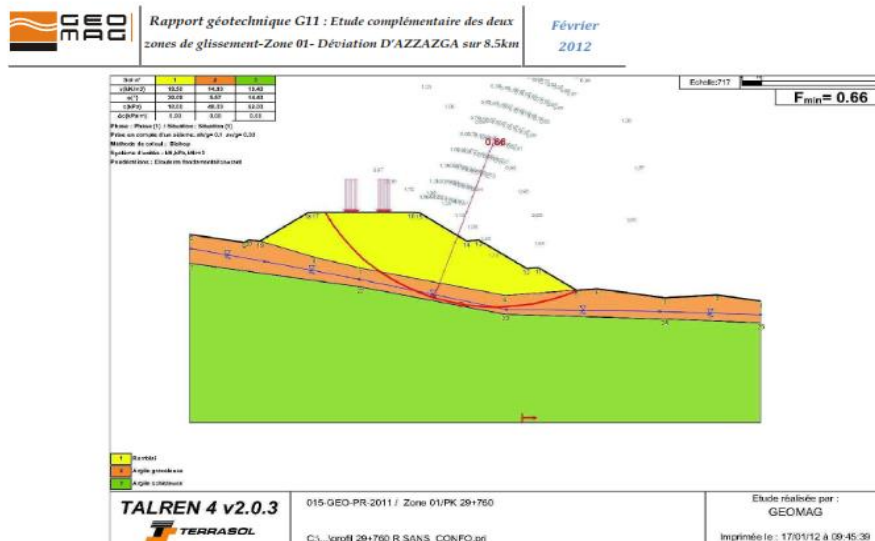


Fig.07 : Calcul de stabilité au niveau du PK 29+760 avec chargement (remblai + charge de circulation) avec l'action sismique

SITE: AZZAZGA	Date	01 Février 2012	Version	01	Page 28	sur 37
---------------	------	-----------------	---------	----	---------	--------

Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Figure 4.27: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique

Remarque :

Après avoir vu le résultat obtenu par le bureau d'étude en utilisant TALREN 4 nous avons décidé de recalculer en utilisant GEO5 et de comparer les deux résultats.

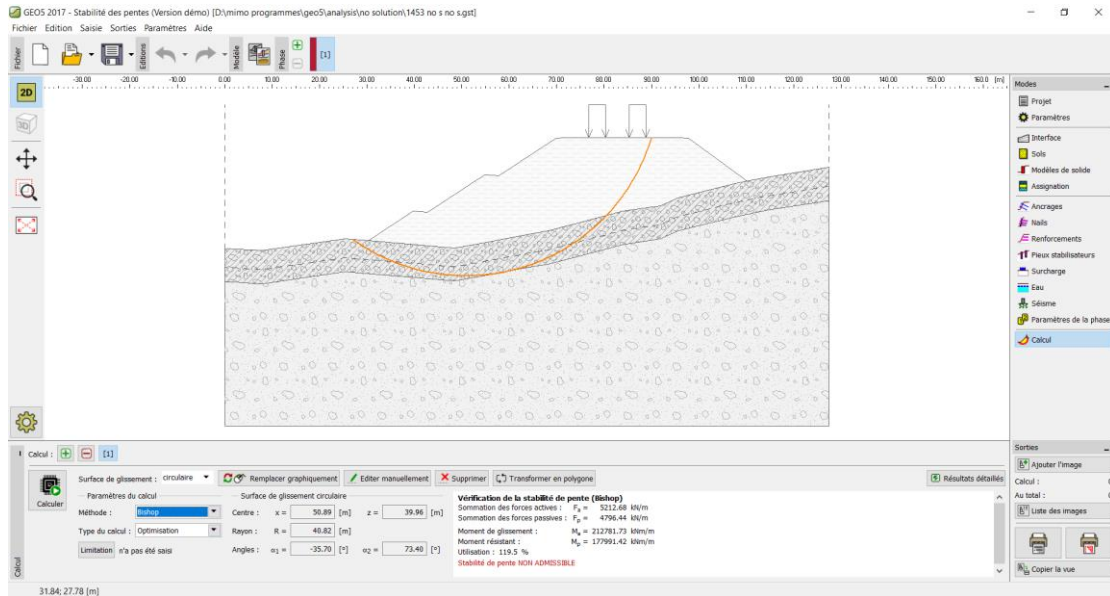


Figure 4.28: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique

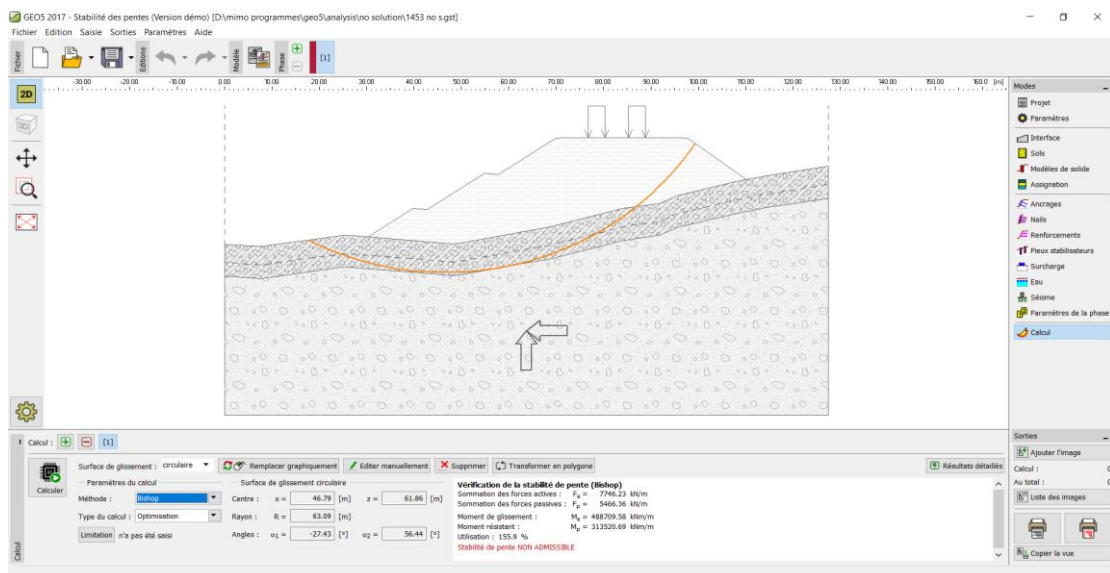


Figure 4.29: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique

Après avoir comparé les résultats obtenus dans les deux programmes, nous avons constaté que les résultats étaient proches et nous avons décidé de nous en remettre au programme GEO5 (Stabilité des pentes et MEF).

4.5.2 Calcul en MEF

Le calcul est établi pour l'ensemble des profils du PK 29+600 au PK 29+820. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous, seule la représentation graphique du profil PK29+760 est incluse dans le texte, alors que le reste des graphiques sont joints en annexes 4.1.2.

Tableau 4.3: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec chargement (calculé par GEO5 MEF)

pk	Fs (sans l'action sismique)	Fs (avec l'action sismique)
Pk 29+600	1.76	1.41
Pk 29+620	1.42	1.11
Pk 29+640	1.39	1.09
Pk 29+660	1.58	1.23
Pk 29+680	1.41	1.11
Pk 29+700	1.21	0.59
Pk 29+720	1.13	0.17
Pk 29+740	1.14	0.66
Pk 29+760	1.20	0.66
Pk 29+780	1.37	1.03
Pk 29+800	1.46	1.13
Pk 29+820	1.88	1.46

Dans la situation permanente les factures de sécurité sont inférieures à < 1.50 .
Donc il y a un risque de glissement.

Et dans la situation provisionnel les factures de sécurité son inférieur à < 1.30 le risque de glissement est présent aussi.

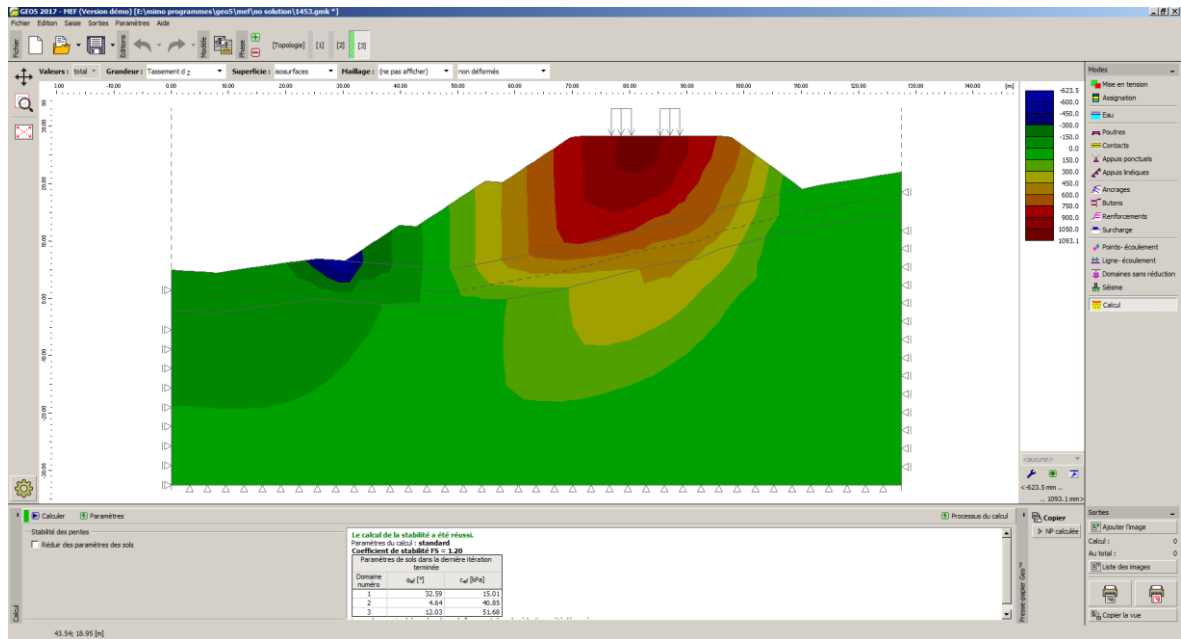


Figure 4.30: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique (MEF)

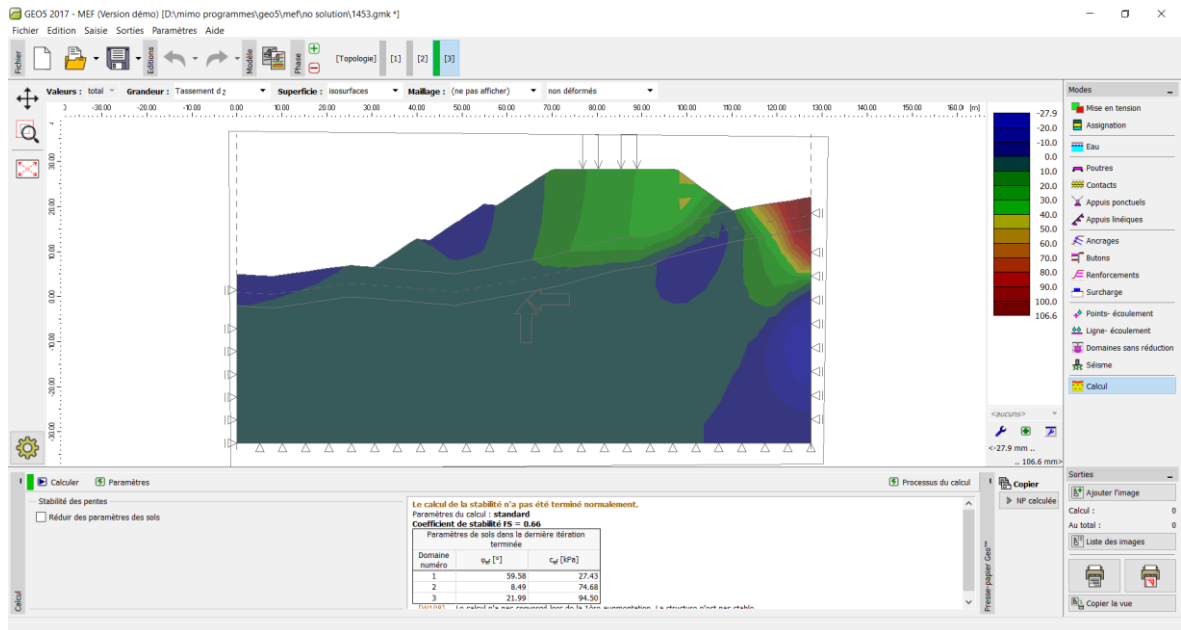


Figure 4.31: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique (MEF)

4.5.3 Justification de la stabilité du remblai

La stabilité du remblai vis-à-vis du poinçonnement est évaluée sur la base du sondage carotté SC1-4, se trouvant à l'axe du PK 29+760, dont la hauteur du remblai est la maximale (15.92m), en corrélation avec les données des sondages pressiométrique PR04 et PR05 (GEOMAG.2010).

Les caractéristiques suivantes sont prises dans nos calculs :

Remblai de dimension unitaire 20.0m x27.5m, d'une hauteur de 16.00 m et d'une densité de 1.95 t/m³. Tassement total : 9.21×10^{-02} m

Toute fois, des dispositifs de drainage doivent être pris en considération, afin de réduire la pression interstitielle le long de la surface de glissement et d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain, à titre d'exemple la collecte des eaux de surface par des caniveaux, fossés, cunettes, drains.... De plus, en collectant les eaux de ruissèlement, les fossés éviteraient les phénomènes de ravinement. La plantation de végétaux sur tout le talus de déblais et remblais, contribuerait à assécher le versant par l'évapotranspiration, et augmenter la résistance du sol au cisaillement. En retenant le sol par ses racines et en régulant la température et l'humidité, la végétation réduit fortement le jeu des dilatations et des contractions dans les couches superficielles.

4.6 Choix d'ouvrages de soutènement

4.6.1 Paroi moulée et Pieux (renforcés par des tirants d'ancrage)

4.6.1.1 Définition de paroi moulée :

La paroi moulée est un écran de soutènement souple formé de la juxtaposition des panneaux verticaux, plans ou courbés, généralement en béton (armé ou non armé), pouvant avoir une hauteur de quelques dizaines de mètres.

A l'encontre des murs de soutènement rigides fonctionnant par leur poids pour assurer la stabilité, les parois moulées fonctionnent par encastrement dans le sol ou par ancrage [4].

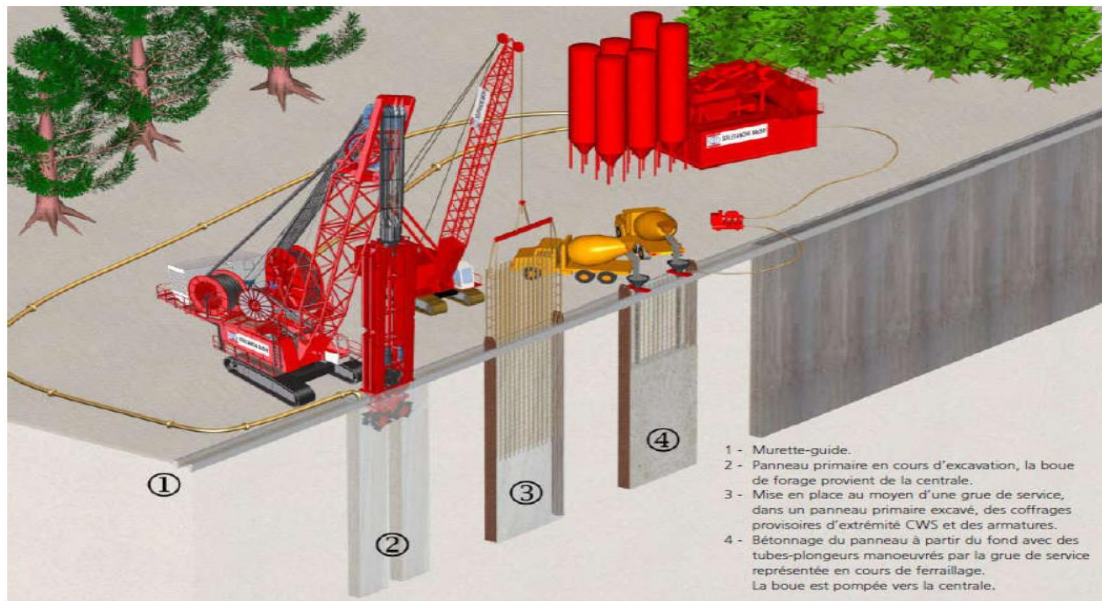
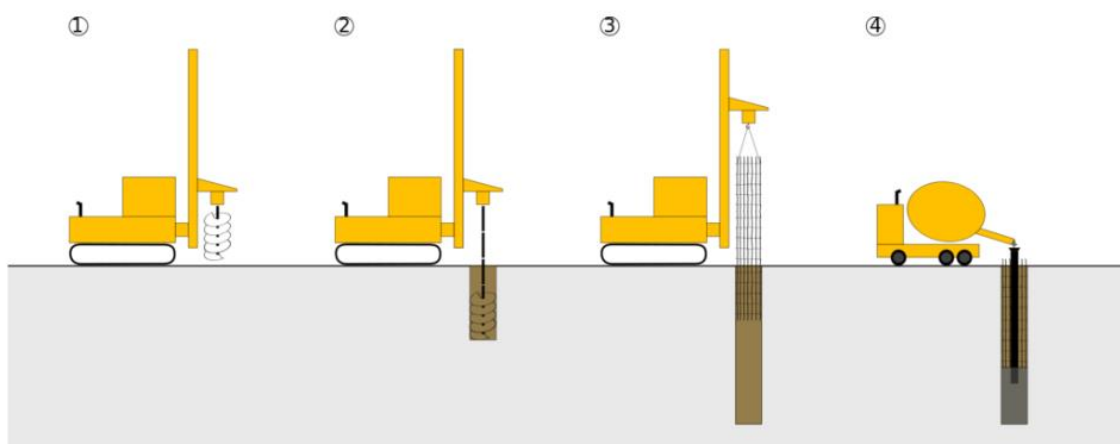


Figure 4.32: Les étapes de réalisation d'une paroi moulée

4.6.1.2 Définition de Pieux :

Un pieu est un élément de construction en béton, acier, bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes.

Les pieux font partie du domaine des fondations profondes ou fondations spéciales



1 - Réglage, pré-forage. 2 - Forage à la tarière. 3 - Mise en place d'armatures partielles ou totales 4 - Bétonnage à la colonne.

Figure 4.33: Les étapes de réalisation d'un pieu

4.6.1.3 Tirants d'ancrage :

Un tirant d'ancrage est un dispositif d'ancrage capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistante en prenant appui sur la structure à ancrer. Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas

Un tirant se compose: • d'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'un système d'appui.

- d'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage le début du scellement.

- d'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement

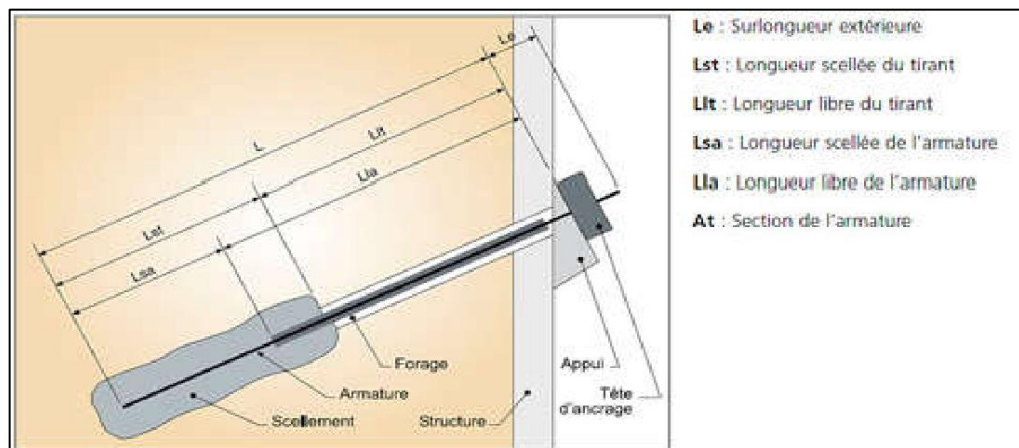


Figure 4.34: Tirants d'ancrage

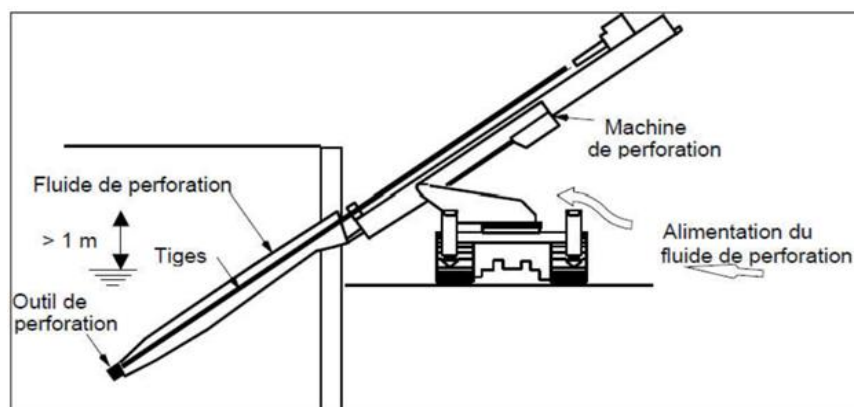


Figure 4.35 : machine de forage des tirants d'ancrage

4.7 Justification de la stabilité des pieux (solution adoptée par B E T)

La stabilité du site avec confortement du type pieux est évaluée par le logiciel TALREN 4 pour le B.E.T. et vérifiée par GEO5, pour le profil le PK 29+760 (hauteur du remblai de 15.92m). Deux files de pieux sont préconisées au niveau de cette section.

Nombre de pieux pour la première file est de 118 unités, pour la deuxième il est de 30 unités, ce qui donne un total de 148 pieux

Les pieux sont reliés par une longrine (chevêtre), pour former des trains de pieux. 10 pieux en moyenne par train ces derniers sont séparés par des joints de rupture de 5 cm d'épaisseur.

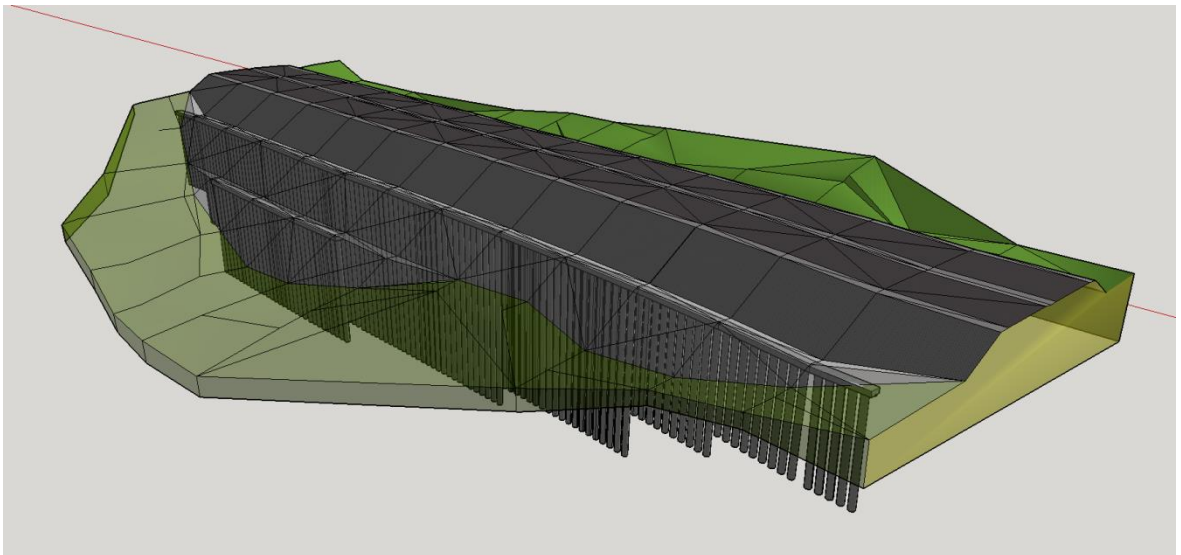


Figure 4.36: vue 3D de deux files de pieux

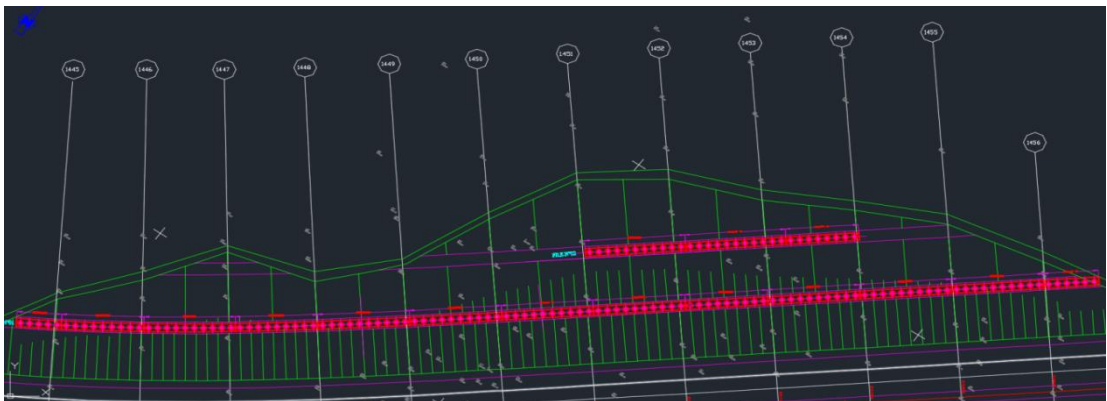


Figure 5.37: vue en plan de deux files de pieux

Les caractéristiques du pieu sont les suivantes :

Tableau 4.4: Caractéristiques retenues pour les pieux

∅ (Diamètre m)	Espacement horizontal (m)	Largeur de base diffusion (m)	Moment de plastification (kN.m)	Produit d'inertie du pieu (KN.m ²)
1.2	2	3	4576.50	3356100

4.7.1 Calcul analytique

Les résultats de calcul sont joints dans le tableau ci-dessous, et les graphiques sont joints dans l'annexe 4.2.1.

Tableau 4.5: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec confortement (analytique)

pk	Diamètre du pieu (m)	Longueur du pieu (m)	Fs (sans l'action sismique)	Fs (avec l'action sismique)
Pk 29+600	1.2	15.00	1.77	1.34
Pk 29+620	1.2	20.00	1.60	1.26
Pk 29+640	1.2	25.00	1.67	1.30
Pk 29+680	1.2	35.00	1.64	1.27
Pk 29+700	1.2	35.00	1.55	1.19
Pk 29+720	1.2	40.00	1.66	1.28
Pk 29+740	1.2	File 01 :40m File 02 : 25m	1.44	1.08
Pk 29+760	1.2	File 01 : 39m File 02 : 25m	1.69	1.30
Pk 29+780	1.2	32.00	1.60	1.20
Pk 29+800	1.2	22.00	1.63	1.28
Pk 29+820	1.2	15.00	1.93	1.43

Dans la situation permanente les factures de sécurité sont supérieures à > 1.00 .
Donc La solution est vérifiée.

Et dans la situation provisionnel les factures de sécurité sont supérieures à > 1.00
La solution est vérifiée

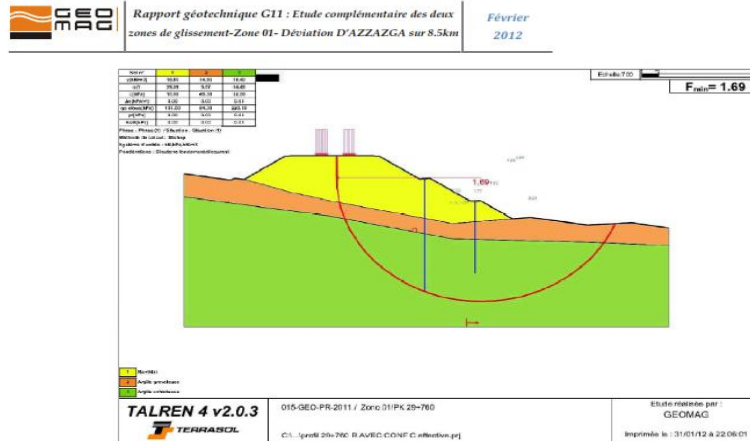


Fig.08 : Calcul de stabilité au niveau du PK 29+760 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement sans action sismique

SITE: AZZAZGA	Date	01 Février 2012	Version	01	Page 31	sur 37
---------------	------	-----------------	---------	----	---------	--------

Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Figure 4.38: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique

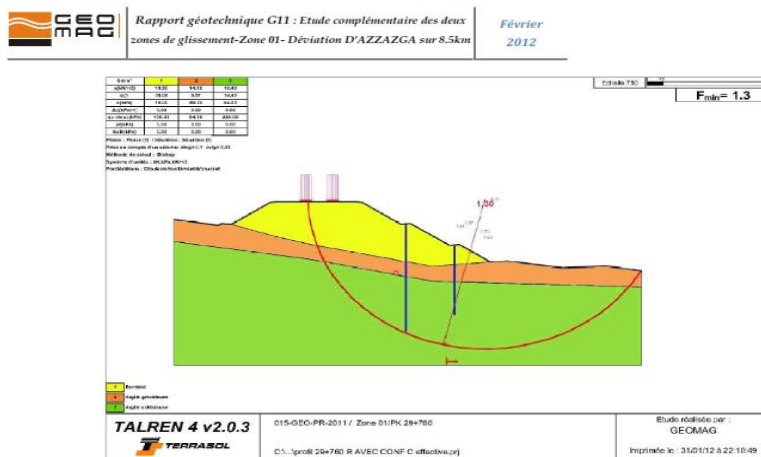


Fig.09 : Calcul de stabilité au niveau du PK 29+760 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement avec action sismique

SITE: AZZAZGA	Date	01 Février 2012	Version	01	Page 32	sur 37
---------------	------	-----------------	---------	----	---------	--------

Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Figure 4.39: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique

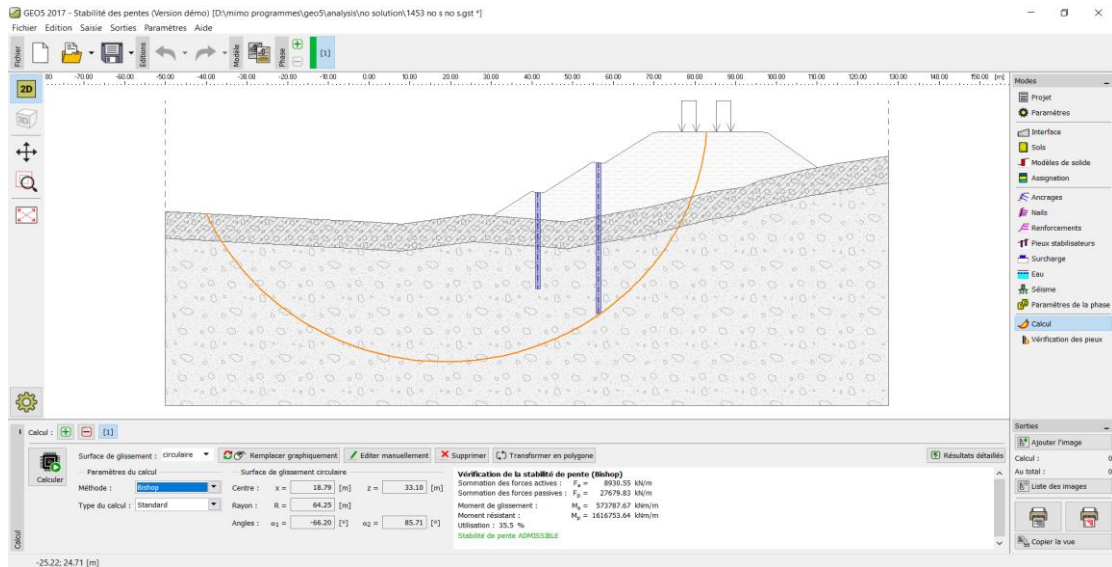


Figure 4.40: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique (Analytique)

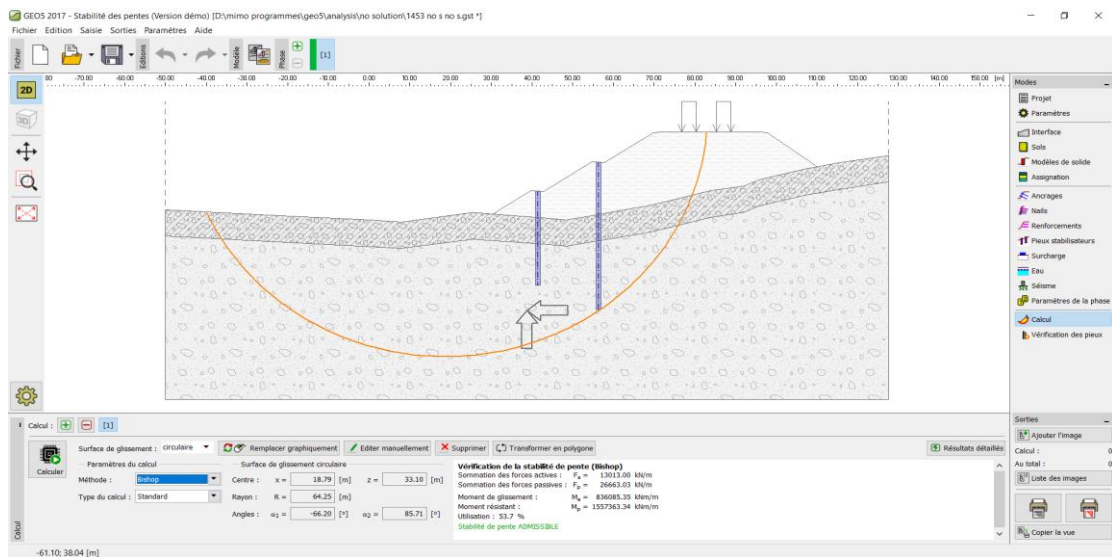


Figure 4.41: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique (analytique)

4.7.2 Calcul MEF

Remarque au sujet du module « E »

Faut de ne pas avoir la valeur du module de déformation « E » de la part du laboratoire, à travers l'essai oedométrique nous utilisons les formules de corrélation pour estimer sa valeur :

$$E = m P_a \left(\frac{\sigma'_v + 0.5 \times \Delta\sigma'_v}{P_a} \right)$$

Tableau 4.6 : valeur de E

Nature de terrain	E (MPa)
remblai	10
Argile graveleuse	8
Argile schisteuse	24

4.7.2.1 Calculs de Fs

Les résultats de calcul sont joints dans le tableau ci-dessous, et les graphiques sont joints dans l'annexe 4.2.2.

Tableau 4.7: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec confortement (MEF)

pk	Diamètre du pieu (m)	Longueur du pieu (m)	Fs (sans l'action sismique)	Fs (avec l'action sismique)
Pk 29+600	1.2	15.00	2.12	1.69
Pk 29+620	1.2	20.00	1.74	1.39
Pk 29+640	1.2	25.00	1.71	1.33
Pk 29+660	1.2	35.00	1.81	1.54
Pk 29+680	1.2	35.00	1.75	1.67
Pk 29+700	1.2	35.00	1.60	1.34
Pk 29+720	1.2	40.00	1.52	1.30
Pk 29+740	1.2	File 01 :40m File 02 : 25m	1.54	1.33
Pk 29+760	1.2	File 01 : 39m File 02 : 25m	1.64	1.30
Pk 29+780	1.2	32.00	1.75	1.48
Pk 29+800	1.2	22.00	1.83	1.41
Pk 29+820	1.2	15.00	2.23	1.74

Dans la situation permanente les factures de sécurité sont supérieures à > 1.50 .
Donc La solution est vérifiée.

Et dans la situation provisionnel les factures de sécurité sont supérieures à > 1.30
La solution est vérifiée

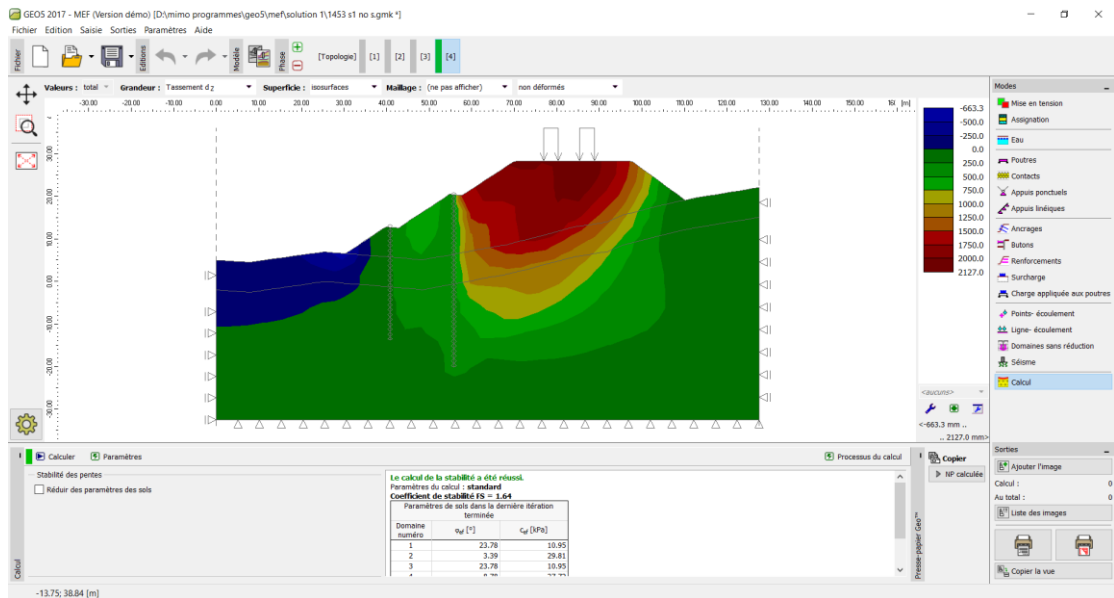


Figure 4.42: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)

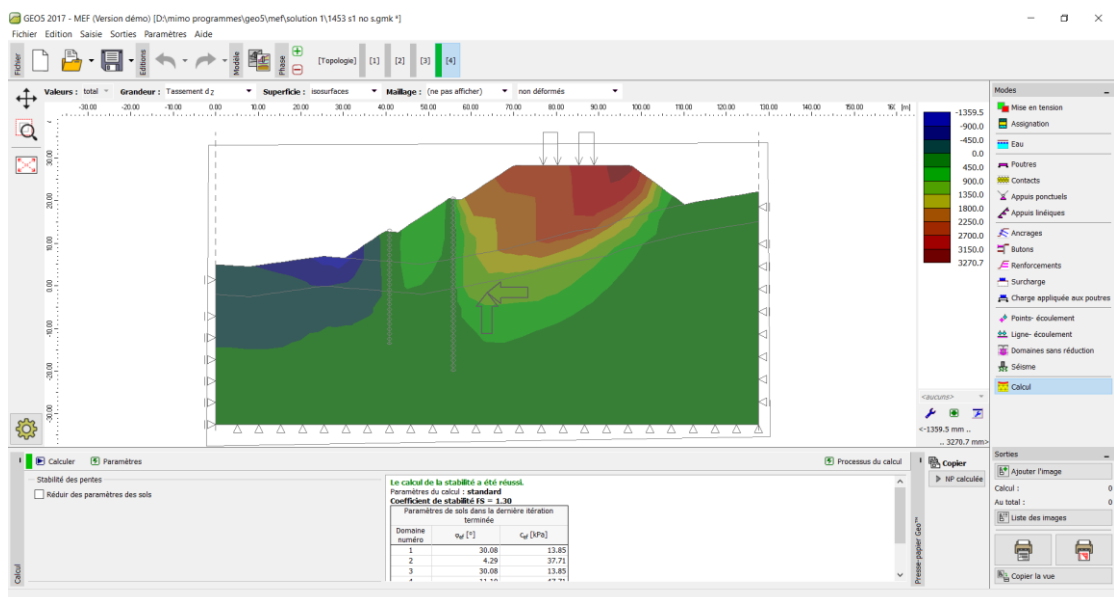


Figure 4.43: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique (MEF)

4.7.2.2 Calcul de tassement

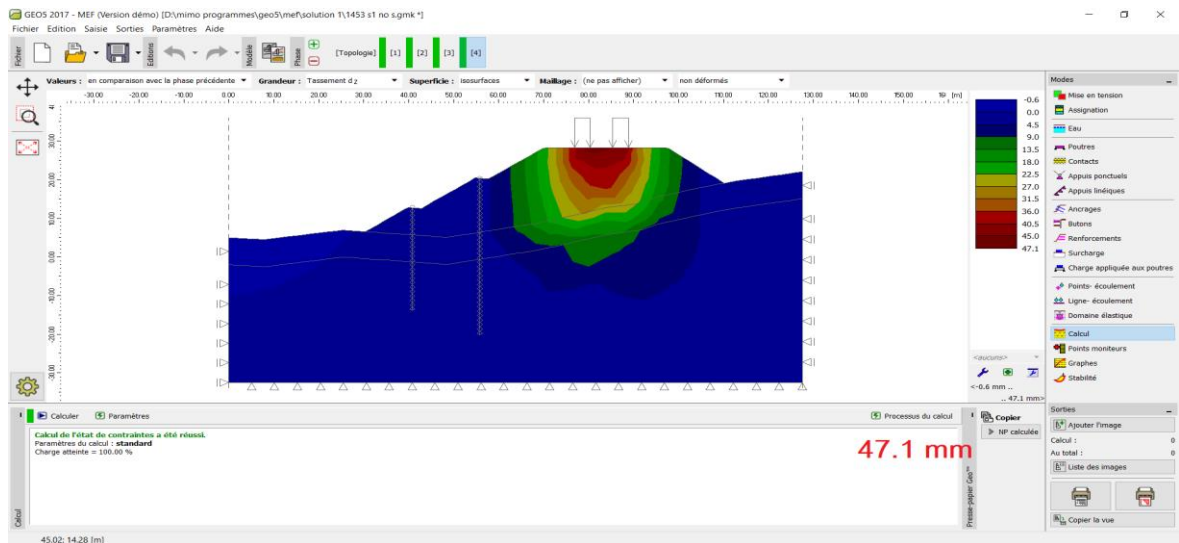


Figure 4.44: Résultat trouvé de calcul de tassement au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux)

4.8 Justification de la stabilité des parois moulées renforcées par des tirants d'ancrage

La stabilité du site avec confortement du type parois moulées est évaluée par le logiciel GEO5, pour le profil le PK 29+760 (hauteur du remblai de 15.92m). Une file de parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage sont préconisées au niveau de cette section.

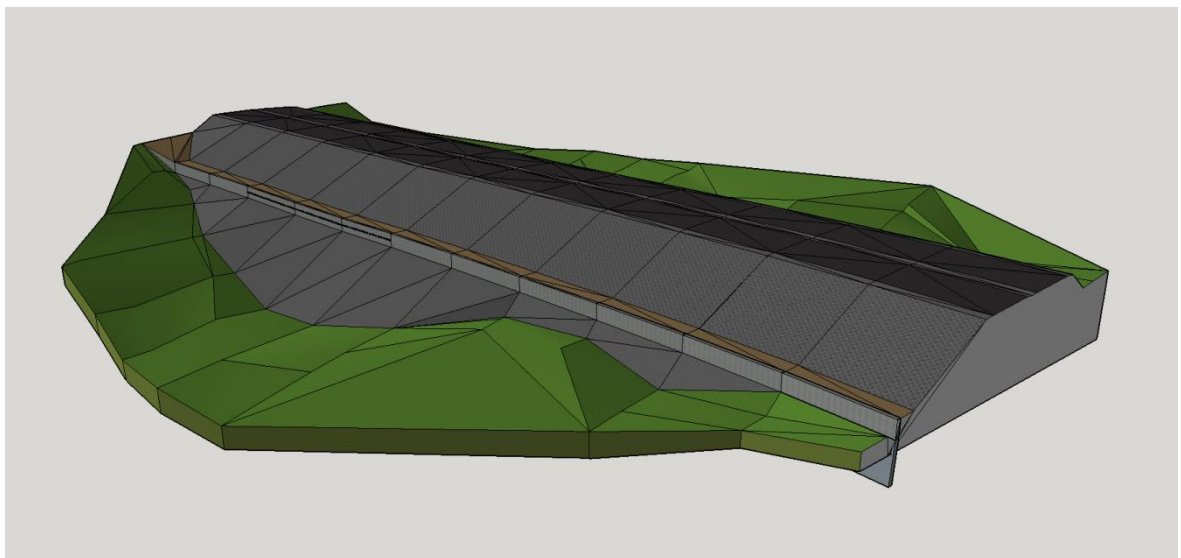


Figure 4.45: vue en 3D des parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage

Les caractéristiques du de parois moulées renforcés par des tirants d’ancrage sont les suivantes :

Tableau 4.8: Caractéristiques retenues pour les parois moulées

Section (m ²)	Module d’Young moyen MPa
0.8x1	31749.77

Tableau 4.9: Caractéristiques retenues pour les tirants d’ancrage sont les suivantes

Armature	Diam. (mm)	Limite élastique KN	Module d’Young moyen MPa
Freyssi 670-E	63.5	2122	210000

4.8.1 Calcul analytique

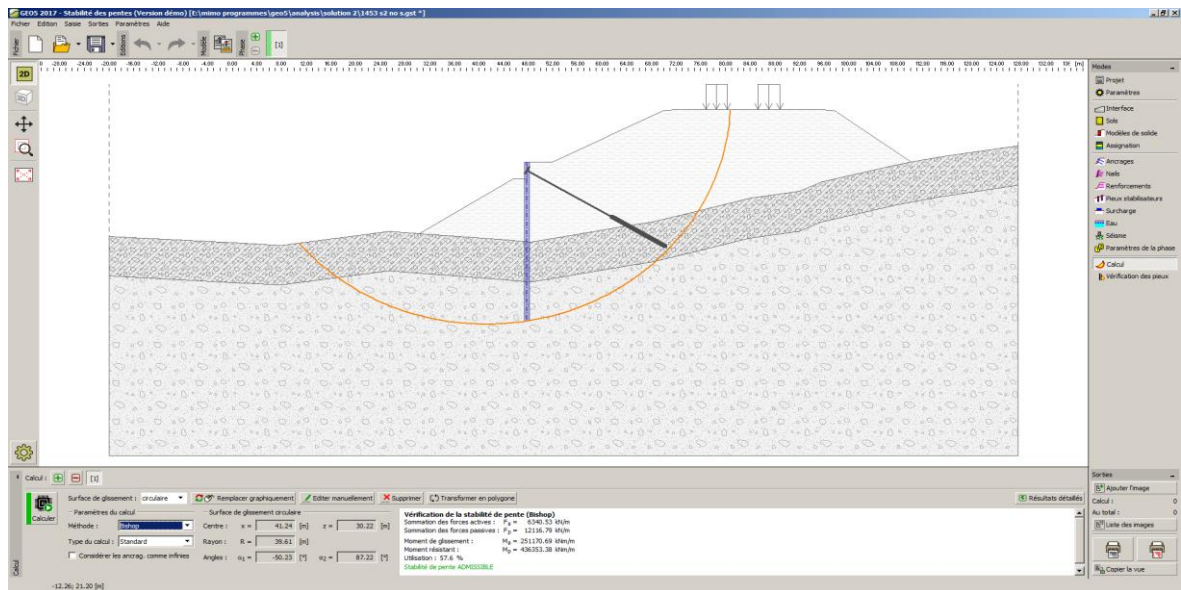


Figure 4.46: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d’ancrage) sans l’action sismique (analytique)

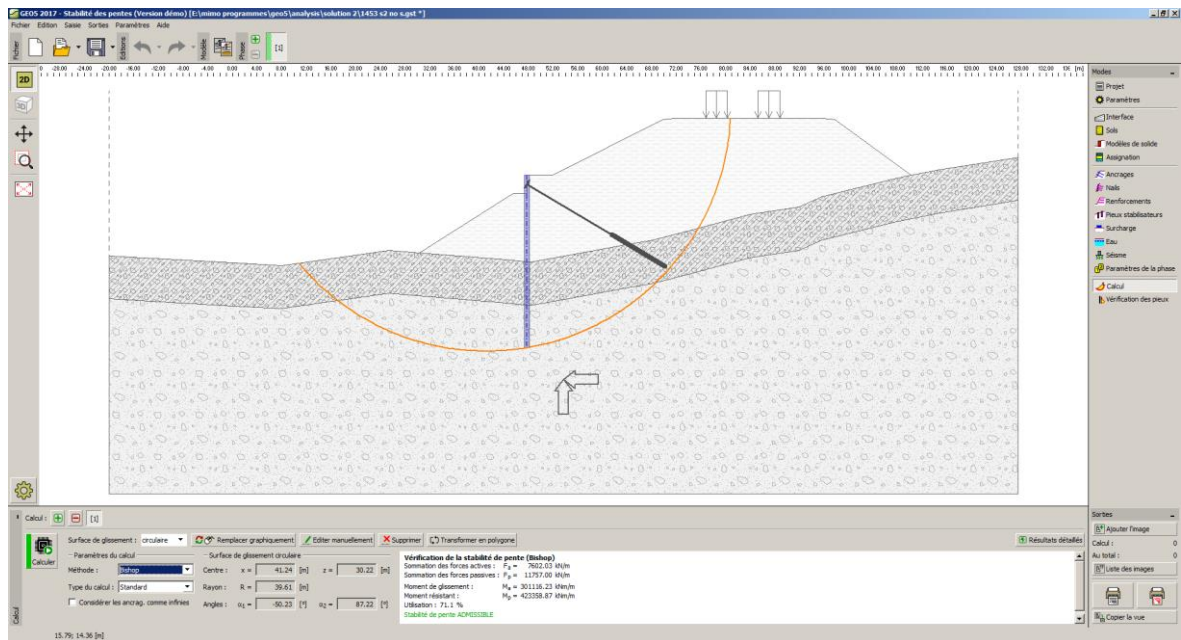


Figure 4.47: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d’ancrage) avec l’action sismique (analytique)

4.8.2 Calcul MEF

4.8.2.1 calculs de Fs

Les résultats de calcul sont joints dans le tableau ci-dessous, et les graphiques sont joints dans l’annexe 4.3.

Tableau 4.10: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec confortement (MEF)

pk	Section (m ²)	Longueur des parois moulées (m)	Fs (sans l’action sismique)	Fs (avec l’action sismique)
Pk 29+600	0.8	10.00	1.88	1.46
Pk 29+620	0.8	20.00	1.65	1.33
Pk 29+640	0.8	28.00	1.74	1.37
Pk 29+660	0.8	28.00	1.65	1.60

Pk 29+680	0.8	28.00	1.93	1.54
Pk 29+700	0.8	28.00	1.58	1.34
Pk 29+720	0.8	28.00	1.53	1.31
Pk 29+740	0.8	28.00+T	1.60	1.37
Pk 29+760	0.8	28.00+T	1.77	1.33
Pk 29+780	0.8	28	1.65	1.33
Pk 29+800	0.8	20	1.67	1.38
1.41Pk 29+820	0.8	10	1.85	1.46

Dans la situation permanente les factures de sécurité sont supérieures à > 1.50.
Donc La solution est vérifiée.

Et dans la situation provisionnel les factures de sécurité sont supérieures à > 1.30
La solution est vérifiée

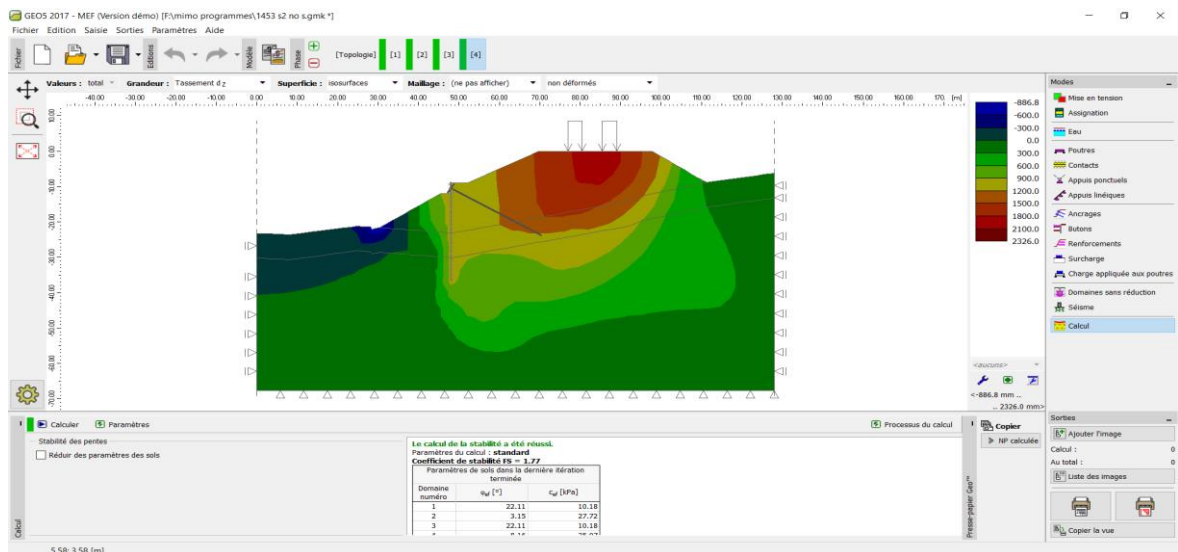


Figure 4.48: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d’ancrage) sans l’action sismique(MEF)

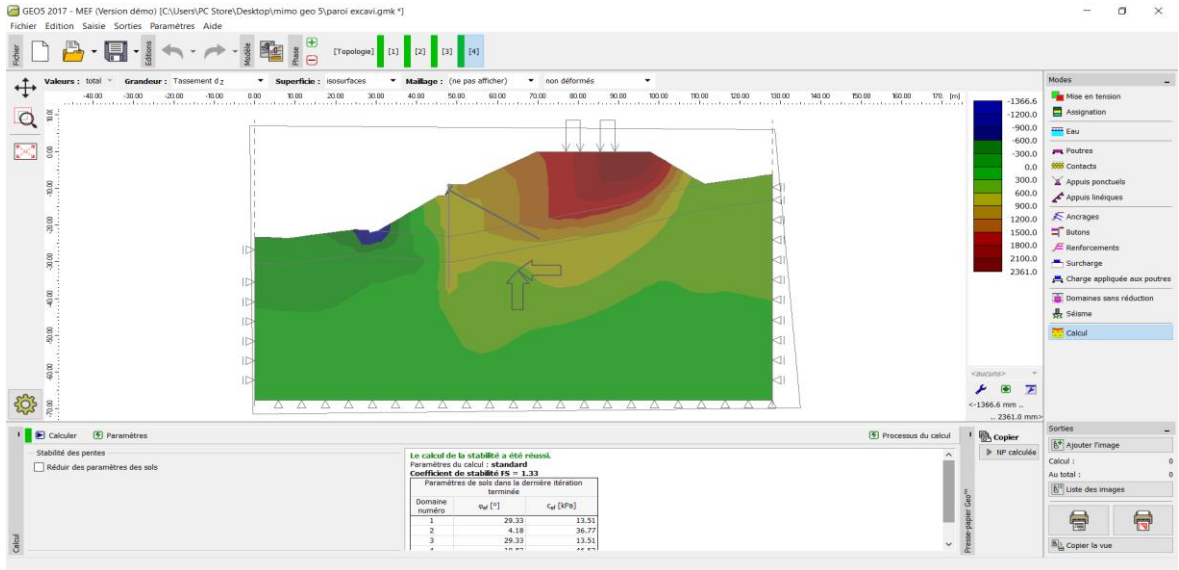


Figure 4.49: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d’ancrage) avec l’action sismique(MEF)

4.8.2.2 Calcul de tassement

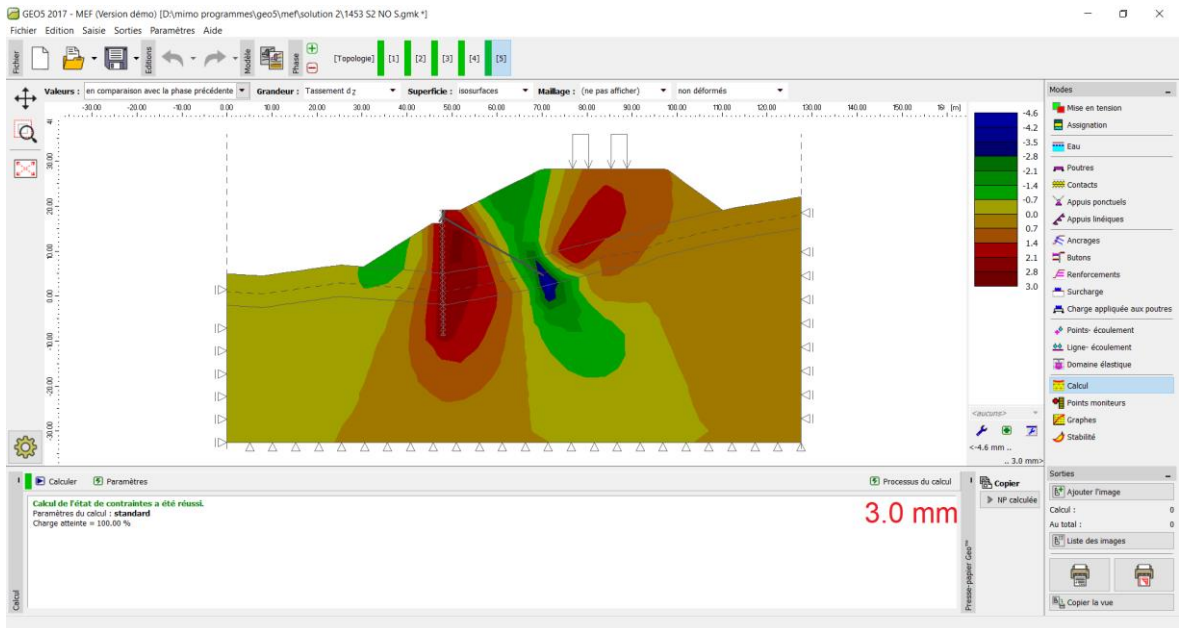


Figure 4.50: Résultat trouvé de calcul de tassement au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d’ancrage)

4.9 Justification de la stabilité des pieux renforcés par des tirants d'ancrage

La stabilité du site avec confortement du type pieux est évaluée par le logiciel GEO5, pour le profil le PK 29+760 (hauteur du remblai de 15.92m). Une file de pieux renforcés par deux tirants d'ancrage et préconisée au niveau de cette section.

Nombre de pieux est de 118 unités, avec 60 tirants d'ancrage au niveau des profils PK 29+740 et PK 29+760

Les pieux sont reliés par une longrine (chevêtre), pour former des trains de pieux 10 pieux en moyenne par train ces derniers sont séparés par des joints de rupture de 5 cm d'épaisseur.

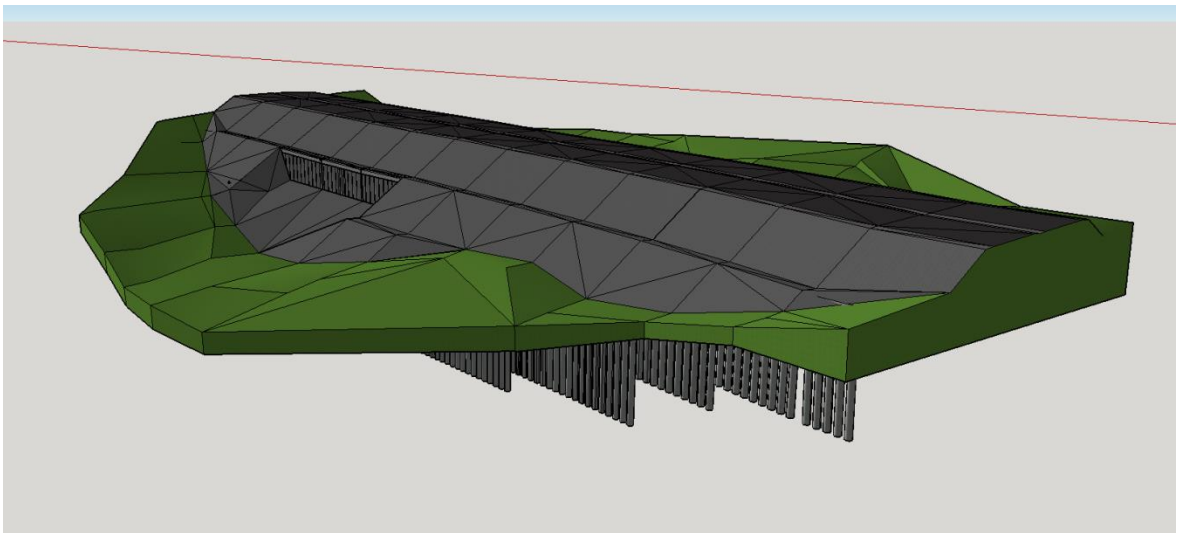


Figure 4.51: vue en 3D des pieux renforcés par des tirants d'ancrage

Le changement a été effectué sur les deux profils PK 29+740 et PK 29+760

Les caractéristiques du pieu sont les suivantes :

Tableau 4.11: Caractéristiques retenues pour les pieux

∅ (Diamètre m)	Espacement horizontal (m)	Largeur de base diffusion (m)	Moment de plastification (kN.m)	Produit d'inertie du pieu (KN.m ²)
1.2	2	3	4576.50	3356100

Tableau 4.12: Caractéristiques retenues pour les tirants d’ancrage sont les suivantes

Armature	Diam. (mm)	Limite élastique KN	Module d’Young moyen N/mm ²
Freyssi 670-E	63.5	2122	210000

4.9.1 Calcul analytique

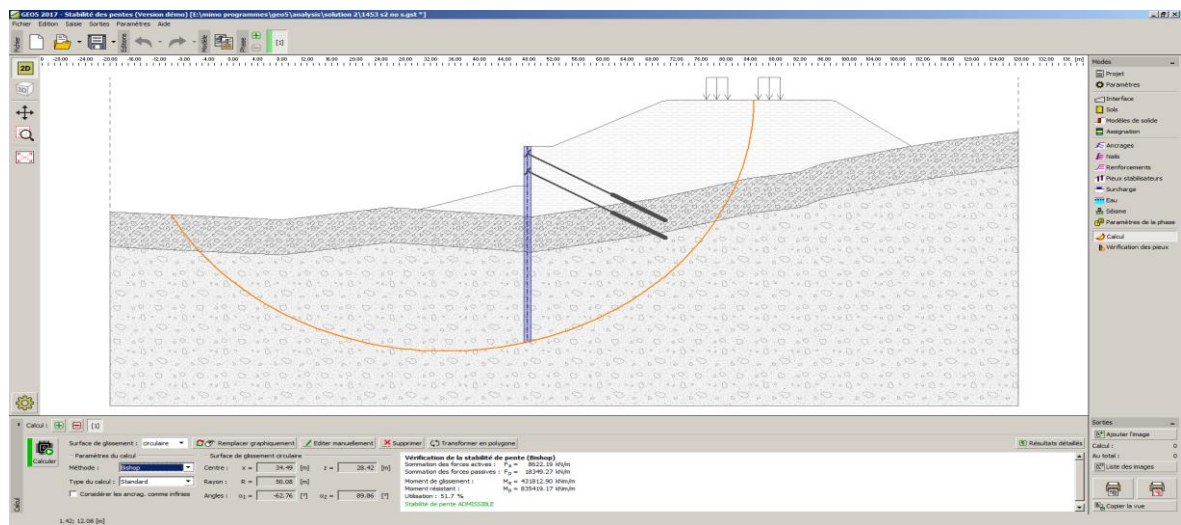


Figure 4.512: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d’ancrage) sans l’action sismique (analytique)

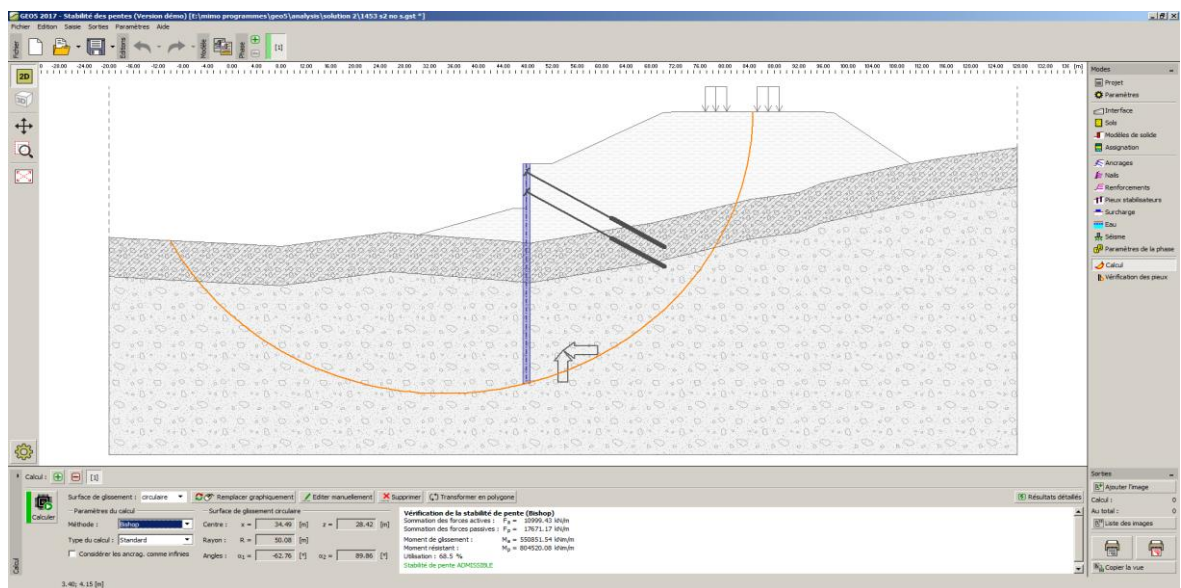


Figure 4.53: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d’ancrage) avec l’action sismique (analytique)

4.9.2 Calcul MEF

4.9.2.1 Calcul de Fs

Les résultats de calcul sont joints dans le tableau ci-dessous, et les graphiques sont joints dans l'annexe 4.4.

Tableau 4.13: Valeurs de facteur de sécurité obtenues au différents PK avec confortement (MEF)

pk	Diamètre du pieu (m)	Longueur du pieu (m)	Fs (sans l'action sismique)	Fs (avec l'action sismique)
Pk 29+600	1.2	15.00	2.12	1.69
Pk 29+620	1.2	20.00	1.74	1.39
Pk 29+640	1.2	25.00	1.71	1.33
Pk 29+660	1.2	35.00	1.81	1.54
Pk 29+680	1.2	35.00	1.75	1.67
Pk 29+700	1.2	35.00	1.60	1.34
Pk 29+720	1.2	40.00	1.52	1.30
Pk 29+740	1.2	40.00+T	1.44	1.39
Pk 29+760	1.2	39.00+T	1.93	1.52
Pk 29+780	1.2	32.00	1.75	1.48
Pk 29+800	1.2	22.00	1.83	1.41
Pk 29+820	1.2	15.00	2.23	1.74

Dans la situation permanente les factures de sécurité sont supérieures à > 1.50 .
Donc La solution est vérifiée.

Et dans la situation provisionnel les factures de sécurité sont supérieures à > 1.30
La solution est vérifiée

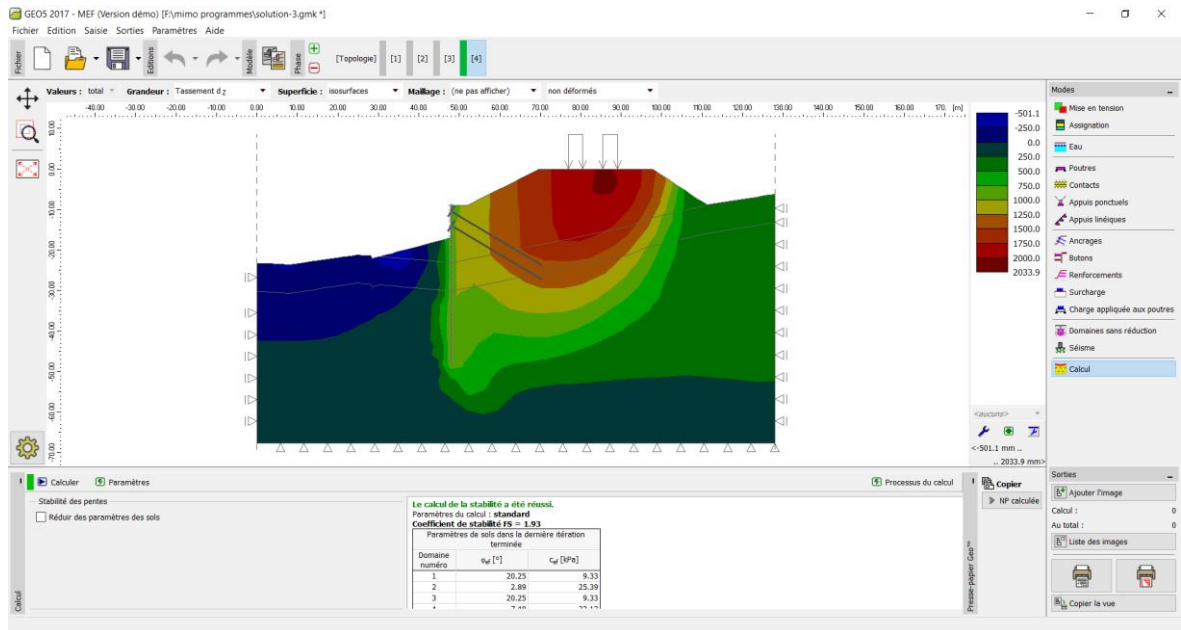


Figure 4.54: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d’ancrage) sans l’action sismique(MEF)

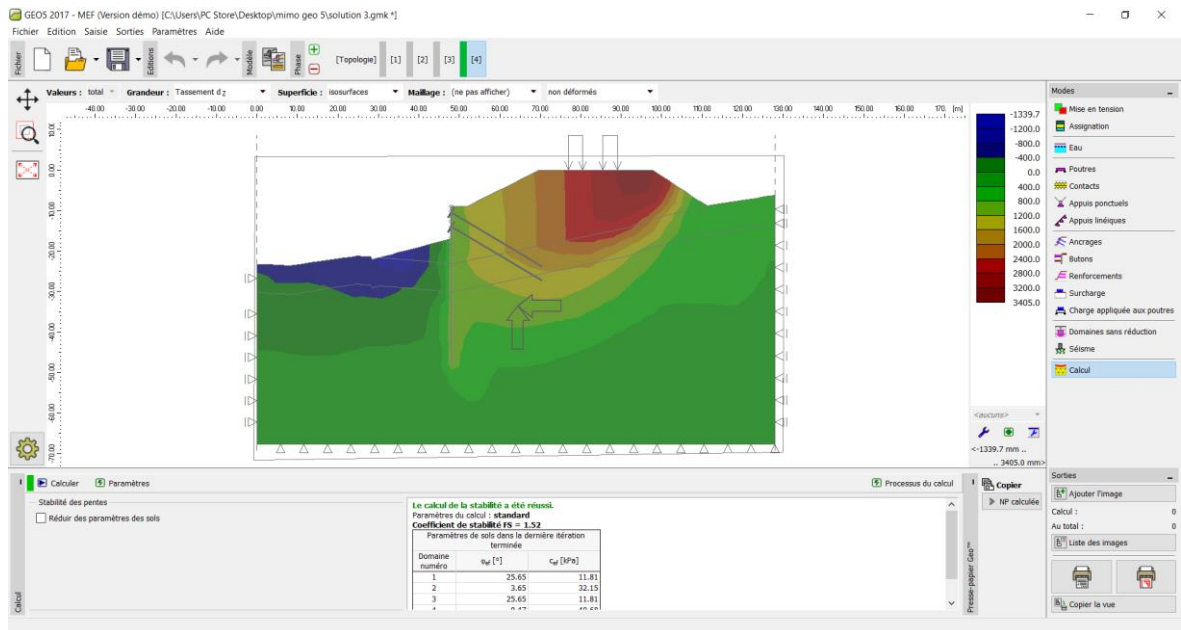


Figure 4.55: Résultat trouvé de calcul de stabilité au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d’ancrage) avec l’action sismique(MEF)

4.9.2.2 Calcul de tassement

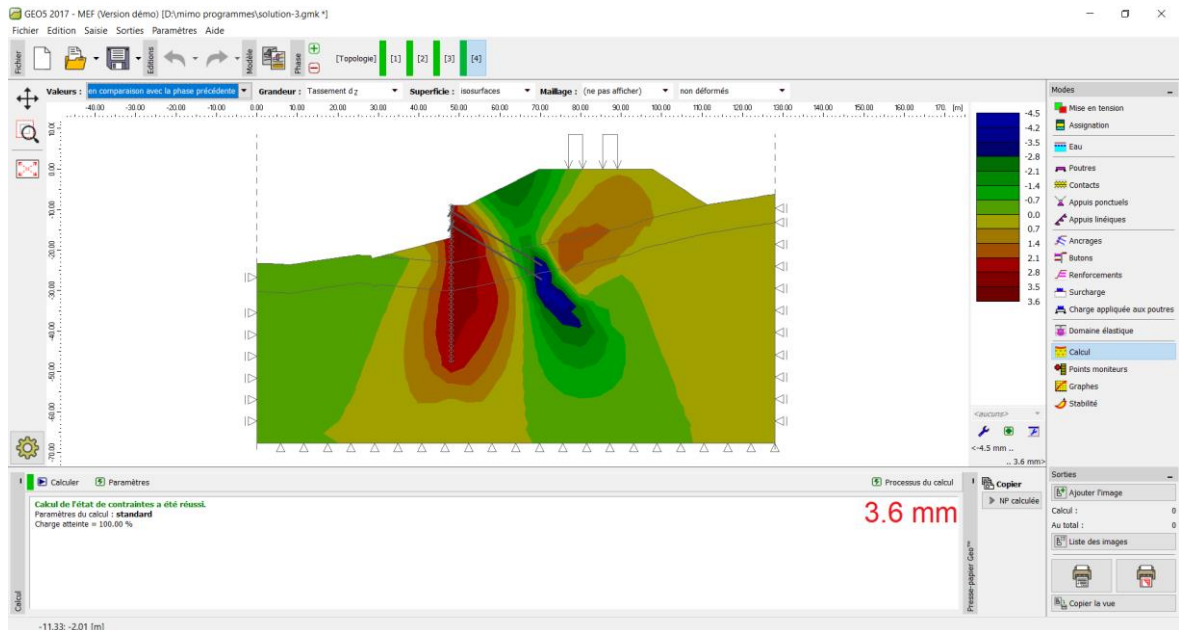


Figure 4.56: Résultat trouvé de calcul de tassement au niveau de PK 29+760 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d'ancrage)

Remarque

Pour éviter que le sol ne glisse dans l'espace entre les pieux, nous avons ajouté une couche de béton projeté.

4.10 Conclusion

Après avoir étudié les trois différents modes de confortement des glissements, nous avons remarqué que sur le plan technique ces modes sont efficaces à des degrés plus ou moins différents, ils présentent des gains appréciables en ce qui concerne le coefficient de sécurité. Cette partie est la plus importante dans notre projet parce que notre but est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement.

**CHAPITRE 05 : COMPARAISON
TECHNICO-ECONOMIQUE ENTRE
TOUS LES SOLUTIONS**

Chapitre 5

Comparaison technico-économique entre tous les solutions

5.1 Introduction

Dans l'objectif de choisir la meilleure solution pour le problème de l'instabilité de notre site, nous allons effectuer une comparaison technico-économique, pour avoir une idée sur le choix convenable de la variante à utiliser, on va tenir compte de manière globale de ces deux critères :

- aspect qualitatif : avantages et inconvénients de chaque solution.
- le cout de réalisation.

5.2. Comparaison technique entre les trois solutions

5.2.1. Soutènement par pieux

Avantage

- une très courte durée de la réalisation.
- ne perturbe pas l'état de contraintes initiales dans le sol.
- la quantité de terre déplacée est moindre.
- pas de dérangement de la circulation routière pendant les travaux.
- elle garde la topographie naturelle du site.
- n'a pas besoin ni de remplissage ni de maintenance

Inconvénients

- relativement cher à réaliser.
- Exécution complexe et difficile (la nécessité du matériel spécial).

5.2.2. Soutènement par paroi moulée

Avantage

- les parois moulées permettent de créer une enceinte relativement étanche
- la paroi est très rigide, ce qui limite grandement les déplacements en tête.
- aucune vibration n'est engendrée
- la durabilité de la paroi est importante si l'on respecte l'enrobage

Inconvénients :

- cette technique est très coûteuse
- une grande quantité de matériaux est employée
- la technicité de l'entreprise doit être très pointue
- les caractéristiques mécaniques et de durabilité du béton sont moindres (car le béton est coulé au contact du sol)

5.3. COMPARAISON ECONOMIQUE ENTRE LES TROIS SOLUTIONS

5.3.1. La première solution (deux files des pieux).

- Le prix du pieu est de 50.000 DA pour 1m.
- Le coût d'un pieu = la longueur du pieu * le prix de 1m.
- Le coût d'un file du pieu = (prix d'un pieu * nombre des pieux).

Tableau 5.1 : Le coût de la première file des pieux

Pk	Longueur (m)	Espacement	Prix unitaire DA (1m)	Prix d'un pieu (DA)	Nombre des pieux	Prix total (DA)
Tranché 1	20	2	50.000	1.000.000	5	5.000.000
Tranché 2	20	2	50.000	1.000.000	9	9.000.000
Tranché 3	25	2	50.000	1.250.000	10	12.500.000
Tranché 4	35	2	50.000	1.750.000	9	15.750.000
Tranché 5	35	2	50.000	1.750.000	10	17.500.000
Tranché 6	40	2	50.000	2.000.000	10	20.000.000
Tranché 7	40	2	50.000	2.000.000	10	20.000.000
Tranché 8	40	2	50.000	2.000.000	10	20.000.000
Tranché 9	40	2	50.000	2.000.000	9	18.000.000
Tranché 10	40	2	50.000	2.000.000	10	20.000.000
Tranché 11	32	2	50.000	1.600.000	10	16.000.000
Tranché 12	32	2	50.000	1.600.000	10	16.000.000
Tranché 13	22	2	50.000	1.100.000	6	6.600.000

Total : 196.350.000 DA

Tableau 5.2 : le coût de la deuxième file des pieux

Pk	Longueur (m)	Espacement	Prix unitaire DA (1m ²)	Prix d'un pieu (DA)	Nombre des pieux	Prix total (DA)
Tranché 1	25	2	50.000	1.250.000	22	27.500.000
Tranché 2	25	2	50.000	1.250.000	22	27.500.000
Tranché 3	25	2	50.000	1.250.000	16	20.000.000

Total : 75.000.000 DA

196.350.000 DA+75.000.000DA = **271.350.000 DA**

Le montant de La première solution (deux file des pieux) est : **271.350.000 DA**

5.3.2 La deuxième solution (parois moulée renforcée par des tirants d'ancrage)

- Le prix de la paroi moulée est de 70.000 DA pour 1m³.
- Le coût d'une paroi = volume de béton * le prix de 1m³.

Tableau 5.3 : le coût des parois

Pk	Longueur (m)	largeur (m)	Prix unitaire DA (1m ²)	Surface de la paroi (m ²)	Prix total (DA)
Tranché 1	17	25	70.000	425	29.750.000
Tranché 2	28	20	70.000	560	39.200.000
Tranché 3	28	20	70.000	560	39.200.000
Tranché 4	28	20	70.000	560	39.200.000
Tranché 5	28	20	70.000	560	39.200.000
Tranché 6	28	20	70.000	560	39.200.000
Tranché 7	28	20	70.000	560	39.200.000
Tranché 8	28	20	70.000	560	39.200.000
Tranché 9	28	20	70.000	560	39.200.000
Tranché 10	20	20	70.000	400	28.000.000
Tranché 11	10	25	70.000	250	17.500.000

Total : 388.850.000 DA

Tableau 5.4 : le coût des tirants d'ancrage qui ont renforcée les parois moulée

Les tirants	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix d'un tirant (DA)	Nombre des tirants	Prix total (DA)
Tirants 1	26	12.000	312.000	60	18.720.000

Total : 18.720.000 DA

Le montant de La deuxième solution (parois moulée pieux renforcée par des tirants d'ancrage) est : **407.570.000DA**

5.3.3 La troisième solution (une seule file des pieux renforcée par des tirants d'ancrage)

- Le prix du pieu est de 50.000 DA pour 1m.
- Le coût d'un pieu = la longueur du pieu * le prix de 1m.
- Le coût d'un file du pieu = (prix d'un pieu * nombre des pieux).

Tableau 5.5 : le coût de la file des pieux

Pk	Longueur (m)	Espacement	Prix unitaire DA (1m)	Prix d'un pieu (DA)	Nombre des pieux	Prix total (DA)
Tranché 1	20	2	50.000	1.000.000	5	5.000.000
Tranché 2	20	2	50.000	1.000.000	9	9.000.000
Tranché 3	25	2	50.000	1.250.000	10	12.500.000
Tranché 4	35	2	50.000	1.750.000	9	15.750.000
Tranché 5	35	2	50.000	1.750.000	10	17.500.000
Tranché 6	40	2	50.000	2.000.000	10	20.000.000
Tranché 7	40	2	50.000	2.000.000	10	20.000.000
Tranché 8	40	2	50.000	2.000.000	10	20.000.000
Tranché 9	40	2	50.000	2.000.000	9	18.000.000
Tranché 10	40	2	50.000	2.000.000	10	20.000.000
Tranché 11	32	2	50.000	1.600.000	10	16.000.000
Tranché 12	32	2	50.000	1.600.000	10	16.000.000
Tranché 13	22	2	50.000	1.100.000	6	6.600.000

Total : 196.350.000 DA

L'épaisseur de la couche de béton projeté sur les pieux est de 10cm

- Le prix du béton projeté est de 9.000 DA pour 1m³.

- Le coût du béton projeté = volume de béton * le prix de 1m³

Tableau 5.6 : Le coût du béton projeté

Béton projeté	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Nombre des vides entre les pieux	Prix total (DA)
Couche	8	9.000	59	339.840

Total : 339.840DA

Tableau 5.7 : le coût des tirants d'ancrage qui ont renforcée les pieux

Les tirants	Longueur (m)	Prix unitaire (DA)	Prix d'un tirant (DA)	Nombre des tirants	Prix total (DA)
Tirants 1	26	12.000	312.000	60	18.720.000
Tirants 2	26	12.000	312.000	60	18.720.000

Total : 37.440.000DA

Le montant de La troisième solution (une seule file des pieux renforcée par des tirants d'ancrage) **est 234.129.840DA**

196.350.000 DA +339.840 DA +37.440.000 DA = **217.254.000 DA**

Tableau 5.8: le montant total de chaque solution

Les solutions	Le montant total de la solution en DA
deux files des pieux	271.350.000
parois moulée renforcée par des tirants d'ancrage	407.570.000
une seule file des pieux renforcée par des tirants d'ancrage	234.129.840

5.4. Conclusion

Au terme de cette comparaison technico-financière des trois variante : nos deux variantes "paroi moulée renforcés avec une file de tirant "; "une rangé de pieux renforcés avec deux files de tirant ".et celle du B.E.T. "deux rangé de pieux sans tirant", nous pouvons conclure ce qui suit :

-sur le plan technique, les trois variantes donnent des coefficients de sécurité vérifiant la stabilité.

-sur le plan financier, les calculs que nous avons menés montrent que notre variant "une rangé de pieux renforcés avec deux files de tirant"est la plus économique, la différence entre cette variante est celle de B.E.T avoisine les 37MILLIONS dinars (soit 3.7 milliard de centimes) ; ce qui considérable !

Conclusion générale

Au terme de ce travail contenu dans ce mémoire, que nous avons réalisé en vue d'obtenir le diplôme de Master en géotechnique, et qui concerne le traitement et la stabilisation d'un glissement de terrain survenu sur le projet de déviation de la ville d'Azzazga, dans la wilaya de Tizi-Ouzou, nous concluons ce qui suit :

Après une étude bibliographique sur les glissements de terrain et les types d'ouvrage de soutènement et la présentation du site ainsi que la description du glissement, nous avons analysé et interprété l'étude géotechnique, réalisée au site étudié, dans le but de se renseigner, d'une part, sur les probables raisons du glissement et, d'autre part, d'avoir toutes les caractéristiques mécaniques et d'identification du sol ; chose qui nous a permis d'entamer le calcul des valeurs des coefficients de sécurité des différentes situations (sans ouvrage de soutènement, avec différents ouvrages de soutènement, le cas statique, le cas dynamique, ...).

Pour les causes du glissement, trois raisons sont probablement l'origine de ce glissement de terrain :

- La nature assez mauvaise du sol de la première couche ;
- La pente du terrain du site ;
- La surcharge appliquée par la route au-dessus du terrain ;
- Le ruissellement superficiel des eaux, principalement pluviales.

Nous avons, sur la base des résultats des coefficients de sécurité obtenus, proposé deux variantes de stabilisation du site : la première variante est "une file des pieux renforcés par des tirants d'ancrage" et deuxième consiste à la réalisation "d'une paroi moulée renforcée par des tirants d'ancrage". Ces deux variantes ont été comparées entre elles, sur le plan technico-économique, puis comparées à la troisième variante, proposée par le B.E.T., chargé de l'étude du glissement, à savoir "deux files de pieux renforcés par des tirants d'ancrage".

Sur le plan sécuritaire, les trois variantes assurent la stabilité du terrain. Par contre, sur le plan économique, le calcul financier a permis de dégager les montants relatifs à la réalisation de chacune des trois variantes et qui sont : 271.350.000 D.A. pour la variante du "B.E.T. : "deux files de pieux avec tirants", 407.570.000 D.A. pour notre 1^{ère} variante : "une paroi moulée avec tirants d'ancrage" et, 234.129.840 D.A. pour notre 2^{ème} variante : "une file des pieux avec tirants d'ancrage".

Sur la base de ces résultats du calcul financier, à travers lequel on peut constater une différence nette entre les coûts des trois variantes, nous pouvons conclure que notre 1^{ère} variante : "une file de pieux renforcés par des tirants d'ancrage" est la meilleure économiquement

Enfin, nous voulons affirmer qu'à travers ce projet de fin d'études, outre la connaissance pratique de traitement des projets et les contacts humains avec les cadres d'entreprise, nous avons pu connaître et acquérir particulièrement la méthodologie de l'étude d'un glissement de terrain dans le domaine de la géotechnique et avoir une base sur laquelle nous pouvons nous appuyer au futur pour traiter les problèmes liés à ces phénomènes.

Références

[1]: **ASTRID Leutwiler**, Septembre 2009, Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication (DETEC), Office fédéral de l'environnement, Division Prévention des dangers.

[2]: Cornforth, D. H. Landslides in practice : investigation analysis, and remedial/ preventive option in soils. Wiley and Sons, Hoboken, USA. ISBN 0-471-67816-3. 2005.

[3]: **DJAMEL EDDINE Benouis** ; "étude d'un glissement de terrain par différentes méthodes" ; Mémoire d'ingénieur ; ingénieure d'état en génie civil option construction civil et Industriel 2010 ; université de Saida ; Page (13) ; (Alger).

[4]: **Dr .BOUAFIA Ali** (Janvier 2010), Génie Civil : conception et calcul des ouvrages géotechniques «cours et application », édition Page Bleu, Alger.

[5]: **D. REMAUD** << Développements récents en modélisation aux éléments finis 3D : apports pour l'ingénierie géotechnique>> REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 140-141 3e et 4e trimestres 2012

[6]: **FLAVIGNY Etienne** (2019), Les glissements de terrain, Encyclopédie de l'Environnement, [en ligne ISSN 2555-0950] url : <https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/glissements-de-terrain/>.

[7]: **GERARD Philipponnat** (Fondation et ouvrages en terres)) Edition Eyrolles 402p, 1987

[8]: **HAMZA-CHERIF Riad**, Mémoire Magister en Génie Civil. Thème : Etude Des Mouvements De Pentes Par Le Code De Calcul "Pfc2d". Université Abou-Bekr Belkaid (Tlemcen). 2009.

[9]: **KHELIL Nassim, SENAD Bilal** : mémoire de fin d'étude « Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements MEZGHITANE (JIJEL) » juin 2014 université Abderrahmane Mira de Bejaia.

[10] : **P. Melquiot** : 1.001 Mots et abréviations de l'environnement et du développement durable .éditeur RECYCONSULT.192 pages

[11] : **Varnes, D. J.** Slope movement types and processes. In Schuster, R. L. and Krizek, R. J., editors, Landslides : analysis and control, volume 176, pages 11{33. National Academic Press, Washington, USA. 1978.

ANNEXES

ANNEXES 1 : Coupe des sondages carottés

ANNEXES 2 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais SPT

ANNEXES 3 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais au laboratoire

ANNEXES 4 : Calcul de stabilité des remblais

ANNEXES 4.1 : Sans dispositions spécifiques

ANNEXES 4.1.1 : Calcul analytique

ANNEXES 4.1.2 : Calcul MEF

ANNEXES 4.2 : Avec confortement "deux files de pieux"

ANNEXES 4.2.1 : Calcul analytique

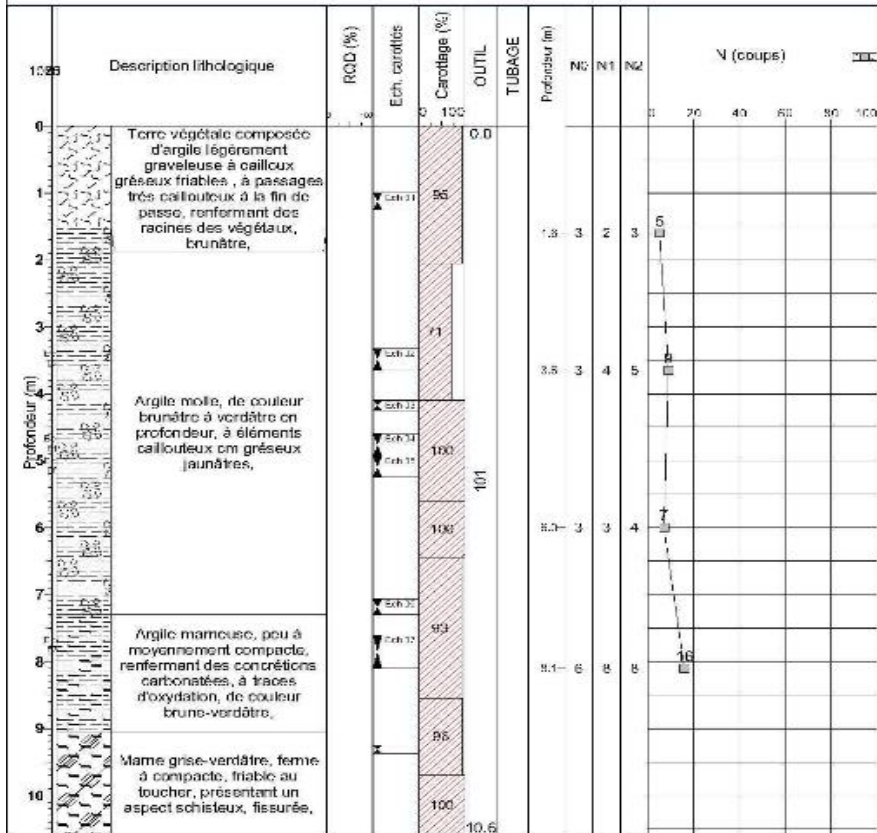
ANNEXES 4.2. 2: Calcul MEF

ANNEXES 4.3 : Avec confortement "parois moulée renforcé avec des tirants d'ancrage"

ANNEXES 4.4 : Avec confortement "une file de pieux renforcé avec des tirants d'ancrage"

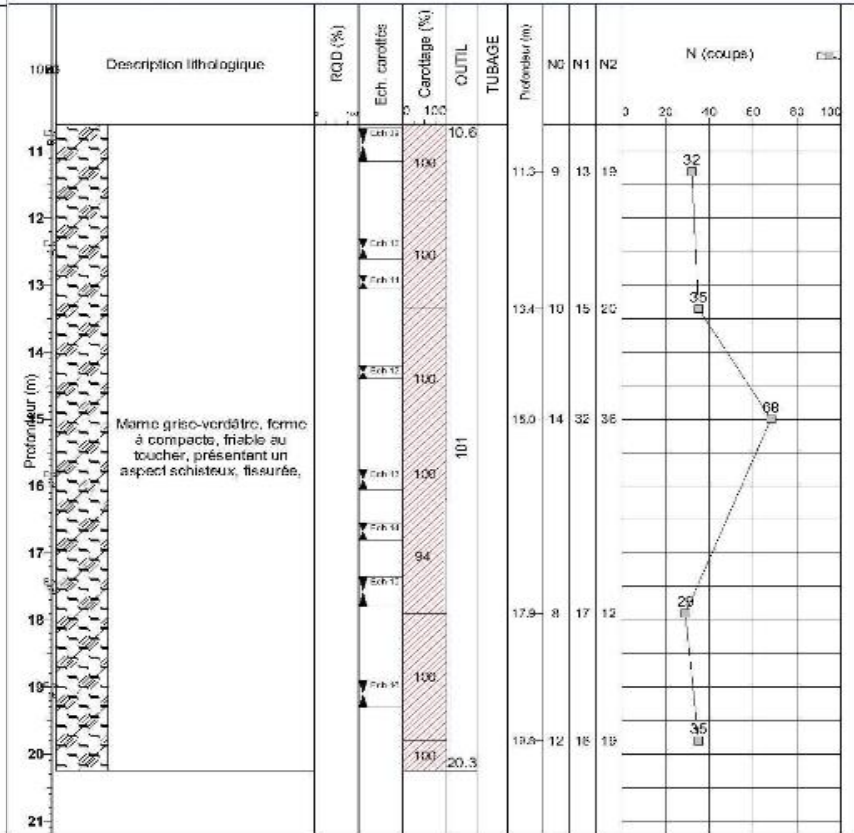
Forage : SC 1-1 PK 29+600

Client : ETRHB Type : SONDAGE CAROTTE
 Etude : Etude de la déviation d'Azzazga sur 8,5km-Etude complémentaire des deux zones de glissement Z: 369,103 m Date début: 12/11/2011
 X: 849515,28 Date fin: 14/11/2011
 Y: 385554,495 Profondeur: 20,25 m
 Niveau d'eau: 2,10 m Echelle : 1 / 60 Page: 1 / 2



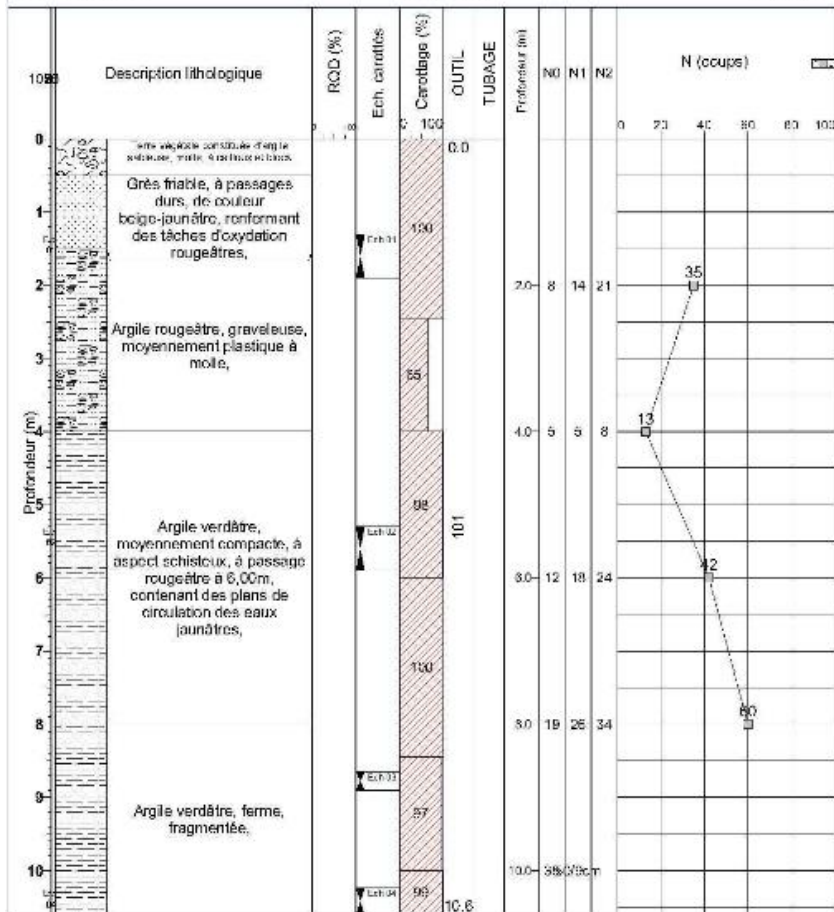
Forage : SC 1-1 PK 29+600

Client : ETRHB Type : SONDAGE CAROTTE
 Etude : Etude de la déviation d'Azzazga sur 8,5km-Etude complémentaire des deux zones de glissement Z: 369,103 m Date début: 13/11/2011
 X: 849515,28 Date fin: 14/11/2011
 Y: 385554,495 Profondeur: 20,25 m
 Niveau d'eau: 2,10 m Echelle : 1 / 60 Page: 2 / 2



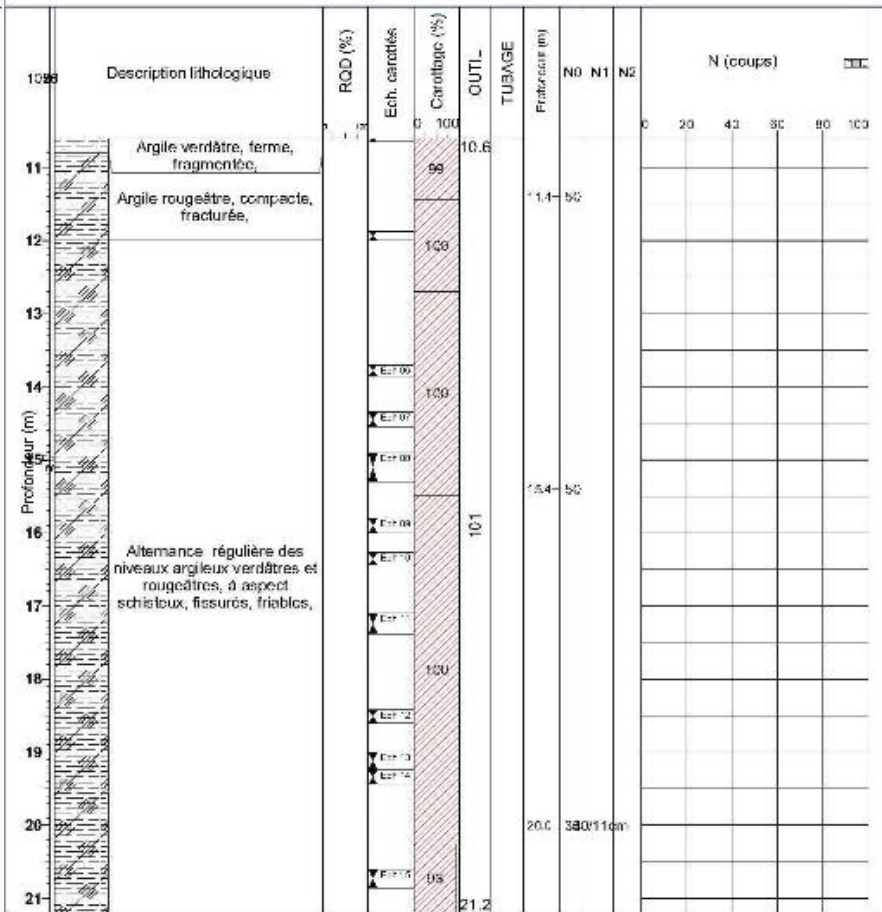
Forage : SC 1-2 PK 29+746

Cliant : ETRHB Type : SONDAGE CAROTTE
 Etude : Etude de la déviation d'Azzazga sur 8,5km-Etude complémentaire des deux zones de glissement Z: 407,021 m Date début: 15/11/2011
 X: 649753,816 Date fin: 16/11/2011
 Remarque : Y: 385471,116 Profondeur: 30,48 m
 Niveau d'eau: 3.50m Echelle: 1/80 Page: 1/3



Forage : SC 1-2 PK 29+746

Cliant : ETRHB Type : SONDAGE CAROTTE
 Etude : Etude de la déviation d'Azzazga sur 8,5km-Etude complémentaire des deux zones de glissement Z: 407,021 m Date début: 15/11/2011
 X: 649753,816 Date fin: 16/11/2011
 Remarque : Y: 385471,116 Profondeur: 30,48 m
 Niveau d'eau: 3.50m Echelle: 1/80 Page: 2/3



Dossier: 015-GEO-PR-2011

Site : ZONE 01

Forage : SC 1-2

PK 29+746

Client : ETRHB

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : Etude de la déviation d'Azzagga sur 8,5km-Etude complémentaire des deux zones de glissement

Z: 407,021 m

Date début: 15/11/2011

X: 649753,816

Date fin : 16/11/2011

Y: 385471,116

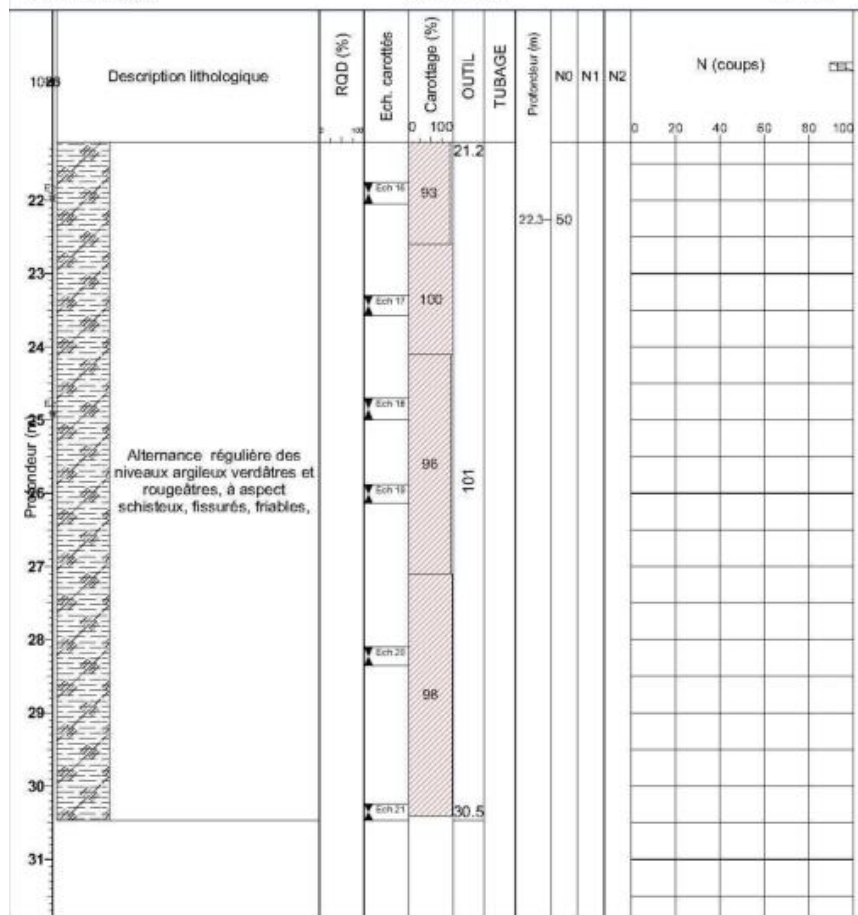
Profondeur : 30,46 m

Remarque :

Niveau d'eau: 3,50m

Echelle : 1 / 60

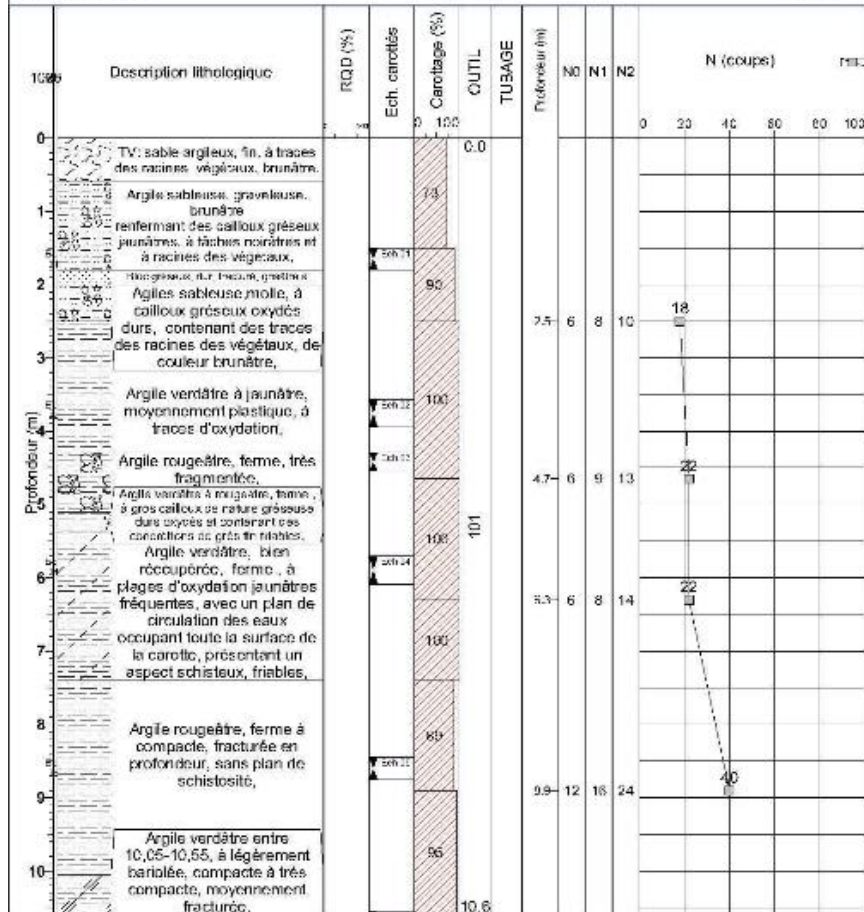
Page: 3 / 3



Forage : SC 1-3 PK 29+742

Cliant : ETRHB Type : SONDAGE CAROTTE
 Etude : Etude de la déviation d'Azzazga sur 8,5km-Etude complémentaire des deux zones de glissement Z: 379,338 m Date début: 20/11/2011 X: 649649,087 Date fin: 21/11/2011 Y: 385554,29 Profondeur : 19,81 m

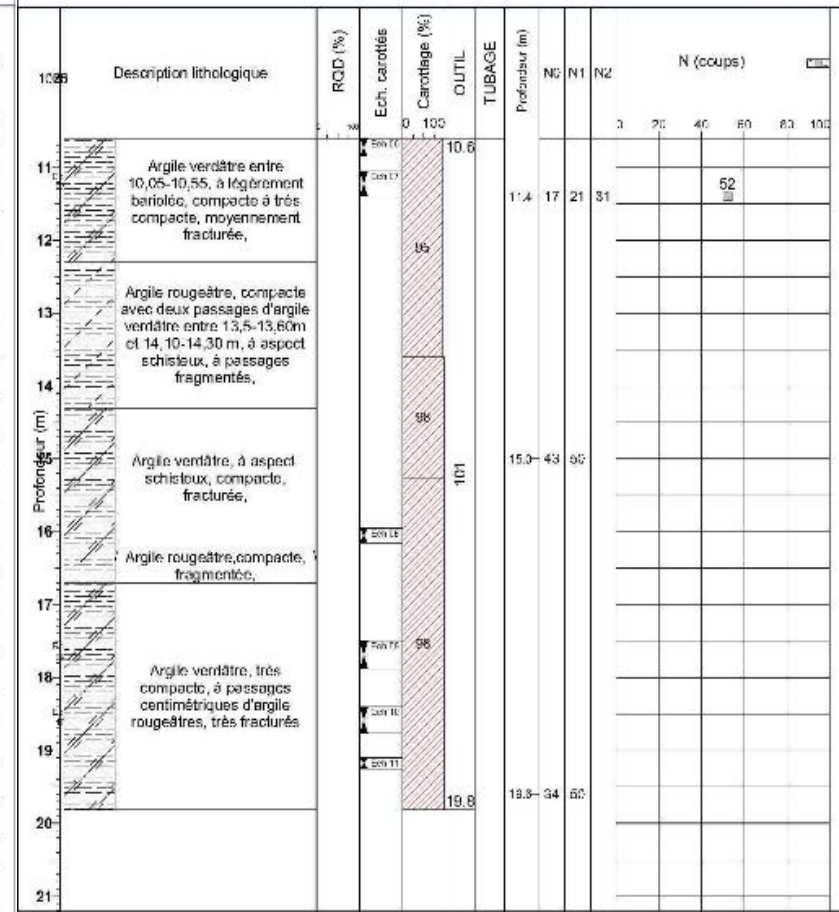
Niveau d'eau: 4.60m Echelle: 1/60 Page: 1/2



Forage : SC 1-3 PK 29+742

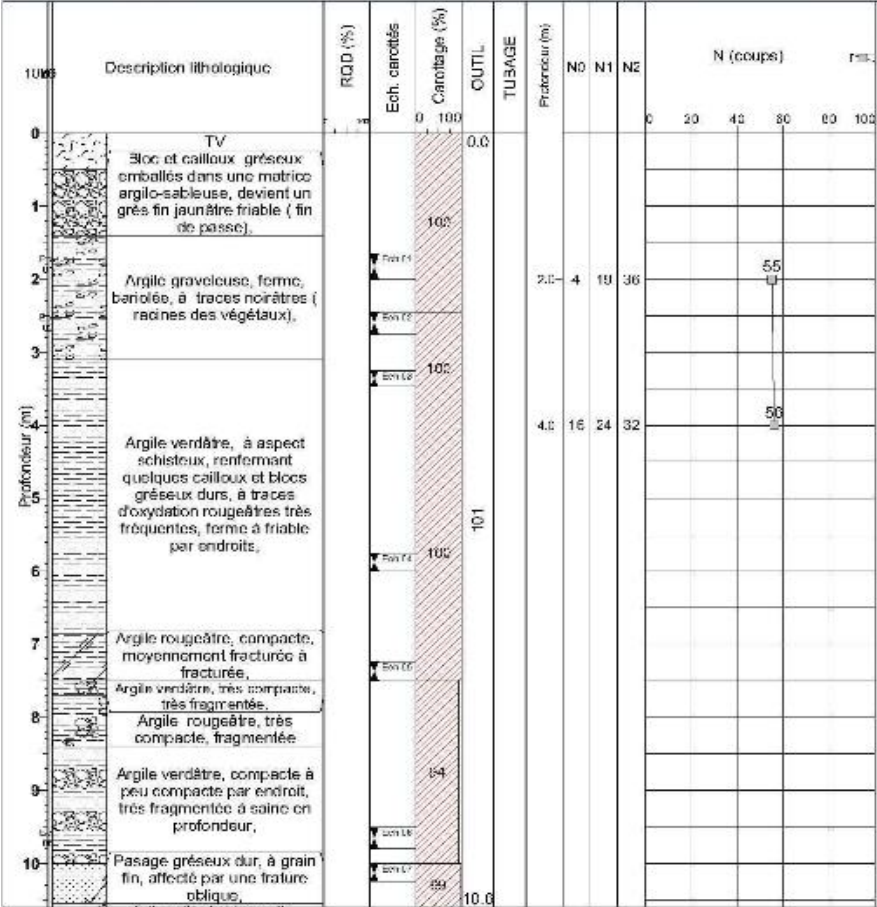
Cliant : ETRHB Type : SONDAGE CAROTTE
 Etude : Etude de la déviation d'Azzazga sur 8,5km-Etude complémentaire des deux zones de glissement Z: 379,338 m Date début: 20/11/2011 X: 649649,087 Date fin: 21/11/2011 Y: 385554,29 Profondeur : 19,81 m

Niveau d'eau: 4.60m Echelle: 1/60 Page: 2/2



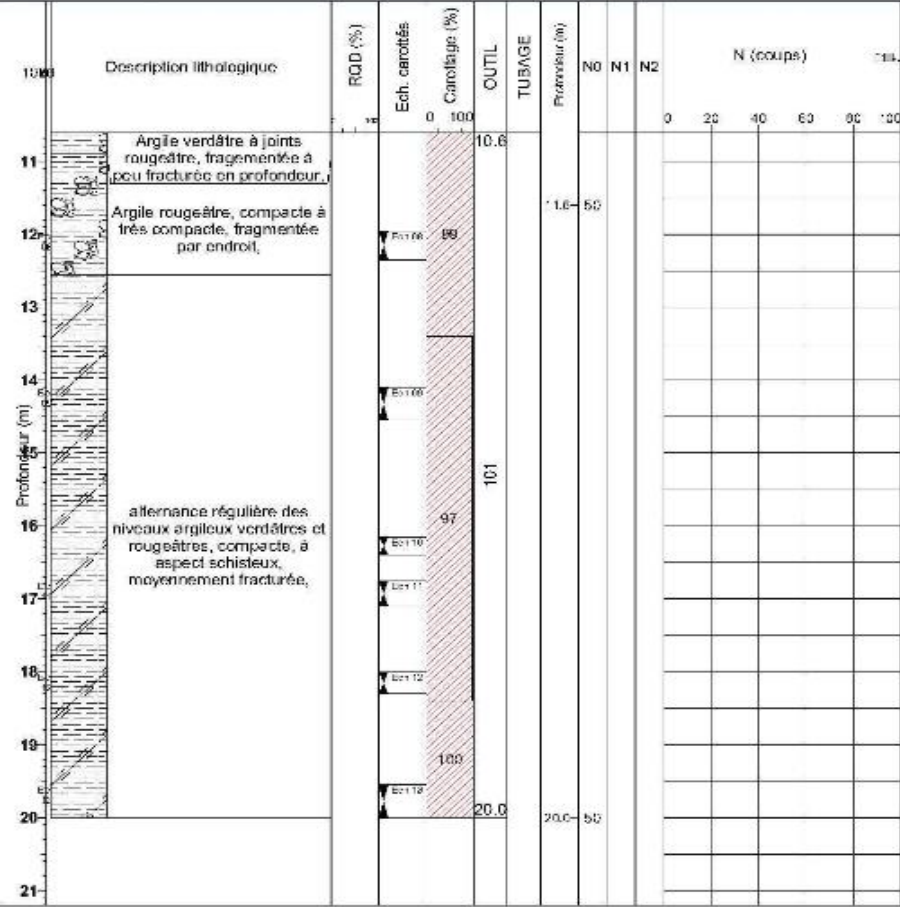
Forage : SC 1-4 PK 29+720

Client : ETRHB Type : SONDAGE CAROTTE
 Etude : Etude de la déviation d'Azzagga sur 8,5km-Etude complémentaire des deux zones de glissement Z: 389,856 m Date début: 17/11/2011
 X: 649697,578 Date fin: 19/11/2011
 Remarque : Y: 385529,419 Profondeur: 20,00 m
 Niveau d'eau: 4.20m Echelle: 1/50 Page: 1/2



Forage : SC 1-4 PK 29+720

Client : ETRHB Type : SONDAGE CAROTTE
 Etude : Etude de la déviation d'Azzagga sur 8,5km-Etude complémentaire des deux zones de glissement Z: 389,856 m Date début: 17/11/2011
 X: 649697,578 Date fin: 19/11/2011
 Remarque : Y: 385529,419 Profondeur: 20,00 m
 Niveau d'eau: 4.20m Echelle: 1/50 Page: 2/2



ANNEXES 2 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais SPT

Sondage N°	Profondeur d'essai	N0	N1	N2	N
SC 1-1	01.60-2.05	3	2	3	5
	03.65-04.10	3	4	5	9
	06.00-06.45	3	3	4	7
	08.10-08.55	6	8	8	16
	11.30-11.75	9	13	19	32
	13.35-13.80	10	15	20	35
	15.00-15.45	14	32	36	68
	17.90-18.35	8	17	12	29
	19.80-20.25	12	16	19	35
SC 1-2	02.00-2.45	8	14	21	35
	04.00-04.45	5	5	8	13
	06.00-06.45	12	18	24	42
	08.00-08.45	19	26	34	60
	10.00-10.45	35	50(9cm)		
	11.40-11.52	50(12 cm)			
	15.40-15.49	50(9 cm)			
	20.00-20.11	34	50(11 cm)		
	22.26-22.35	50(9 cm)			
SC 1-3	02.50-02.95	6	8	10	8
	04.65-05.10	6	9	13	22
	06.30-06.75	6	8	14	22
	08.90-09.35	12	16	24	40
	11.40-11.85	17	21	31	52
	15.00-15.26	43	50(26 cm)		
	19.60-19.86	34	50(26 cm)		
SC 1-4	02.00-02.45	4	19	36	55
	04.00-04.45	16	24	32	56
	11.60-11.65	50(5 cm)			
	20.00-20.02	50(2 cm)			

ANNEXES 3 Tableau récapitulatif des résultats d'essais au laboratoire



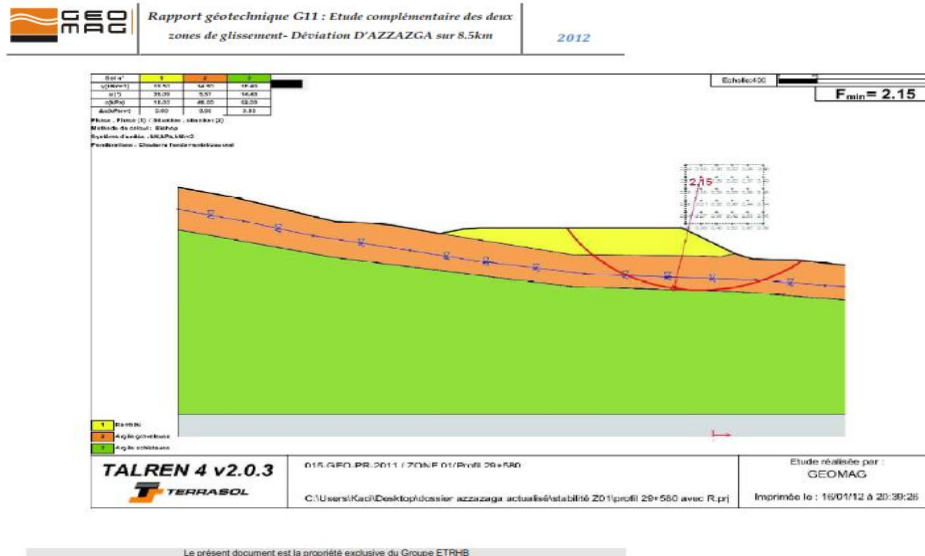
RESULTATS D'ESSAIS AU LABORATOIRE														
Déviation d'Azzaza- Etude complémentaire de la zone N°01														
Sondage N°	SC1-3							SC1-4						
Profondeur (m)	8,45-8,75	11,05-11,40	15,95-16,14	17,50-17,88	18,40-18,77	2,45-2,75	3,25-3,47	5,75-6,00	7,24-7,50	9,50-9,80	11,95-12,33	14,10-14,51	18,00-18,30	
Nature lithologique														
Type d'échantillon		Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	
Teneur en eau pondérale	w [%]	11.9	16.88	ND	11.92	ND	16.55	23.39	17.49	ND	12.21	11.99	11.6	
Densité sèche	yd [t/m³]	1.84	1.84	ND	2.07	ND	1.82	1.57	1.67	ND	2.07	2.05	2.06	
Densité humide	yh [t/m³]	2.06	2.15	ND	2.31	ND	2.13	1.94	1.96	ND	2.33	2.3	2.3	
Degré de saturation	Sr [%]	68.75	97.51	ND	100	ND	92.41	87.73	76.58	ND	100	100	100	
Granulométrie	5mm	100	99.97	ND	100	ND	99.88	99.51	ND	ND	100	100	100	
	2mm	99.28	98.11	ND	100	ND	99.75	98.55	ND	ND	99.33	99.79	99.7	
	0,08mm	79.83	66.34	ND	92.16	ND	74.45	71.82	ND	ND	60.99	78.35	66.55	
Sédimentométrie	25µm	73.00	61.00	ND	85.00	ND	70.00	66	ND	ND	51.4	73.00	63.00	
	2µm	38.9	34.00	ND	36.00	ND	45.5	35.9	ND	ND	20.7	38.2	32.3	
Limites d'Atterberg	WI	51.54	52.52	ND	55.42	ND	50.91	58.7	ND	ND	54.77	45.39	49.60	
	Ip	25.06	26.06	ND	27.06	ND	24.48	30.43	ND	ND	27.74	22.78	23.17	
Essai de Cisaillement à la boîte (UU)	C [bars]	ND	ND	ND	ND	ND	0.78	ND	0.79	NR	NR	5.56	ND	
	φ [°]	ND	ND	ND	ND	ND	29.36	ND	37.86	NR	NR	30.7	ND	
Essai de Cisaillement à la boîte (CD)	C [bars]	0.06	NR	NR	NR	NR	ND	ND	ND	ND	NR	NR	3.57	
	φ [°]	24.74	NR	NR	NR	NR	ND	ND	ND	ND	NR	NR	29.68	
Essai oedométrique	Pc	NR	ND	ND	NR	ND	ND	ND	3.42	ND	ND	ND	ND	
	Cc	NR	ND	ND	NR	ND	ND	ND	19.16	ND	ND	ND	ND	
	Cg	NR	ND	ND	NR	ND	ND	ND	6.36	ND	ND	ND	ND	
Résistance à la compression simple	RCS	ND	1.25	NR	10.58	9.41	ND	ND	ND	ND	19.7	ND	8.52	
Sulfates	SO4- [%]	ND	0	ND	0	ND	ND	0.82	ND	ND	0	ND	0	
Chlorures	Cl [%]	ND	0.21	ND	0	ND	ND	0.1	ND	ND	0	ND	0.14	
Carbonates	Ca CO3 [%]	ND	0	ND	4.05	ND	ND	0	ND	ND	2.7	ND	2.71	
Ph		ND	ND	ND	ND	ND	ND	7.26	ND	ND	ND	ND	ND	



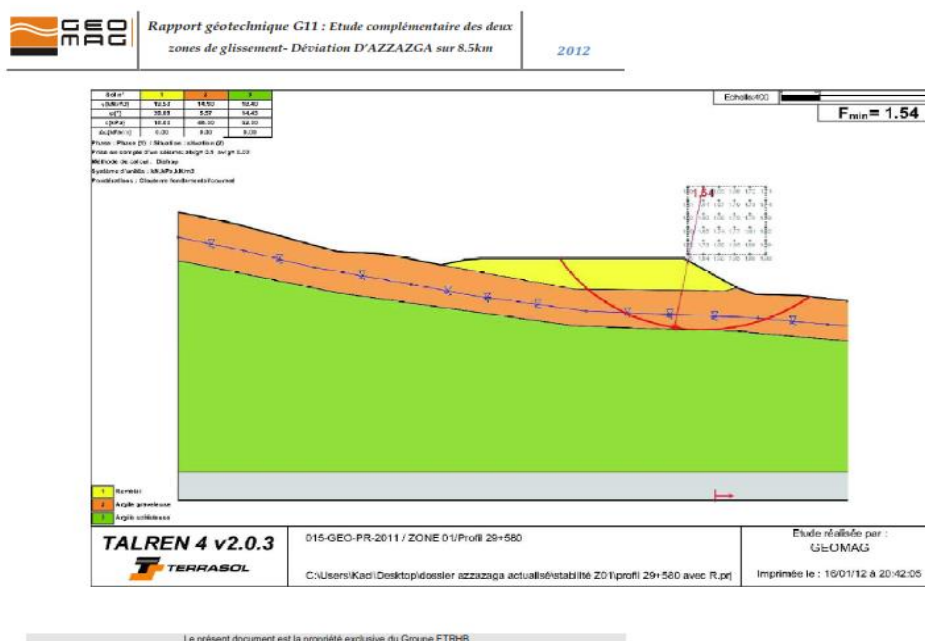
RESULTATS D'ESSAIS AU LABORATOIRE															
Déviation d'Azzaza- Etude complémentaire de la zone N°01															
Intitulé du projet	Sondage N°	SC1-1					SC1-2					SC1-3			
		Profondeur (m)	3,32-3,65	4,60-4,95	7,60-8,10	10,65-11,14	12,30-12,60	15,75-16,05	17,35-17,80	1,55-1,90	5,30-5,90	8,65-8,90	11,87-12,00	14,90-15,20	21,75-22,00
Nature lithologique															
Type d'échantillon		Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact	Intact
Teneur en eau pondérale	w [%]	30.71	35.68	30.67	ND	17.35	ND	ND	13.15	18.24	12.52	ND	13.03	13.11	18.13
Densité sèche	yd [t/m³]	1.49	1.37	1.41	ND	1.73	ND	ND	1.86	1.67	1.98	ND	2.00	2.00	1.71
Densité humide	yh [t/m³]	1.94	1.86	1.85	ND	2.03	ND	ND	2.11	1.97	2.23	ND	2.26	2.27	2.03
Degré de saturation	Sr [%]	100	99.85	90.78	ND	83.57	ND	ND	56.63	79.86	62.29	ND	100	100	90.84
Granulométrie (passants)	5mm [%]	ND	98.58	94.75	ND	99.22	ND	ND	99.82	100	ND	ND	100	99.97	100
	2mm [%]	ND	98.88	93.48	ND	98.30	ND	ND	99.32	99.71	ND	ND	99.3	94.88	99.4
	0,08mm [%]	ND	88.49	85.81	ND	91.28	ND	ND	77.45	85.4	ND	ND	59.05	48.71	74.49
Sédimentométrie	25µm [%]	ND	82.05	78.00	ND	84.00	ND	ND	74.00	80	ND	ND	53.5	43.7	70.0
	2µm [%]	ND	52.5	45.9	ND	33.80	ND	ND	52.5	49.5	ND	ND	23.9	14.2	37.8
Limites d'Atterberg	WI	ND	70.12	77.09	ND	71.96	ND	ND	51.42	58.65	51.63	ND	48.5	51.02	64.42
	Ip	ND	39.17	45.5	ND	40.65	ND	ND	24.43	30.38	25.03	ND	22.18	24.47	36.02
Essai de Cisaillement à la boîte (UU)	C [bars]	0.49	0.46	NR	NR	ND	ND	ND	2.04	0.69	NR	NR	NR	ND	0.8
	φ [°]	5.57	9.65	NR	NR	ND	ND	ND	11.14	23.24	NR	NR	NR	ND	24.66
Essai de Cisaillement à la boîte (CD)	C [bars]	ND	ND	NR	NR	ND	ND	NR	ND	0.22	NR	NR	NR	NR	NR
	φ [°]	ND	ND	NR	NR	ND	ND	NR	ND	27.8	NR	NR	NR	NR	NR
Essai oedométrique	Pe [bars]	2.58	ND	NR	NR	ND	ND	ND	3.52	3.96	NR	NR	NR	NR	3.43
	Cc [%]	31.38	ND	NR	NR	ND	ND	ND	13.21	17.18	NR	NR	NR	NR	16.85
	Cg [%]	9.07	ND	NR	NR	ND	ND	ND	3.37	4.99	NR	NR	NR	NR	4.53
Résistance à la compression simple	RCS [bars]	ND	ND	ND	2.23		ND	ND	ND	ND	NR	5.09	3.63	ND	ND
Sulfates	SO4- [%]	2.51	ND	ND	ND	ND	0	ND	ND	0	ND	ND	ND	0	0
Chlorures	Cl [%]	0.21	ND	ND	ND	ND	0	ND	ND	0.17	ND	ND	ND	0	0.17
Carbonates	Ca CO3 [%]	2.7	ND	ND	ND	ND	18.97	ND	ND	0	ND	ND	ND	4.05	0
Ph		7.1	ND	ND	ND	ND	7.7	ND	ND	7.44	ND	ND	ND	7.46	ND

- Matériau graveleux
- Matériau friable (sistieux)
- Echantillon fracturé en deux
- Quantité insuffisante
- Echantillon compacte

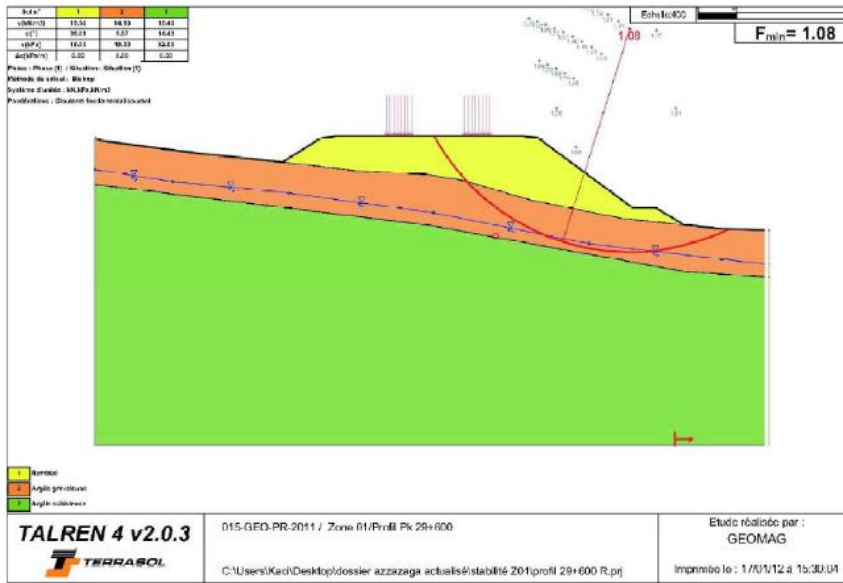
ANNEXES 4 : Calcul de stabilité des remblais
ANNEXES 4.1 : Sans dispositions spécifiques
ANNEXES 4.1.1 : Calcul analytique



Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+580 a l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)

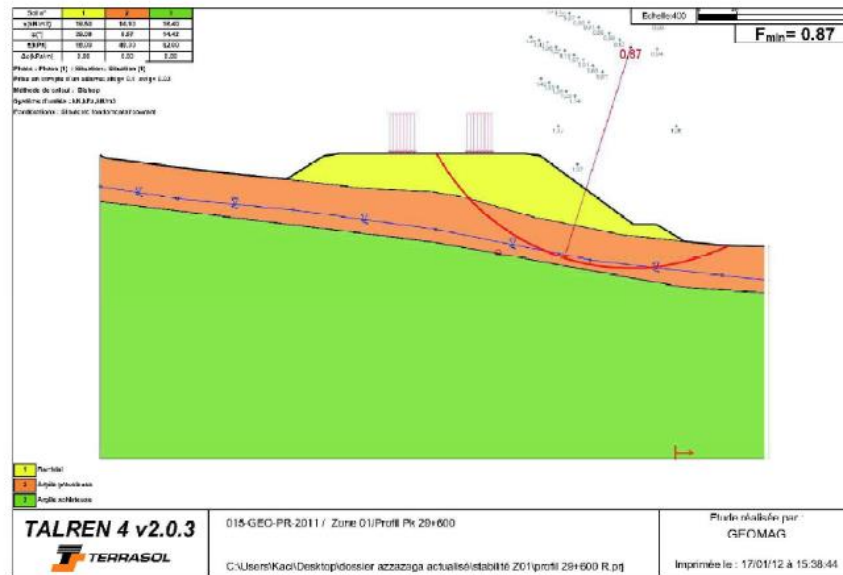


Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+580 a l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



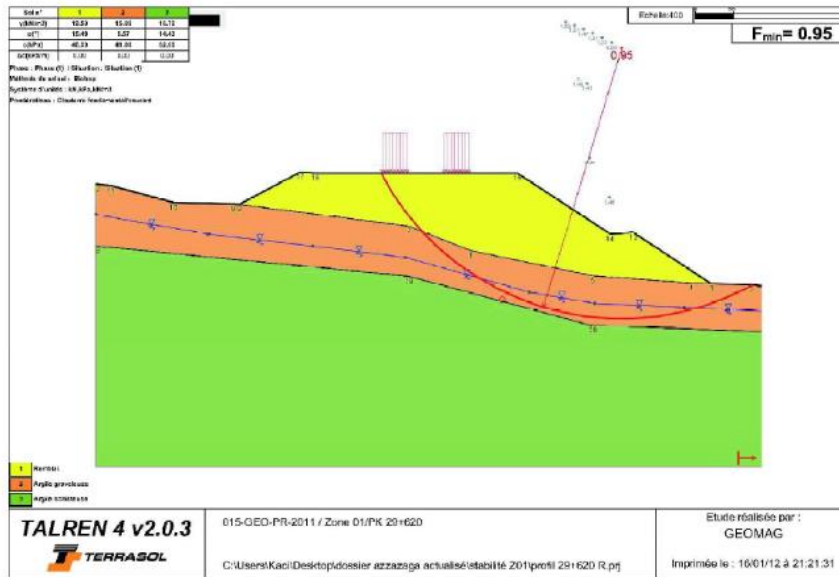
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



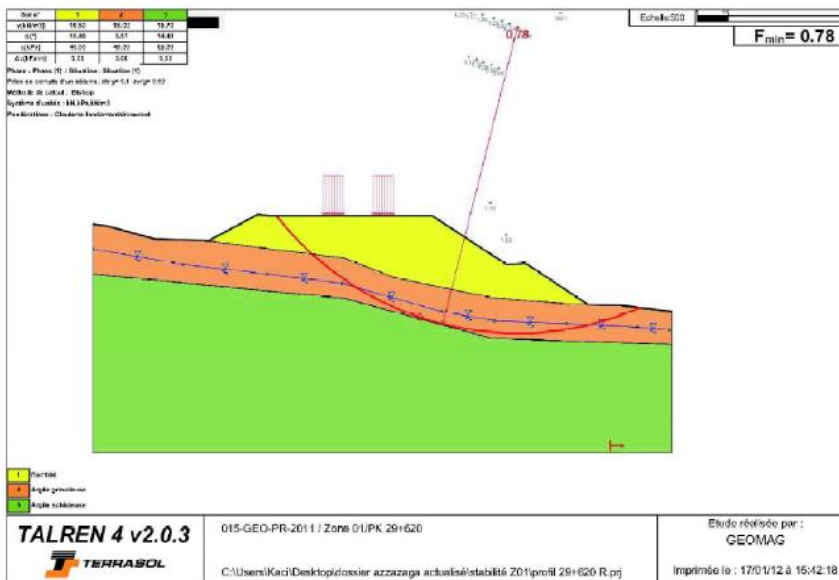
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



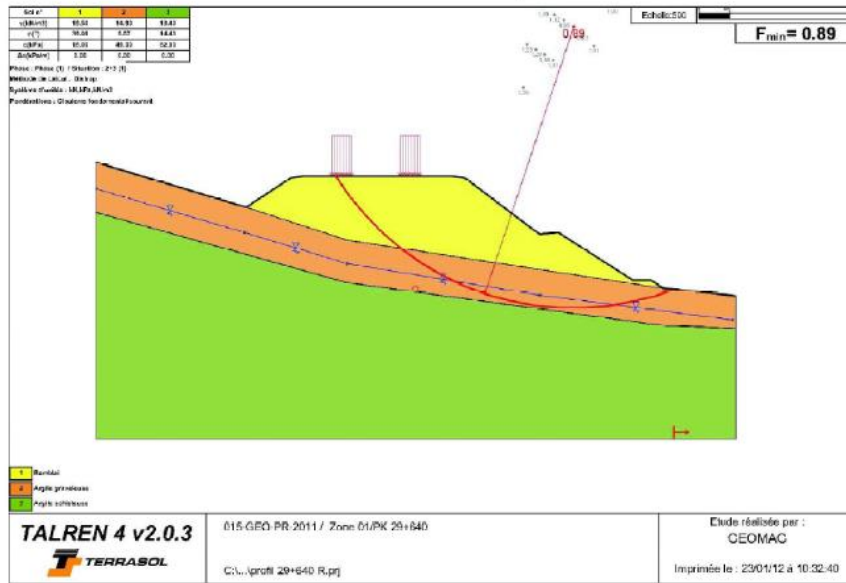
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



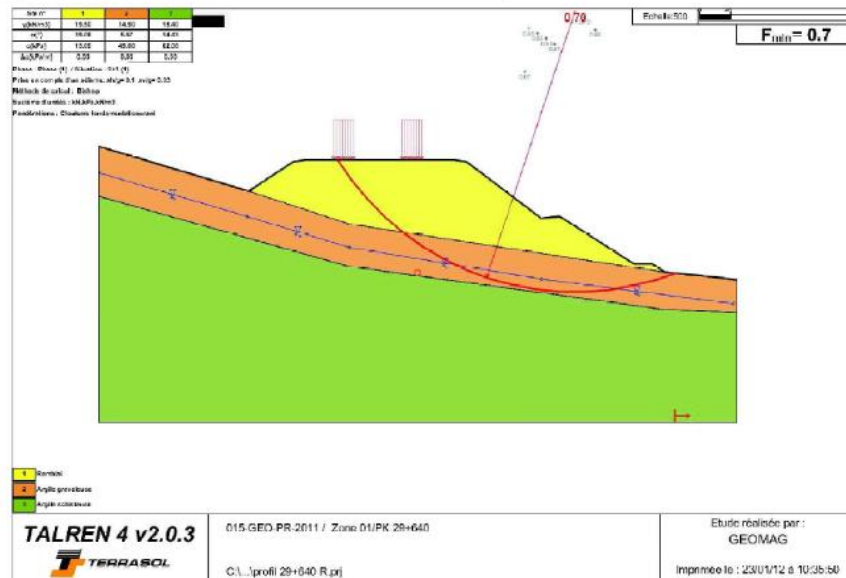
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



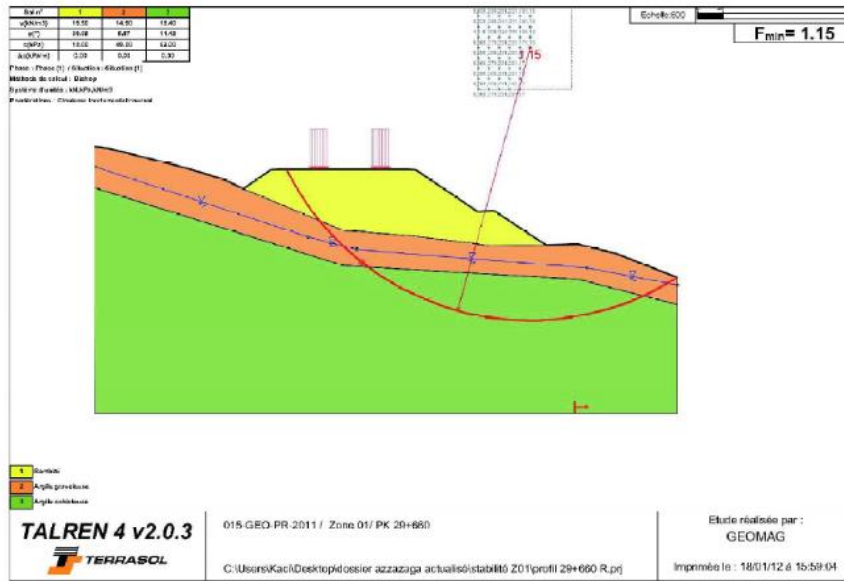
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 a l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



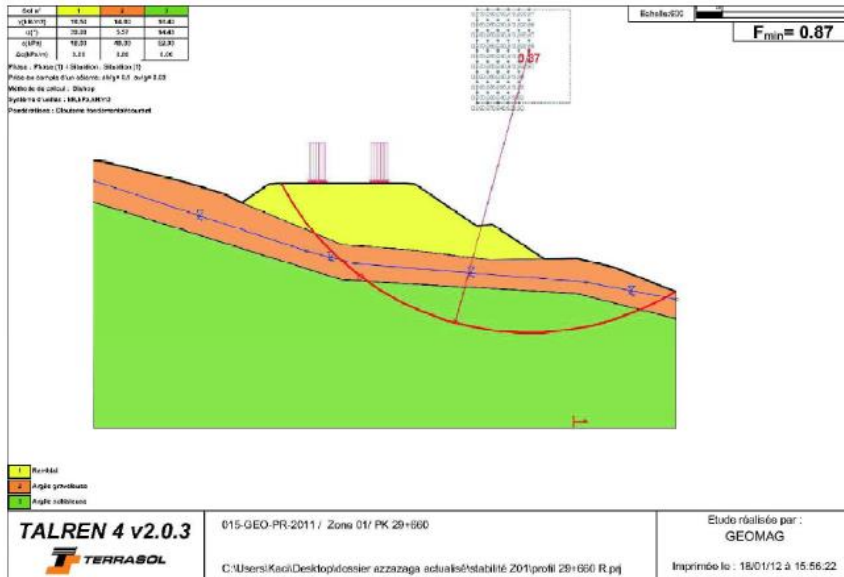
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 a l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



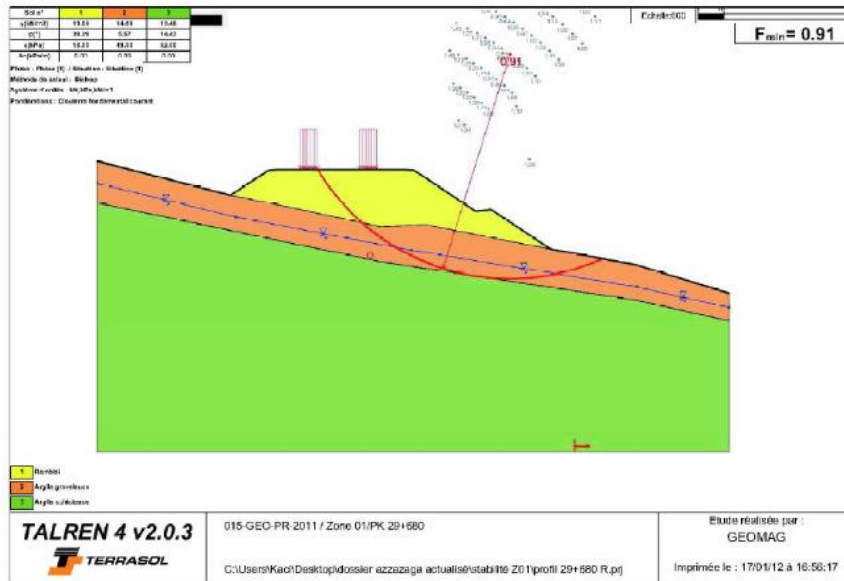
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



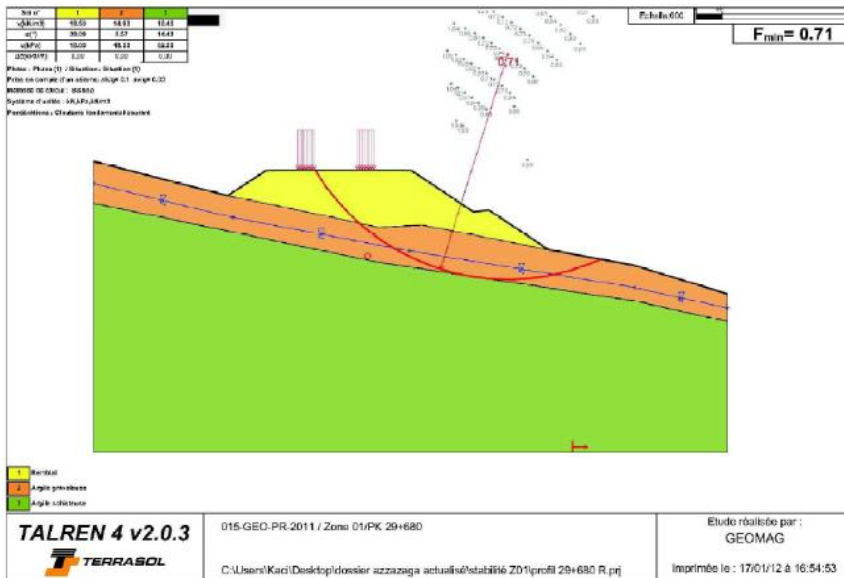
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



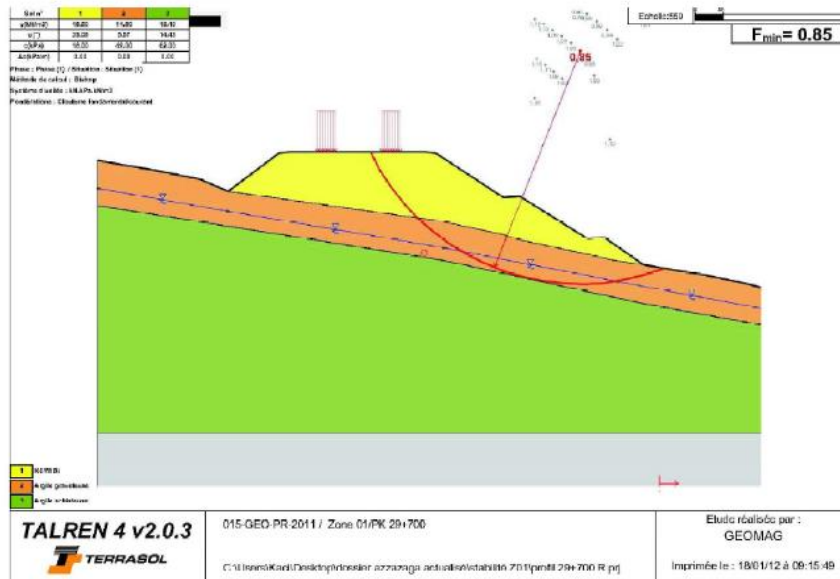
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+680 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



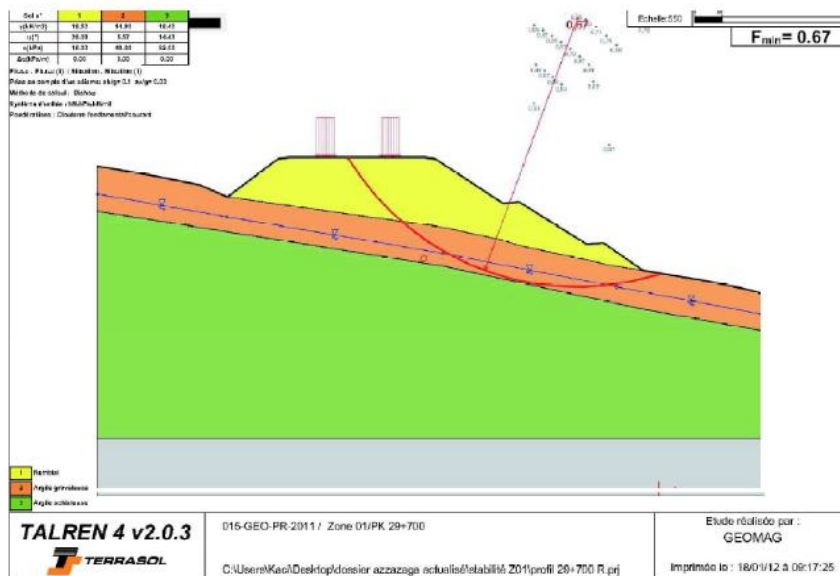
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+680 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



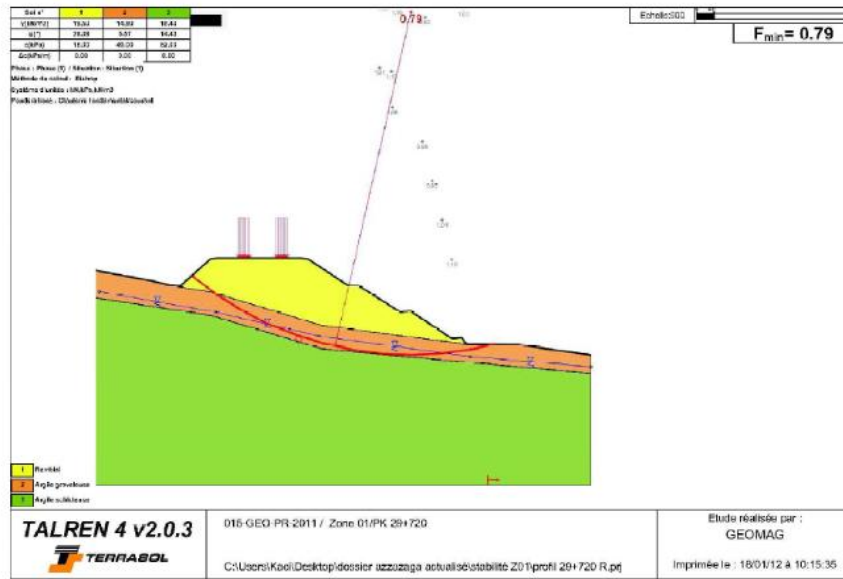
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



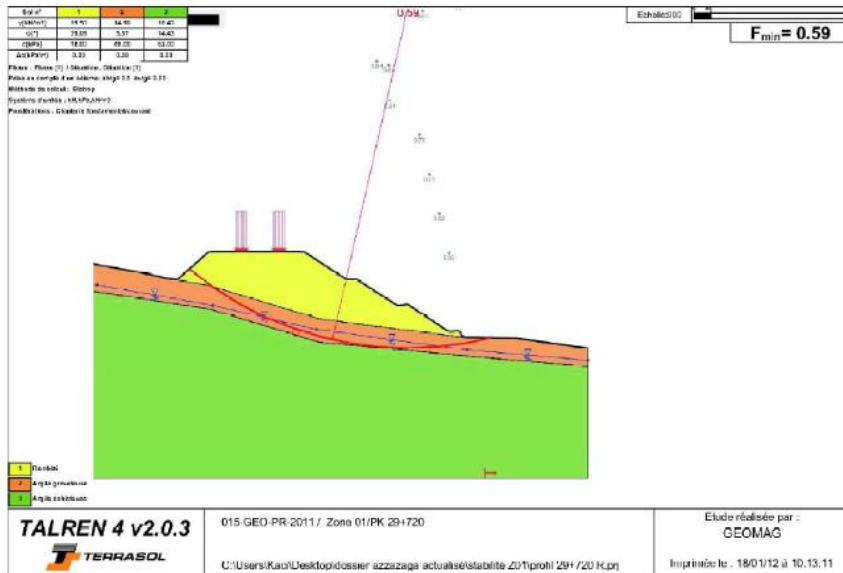
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



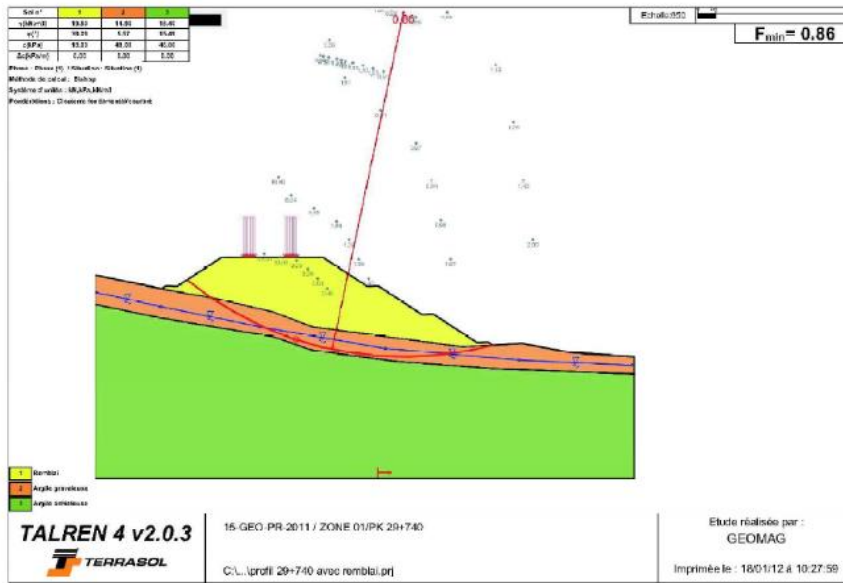
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+720 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



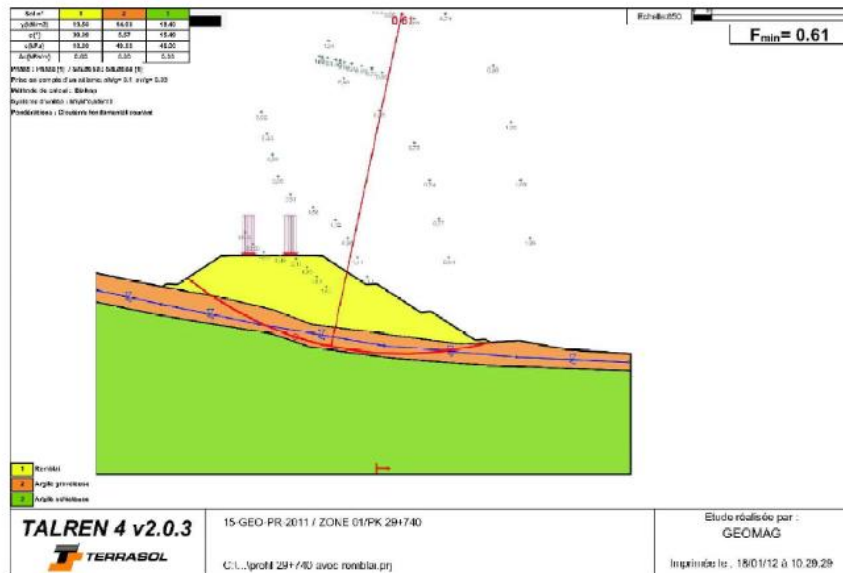
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+720 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



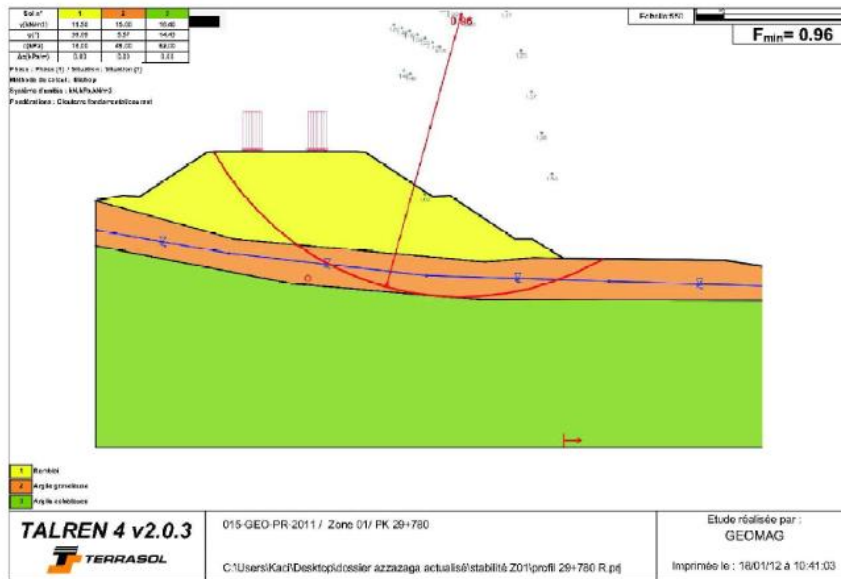
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



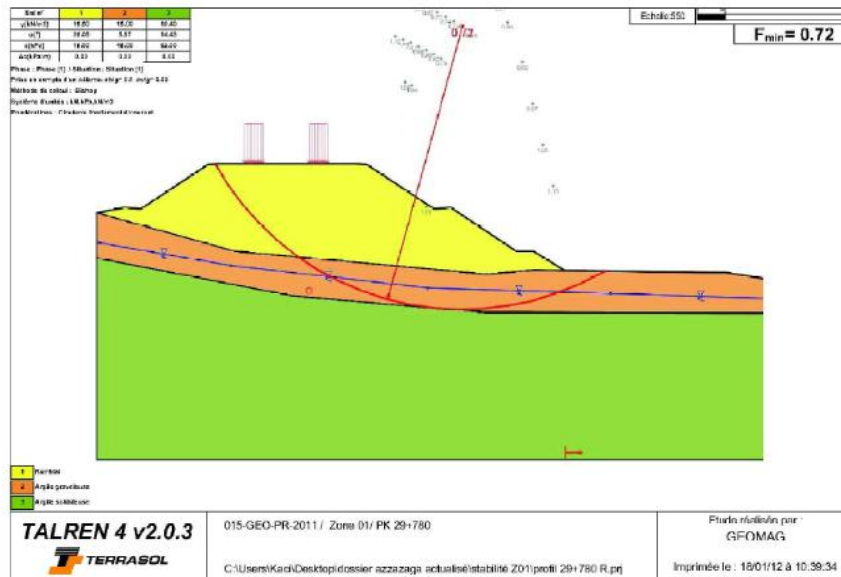
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



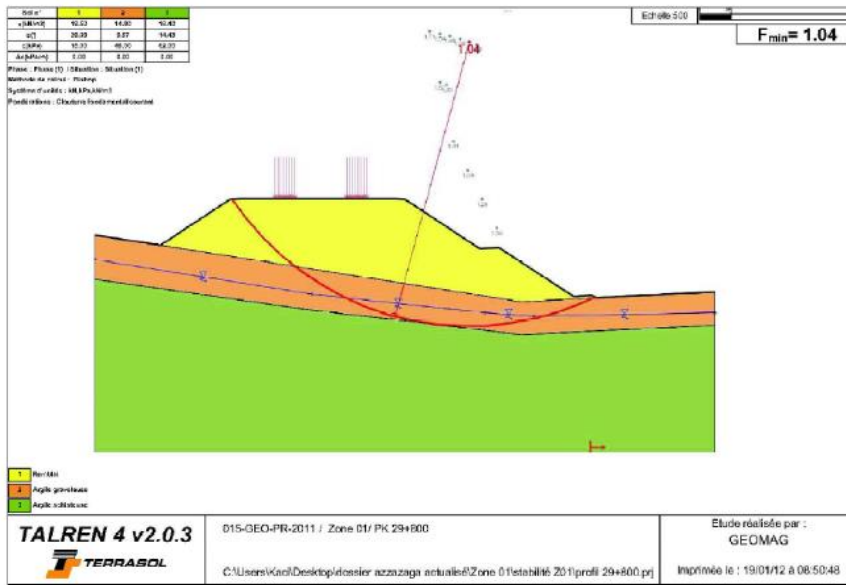
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



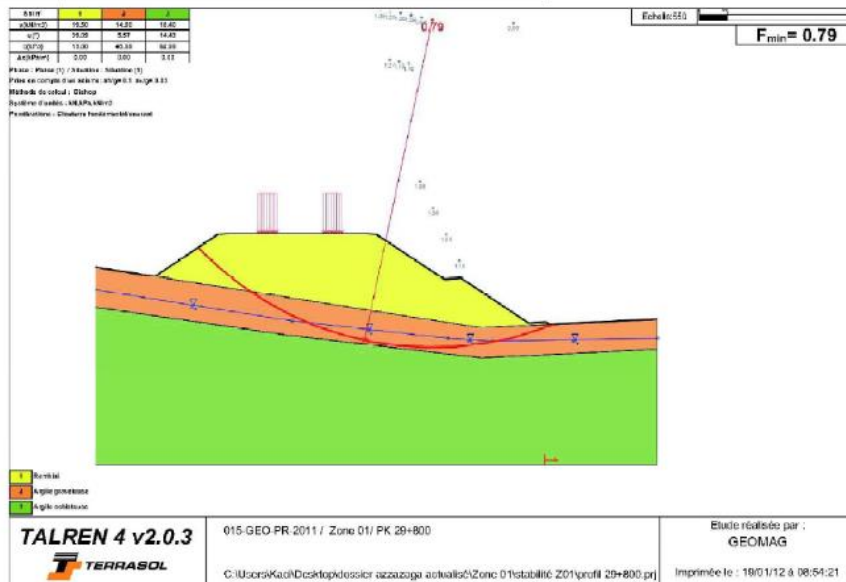
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



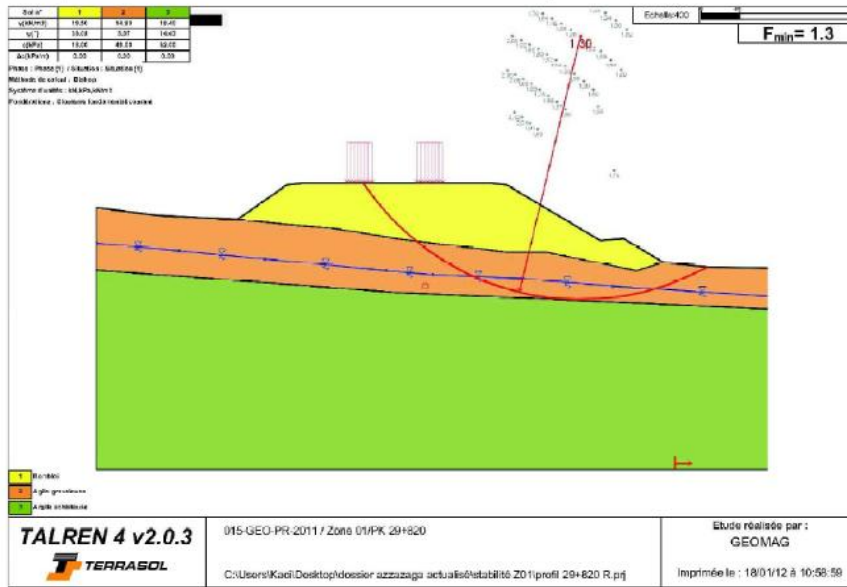
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



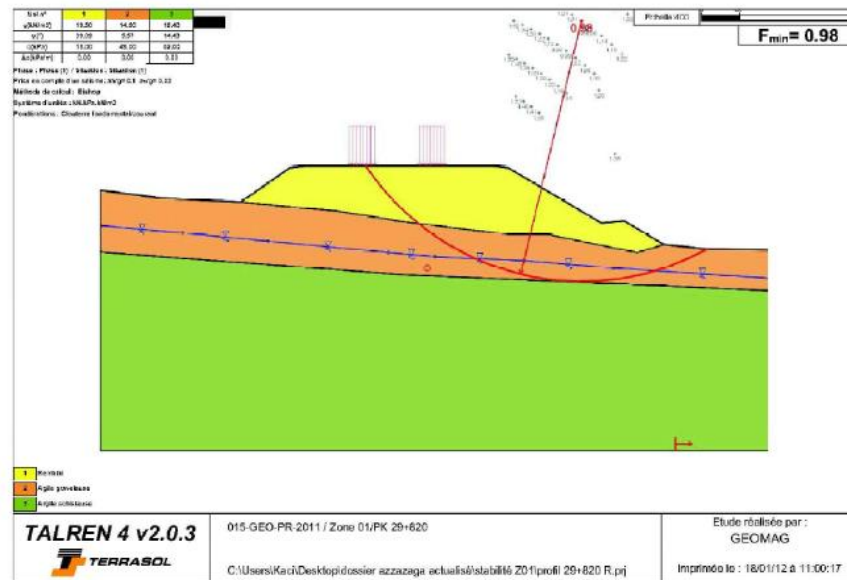
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



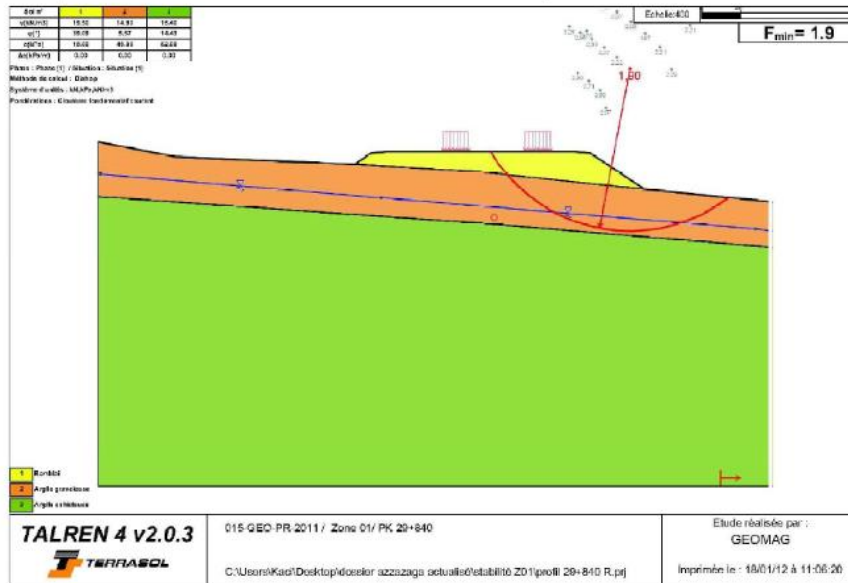
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



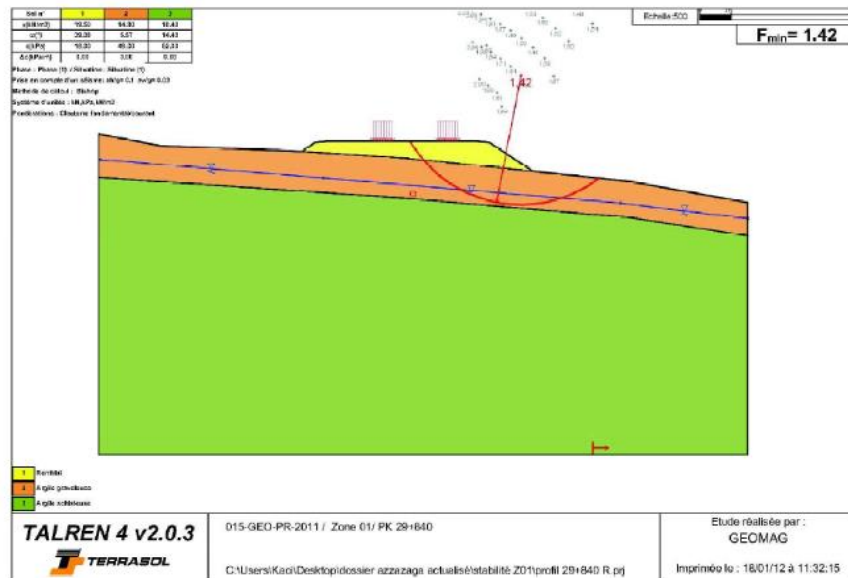
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)



Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

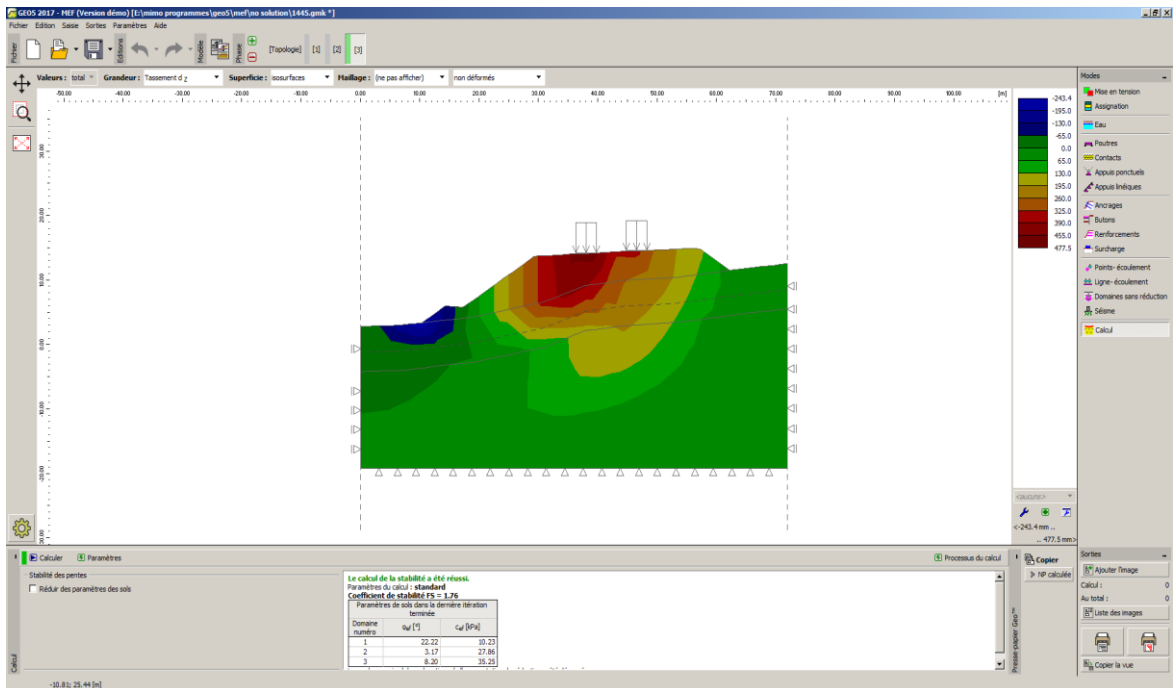
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+840 à l'état naturel sans l'action sismique (par TALREN 4)



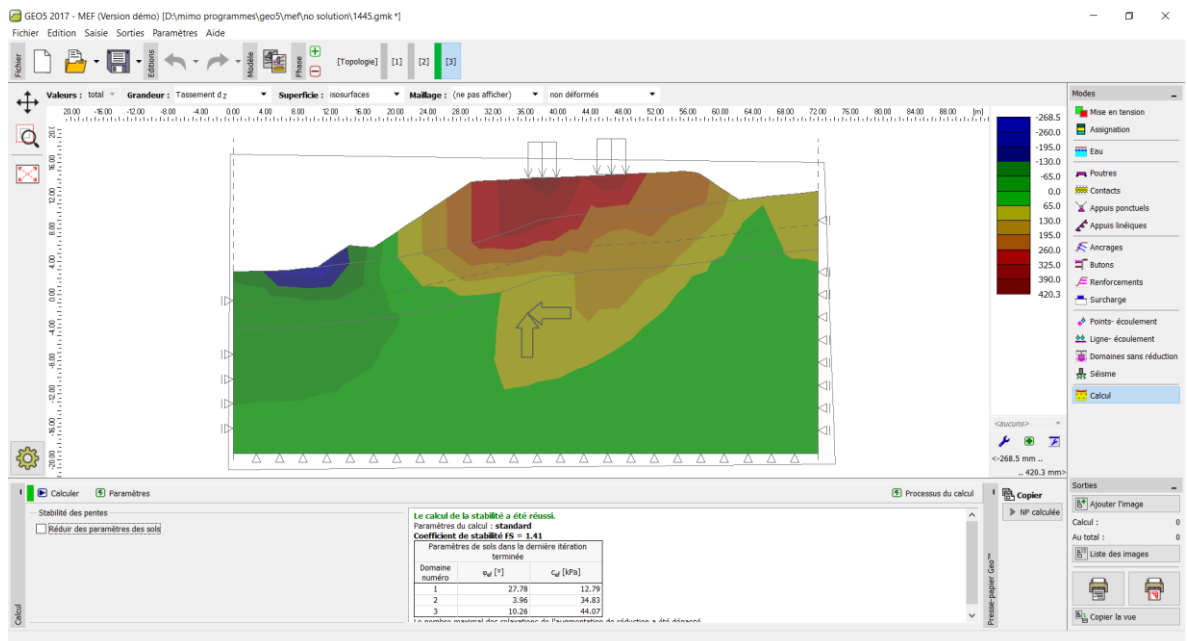
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+840 à l'état naturel avec l'action sismique (par TALREN 4)

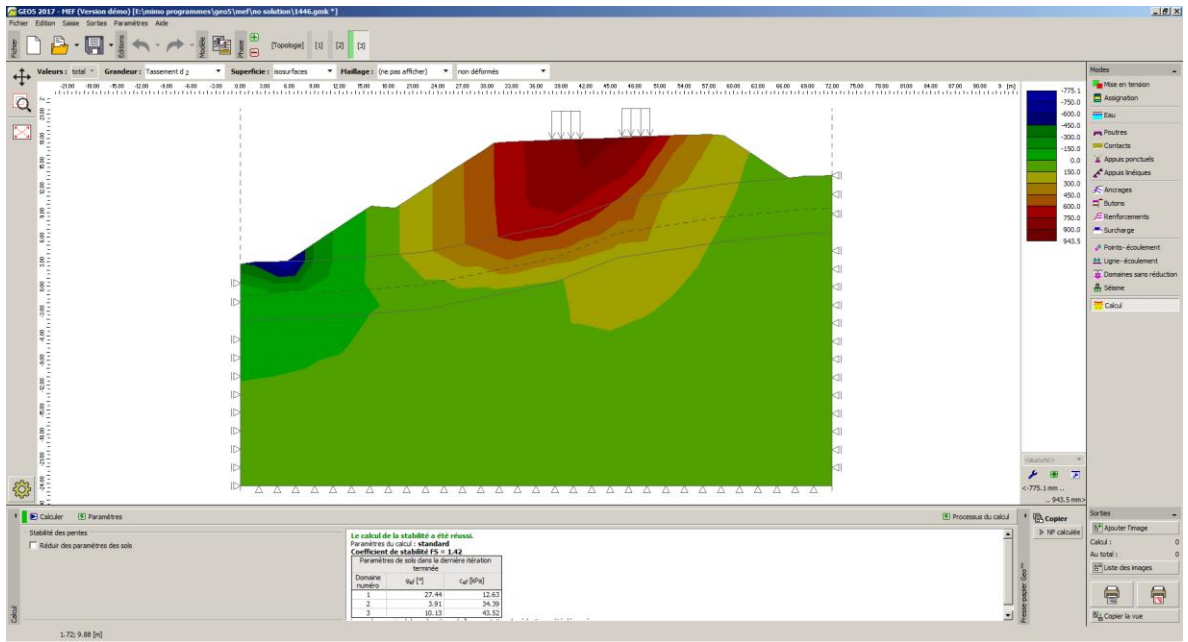
ANNEXES 4.1.2 : Calcul MEF



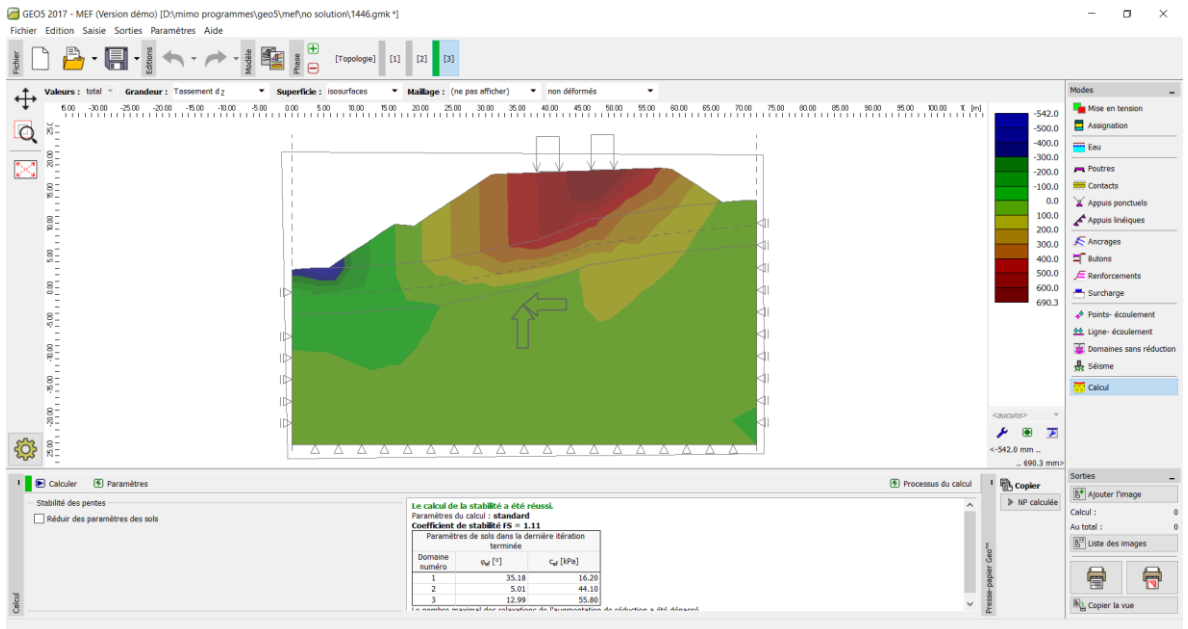
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 avec chargement (remblai + charge de circulation) sans l'action sismique



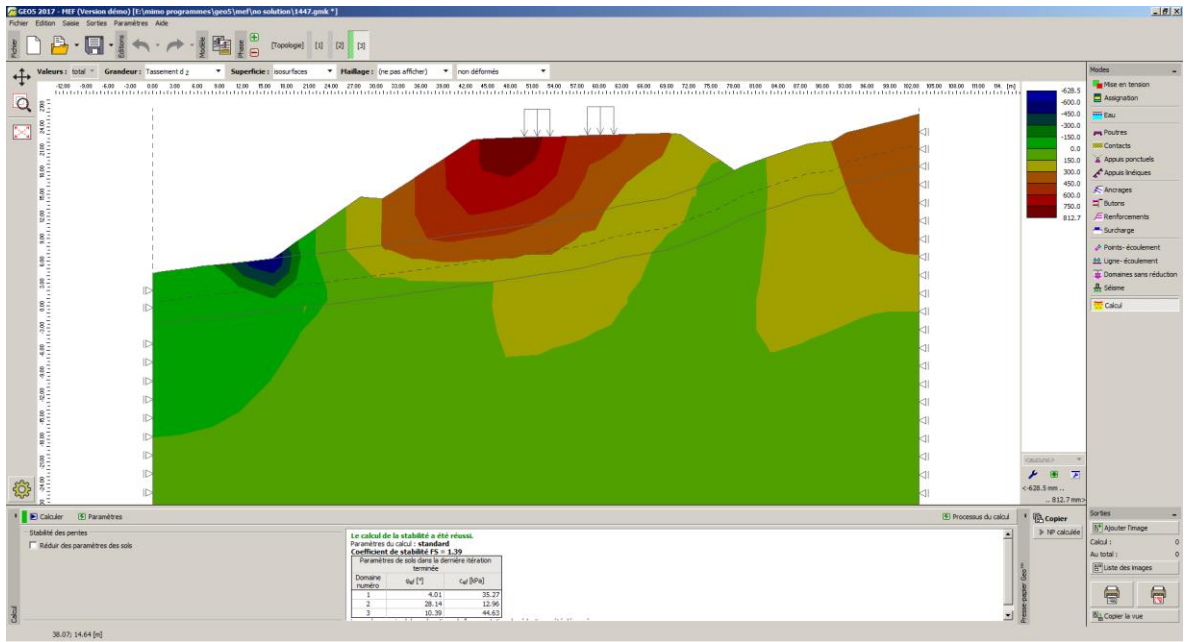
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 avec chargement (remblai + charge de circulation) avec l'action sismique



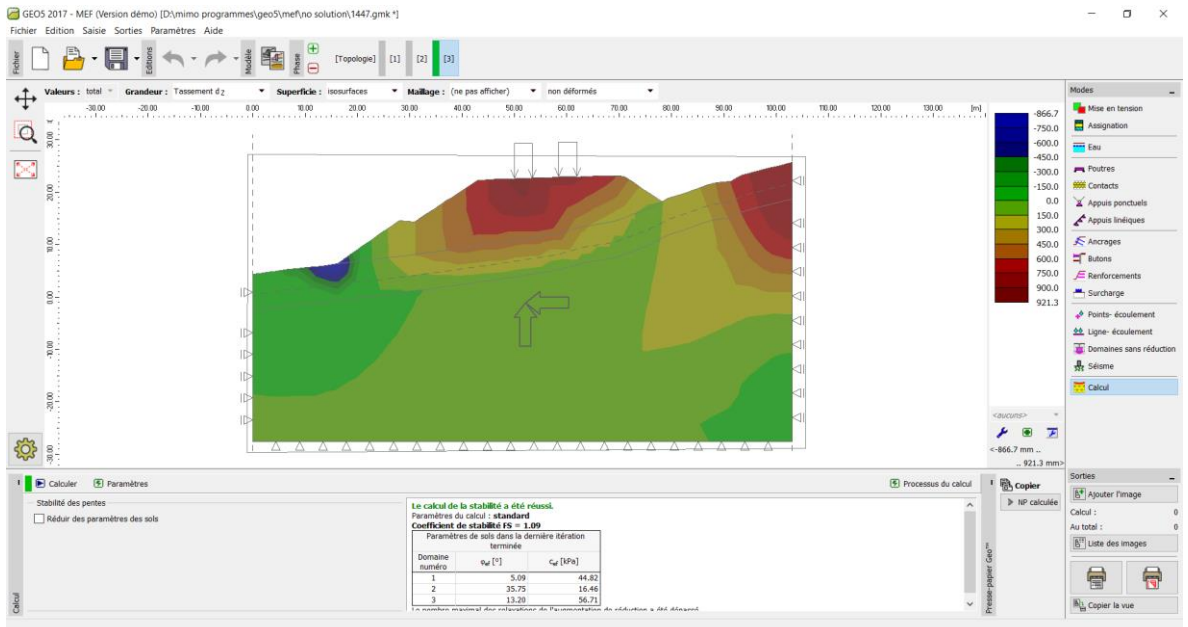
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique



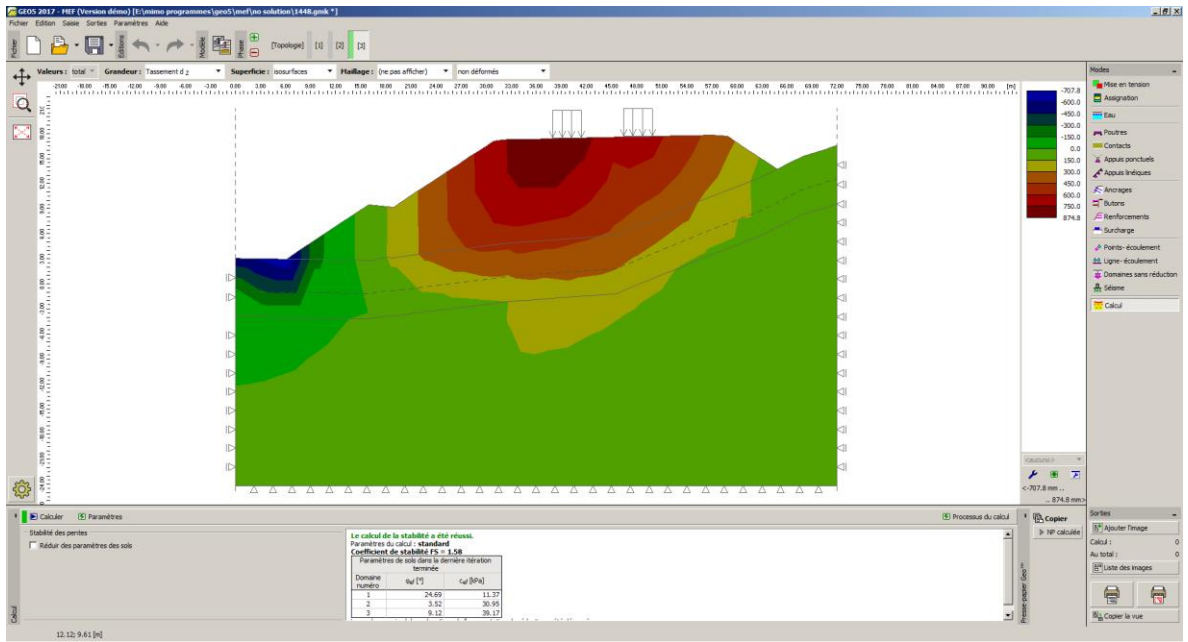
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique



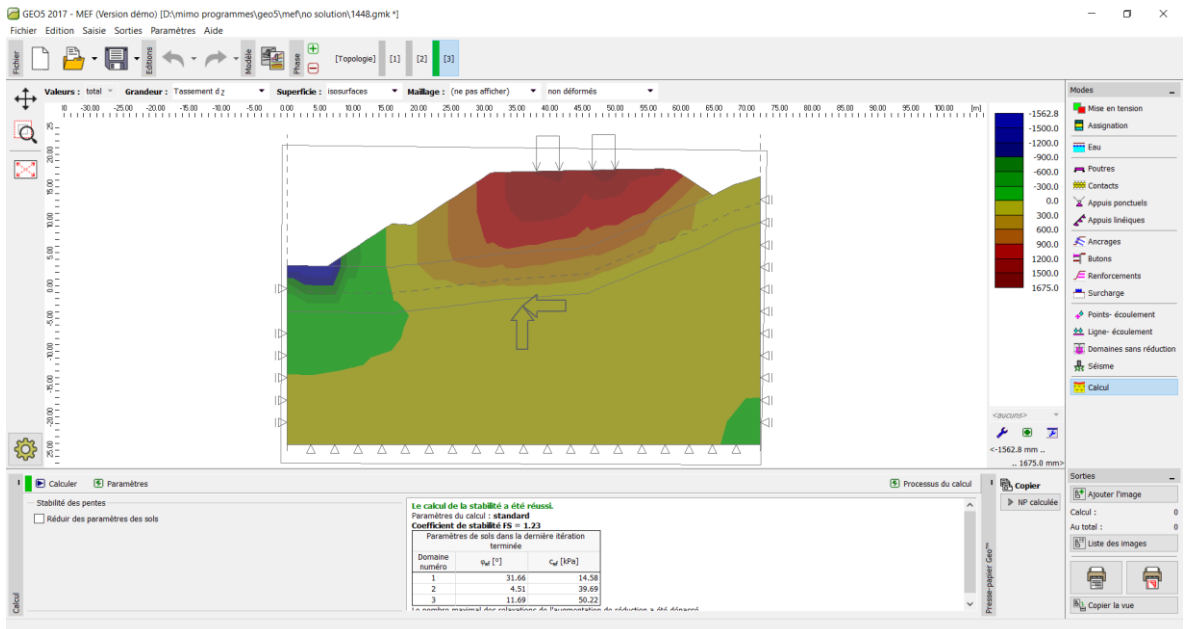
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique



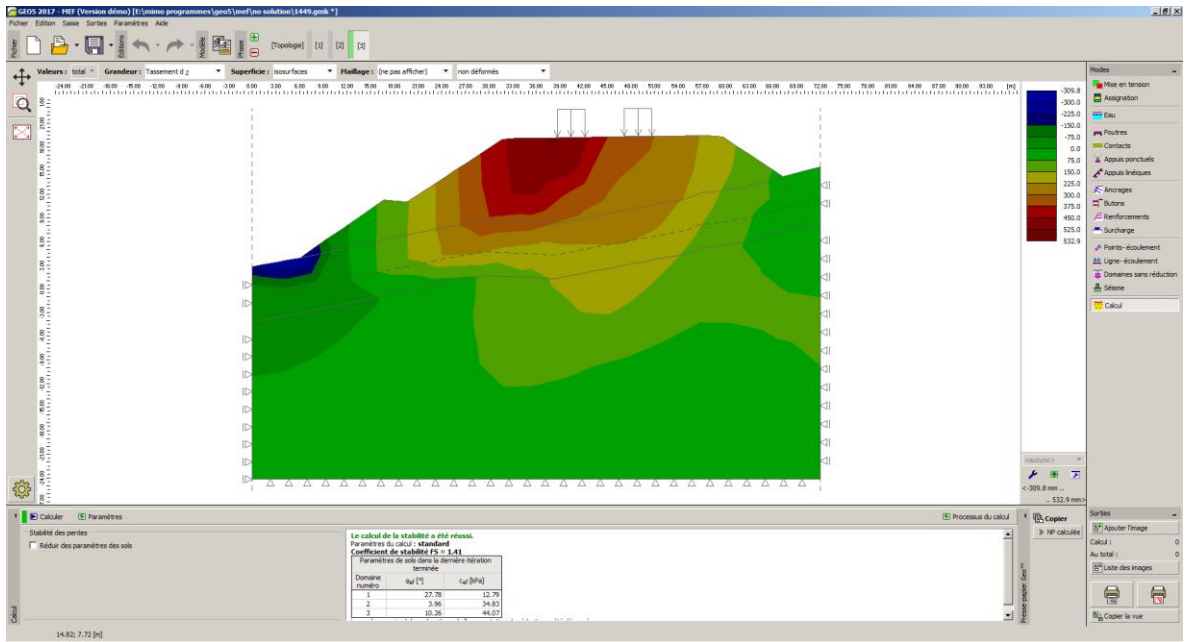
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique



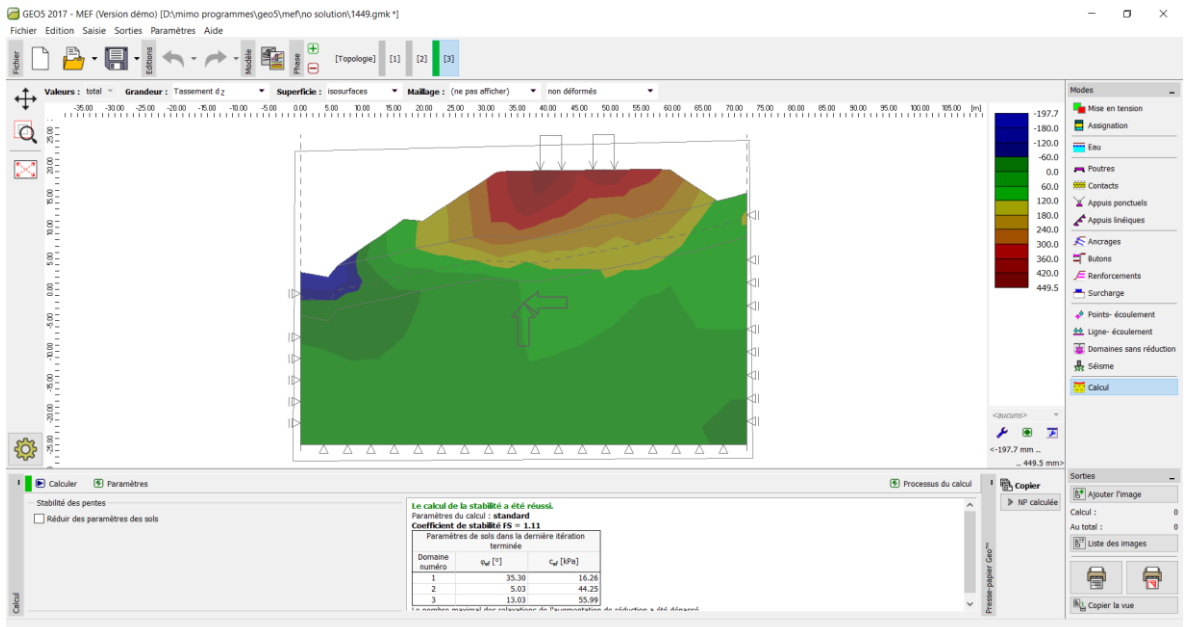
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique



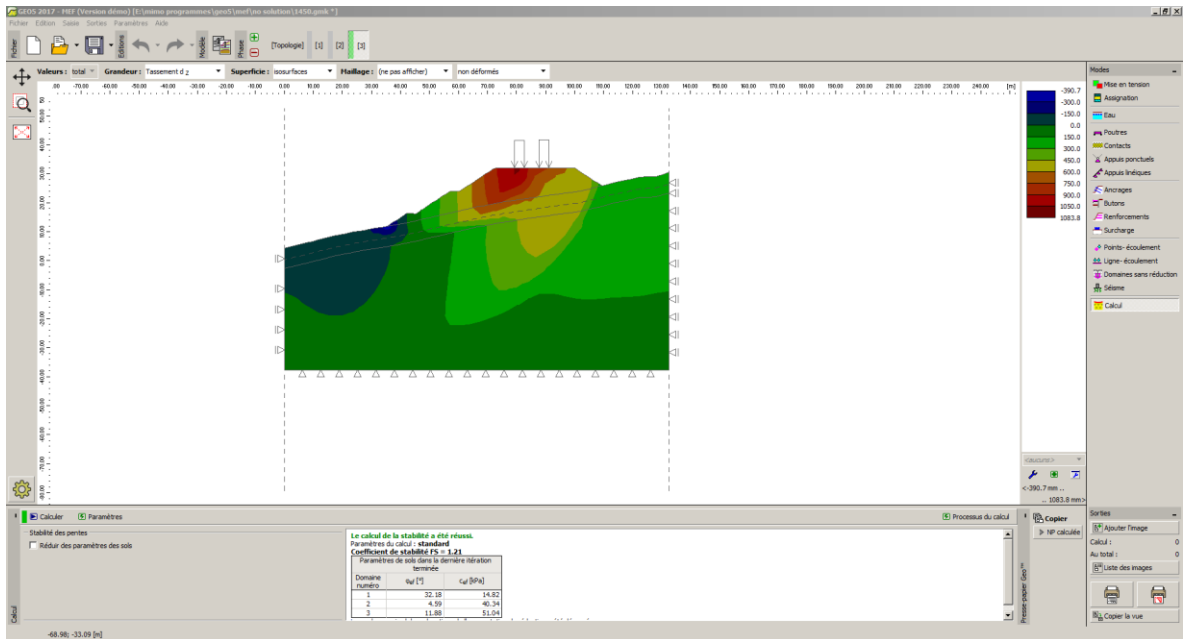
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique



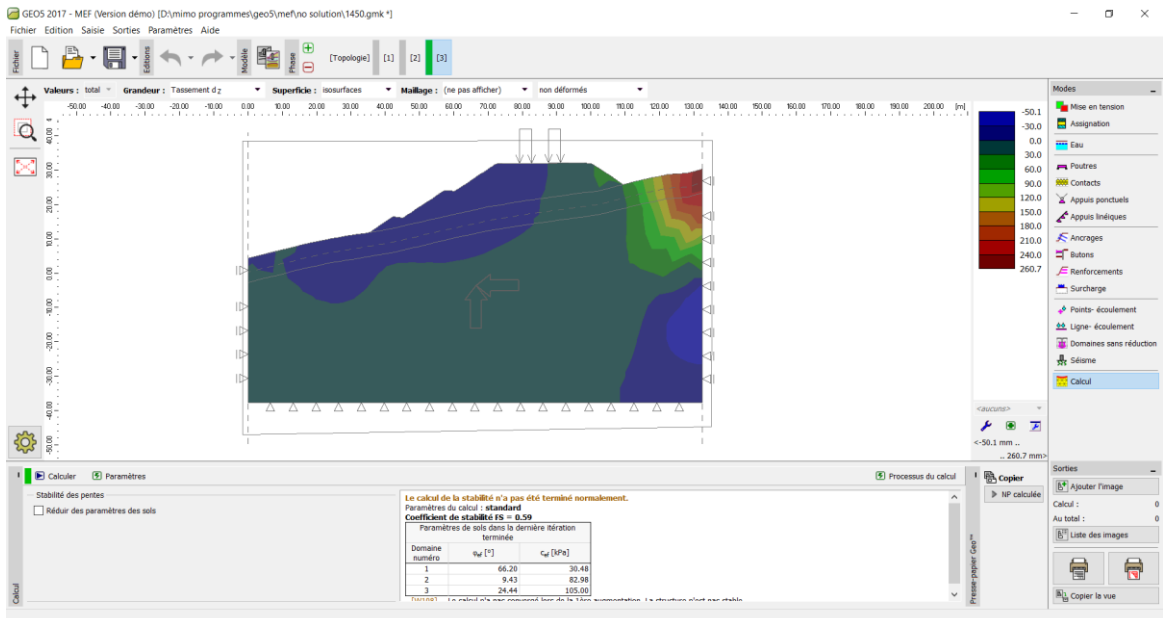
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+680 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique



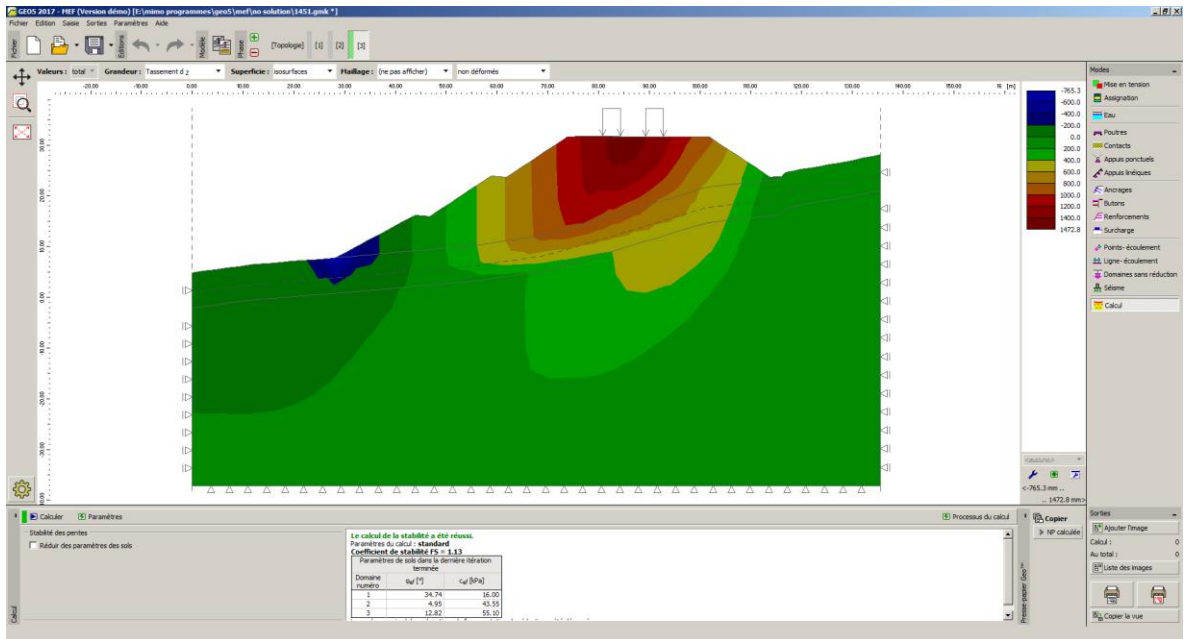
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+680 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique



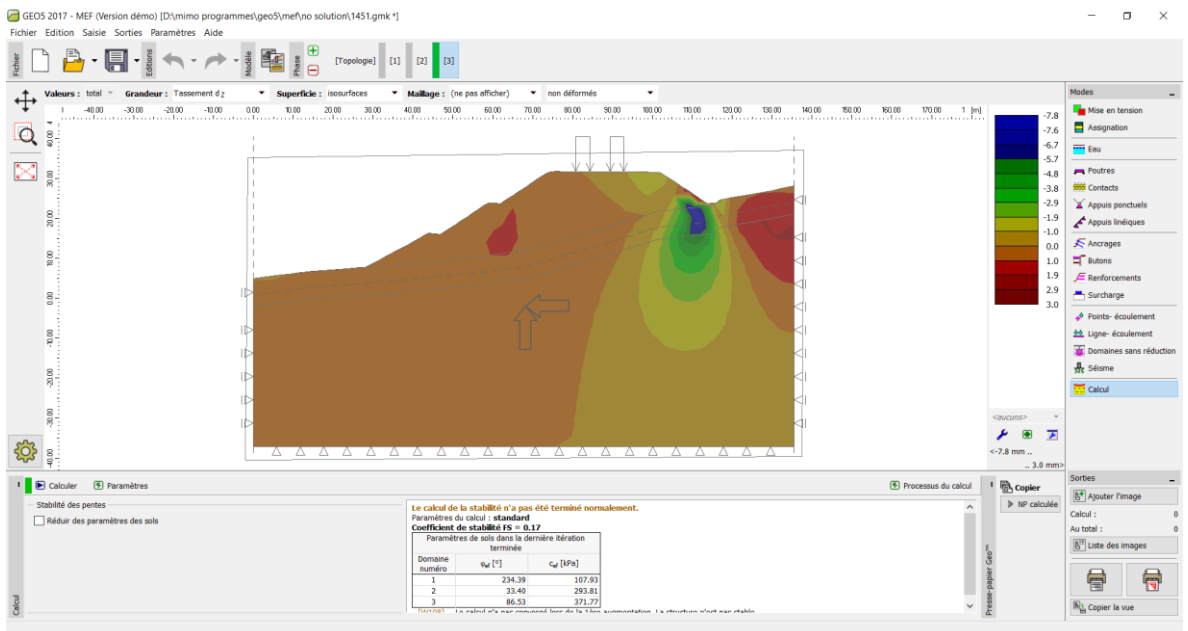
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique



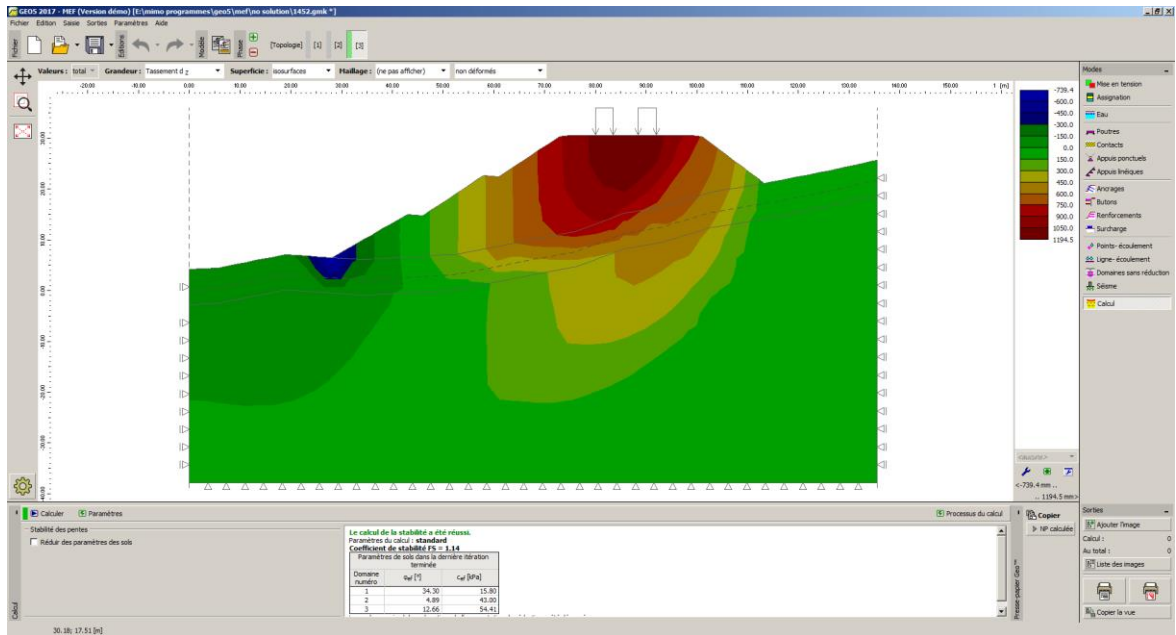
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique



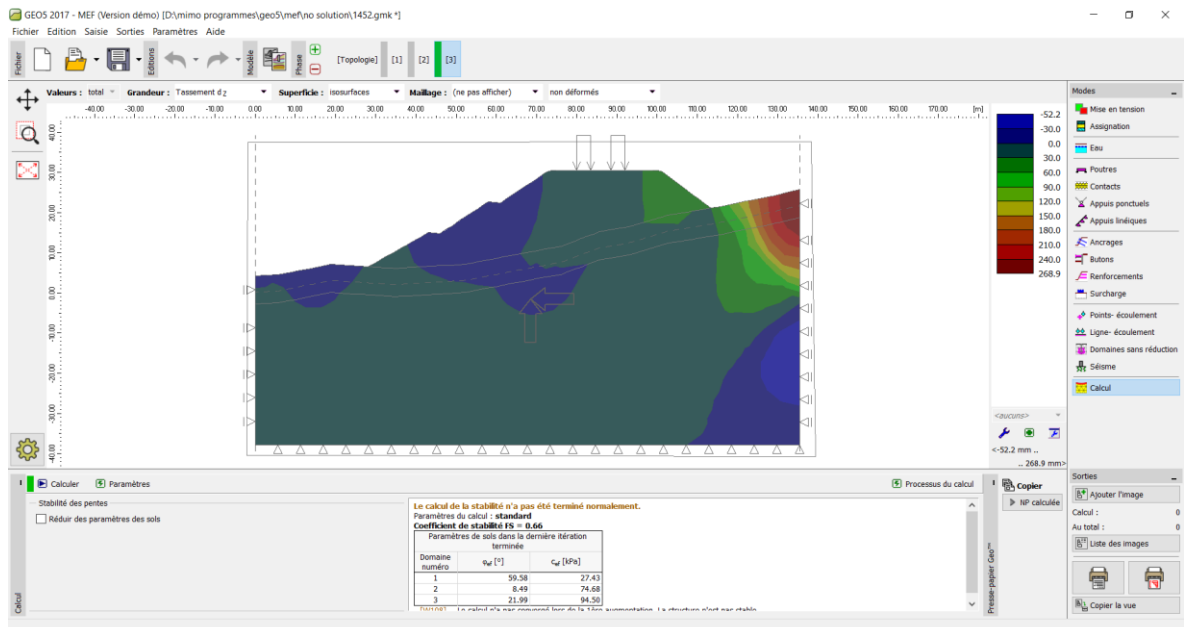
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+720 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique



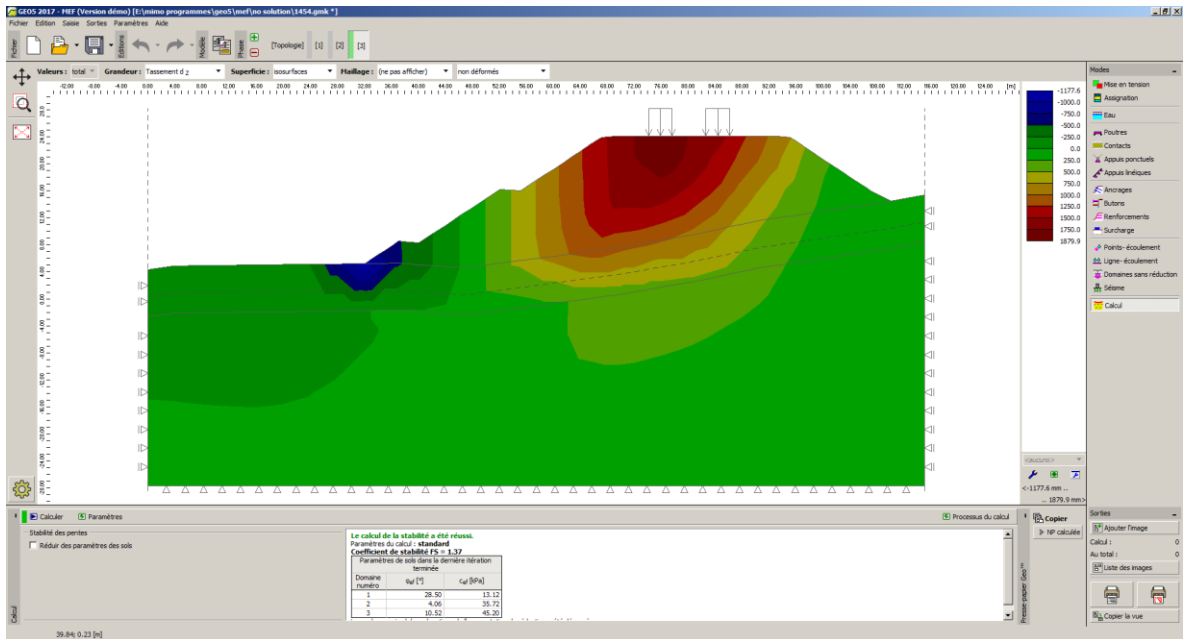
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+720 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique



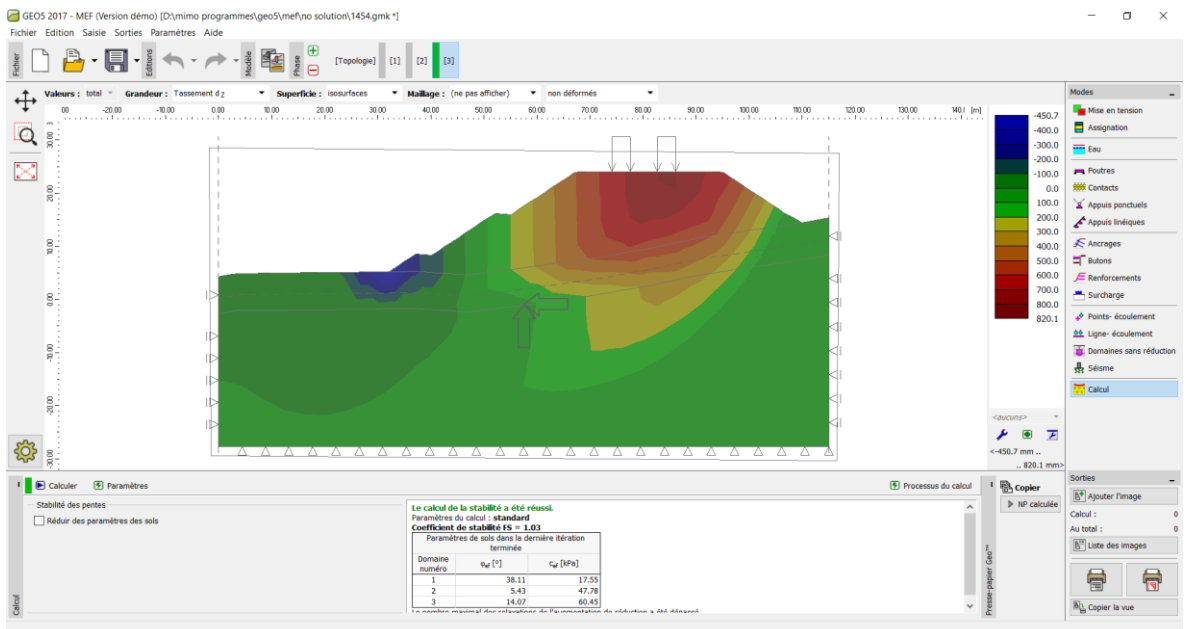
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai + charge de circulation) sans l'action sismique



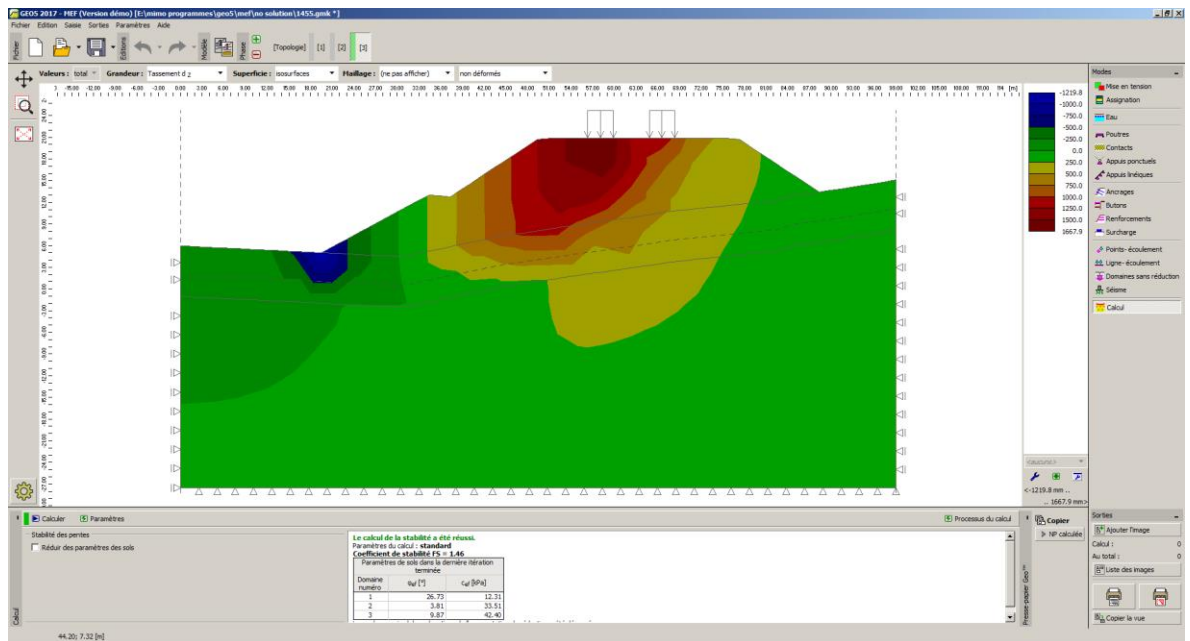
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai + charge de circulation) avec l'action sismique



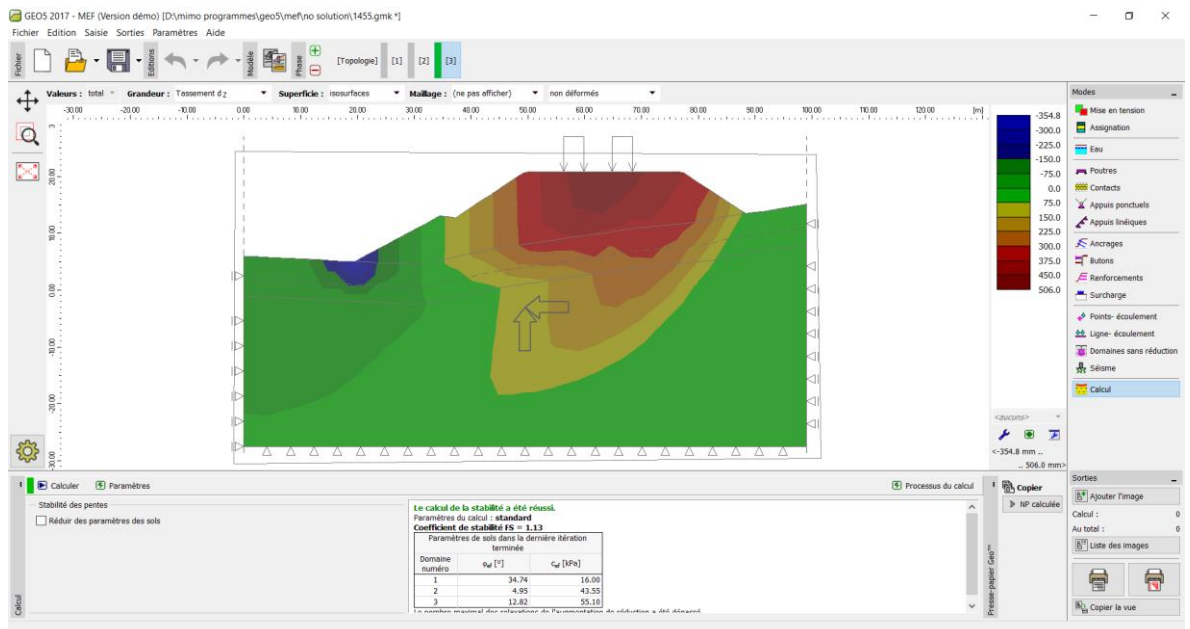
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique



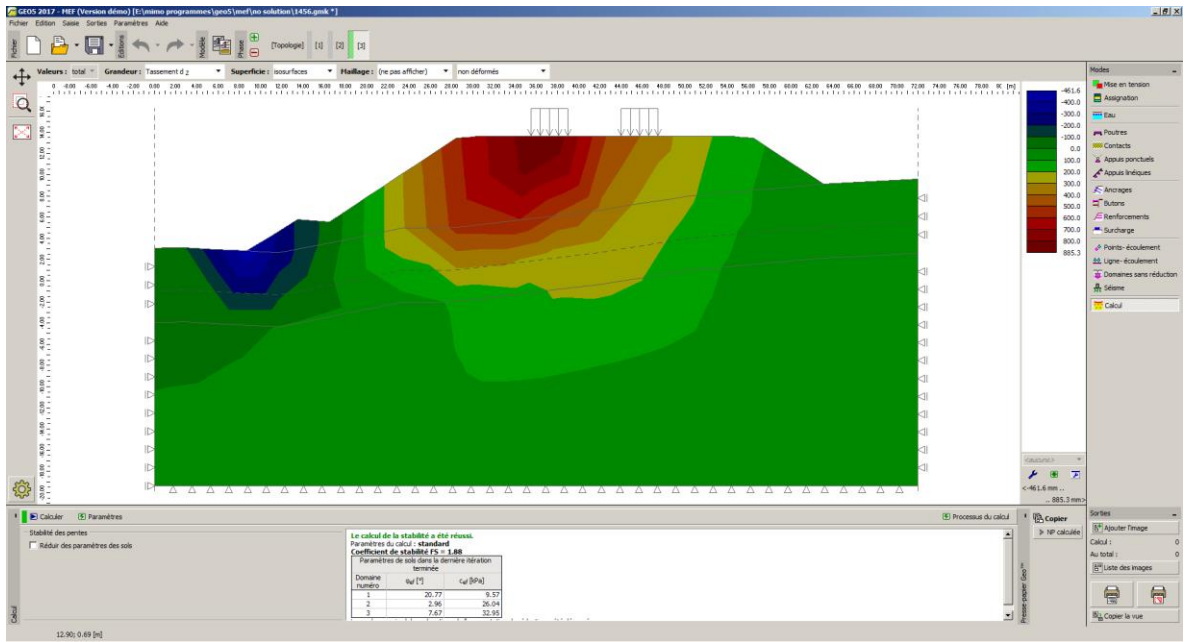
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique



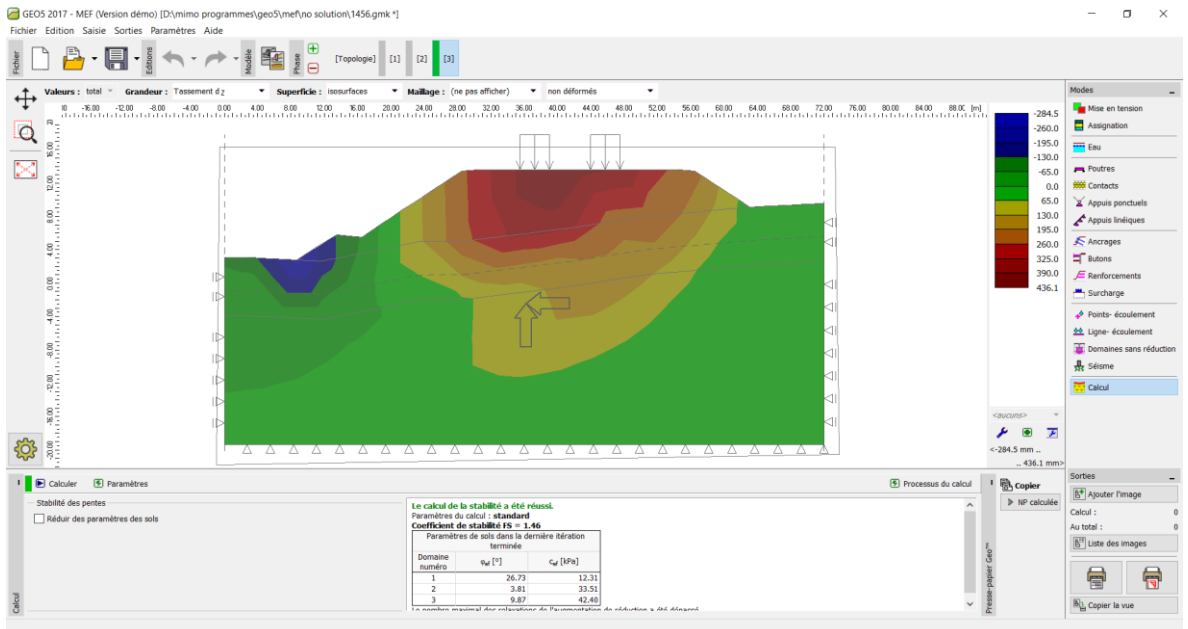
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique



Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique



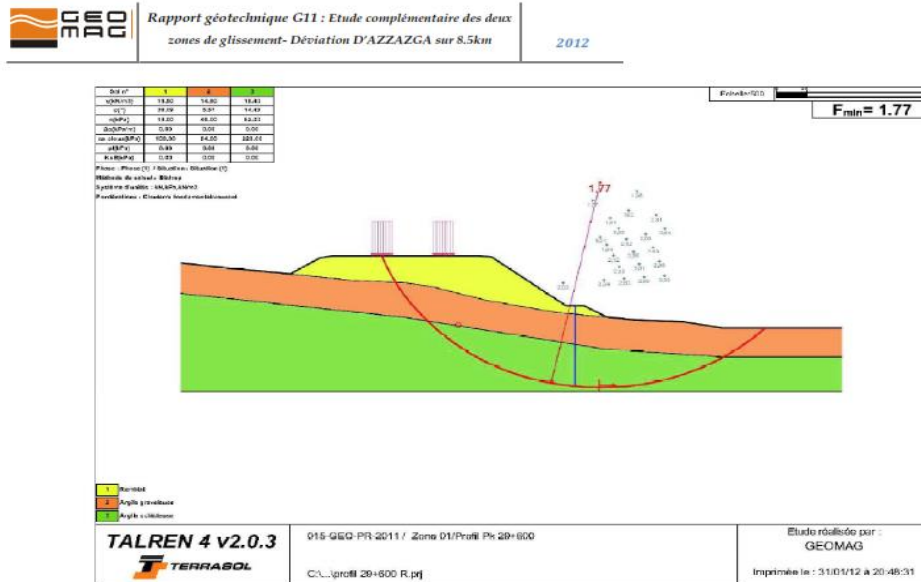
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 avec chargement (remblai +charge de circulation) sans l'action sismique



Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 avec chargement (remblai +charge de circulation) avec l'action sismique

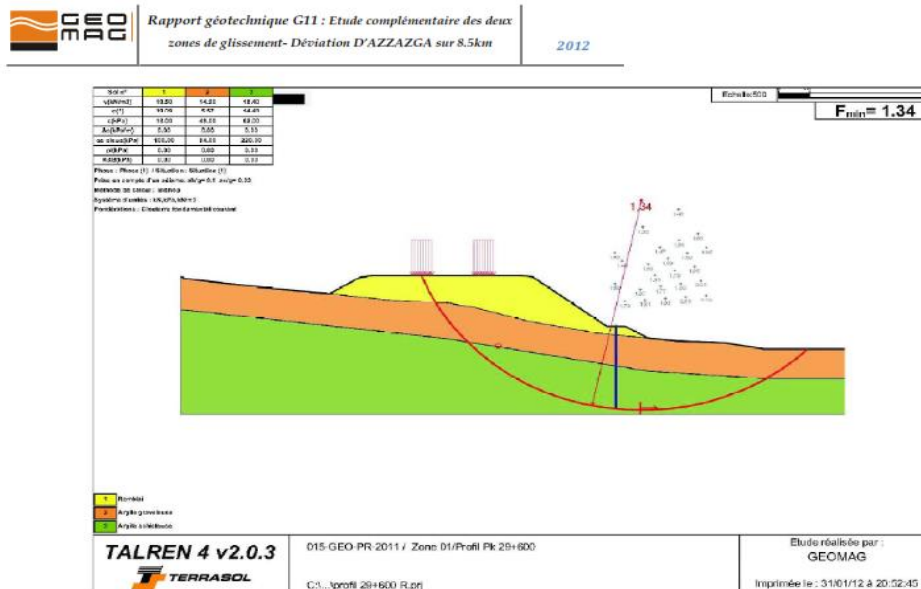
ANNEXES 4.2 : Avec confortement" deux files de pieux"

ANNEXES 4.2.1 : Calcul analytique



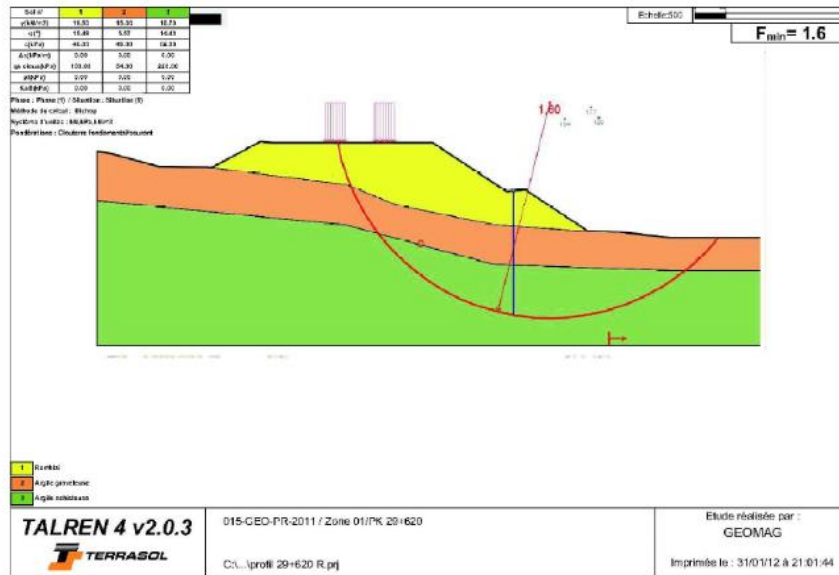
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique



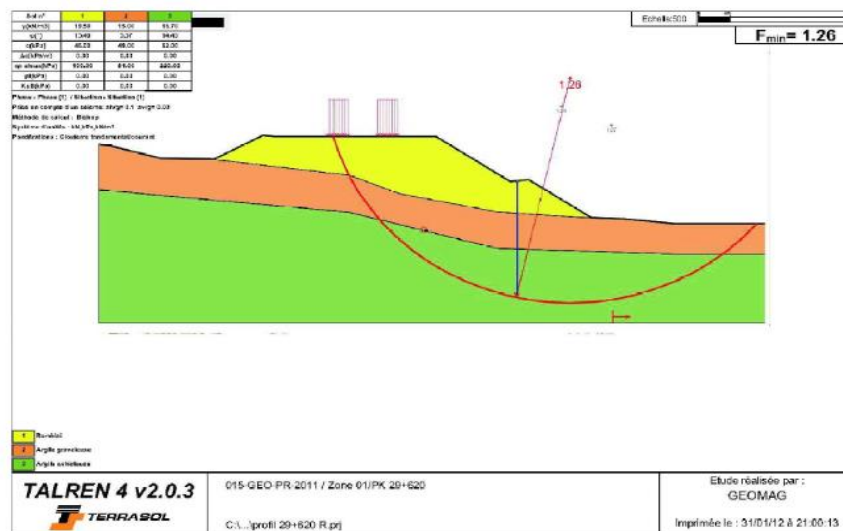
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique



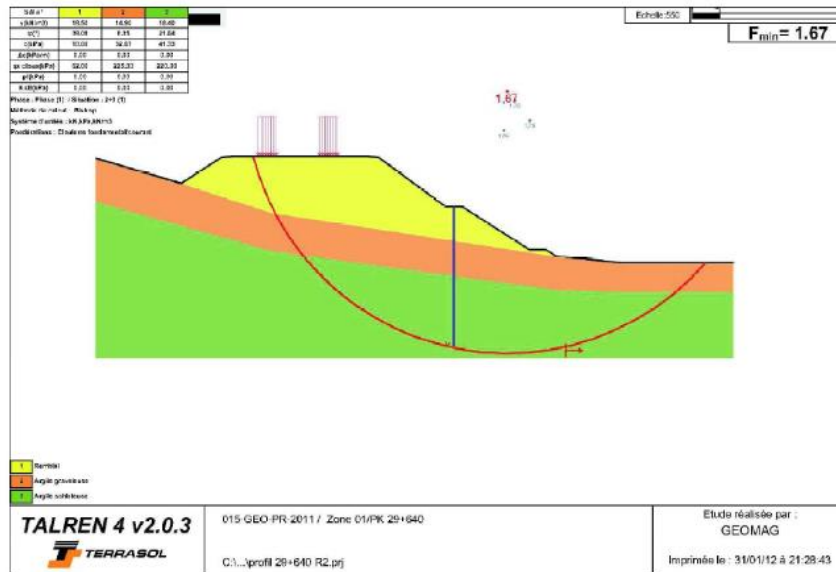
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique



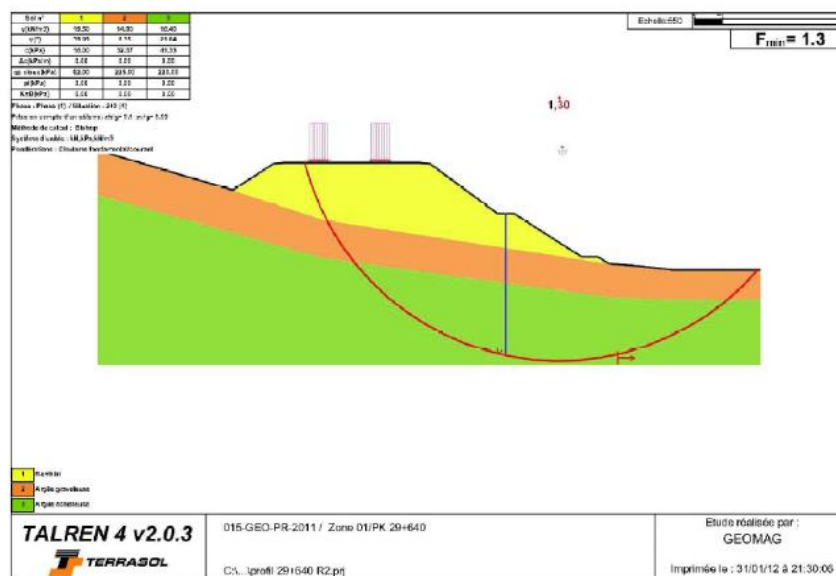
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique



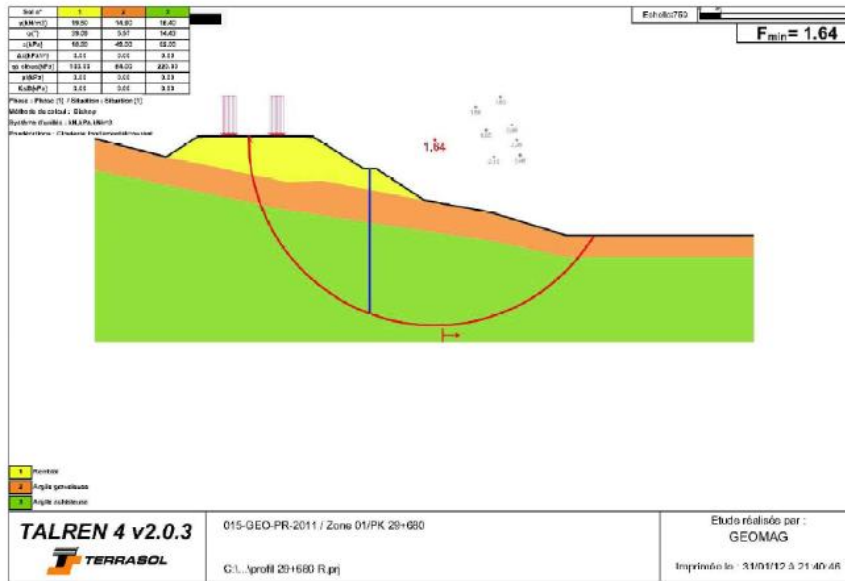
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique.



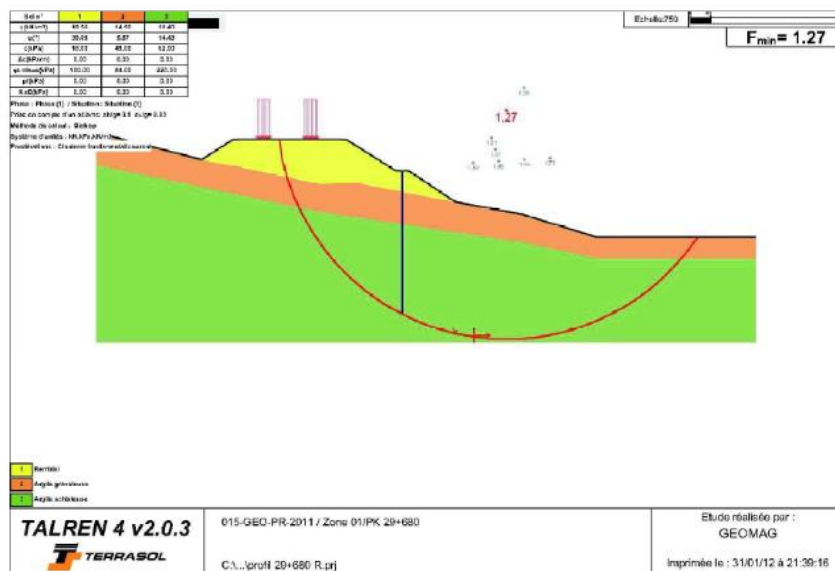
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique



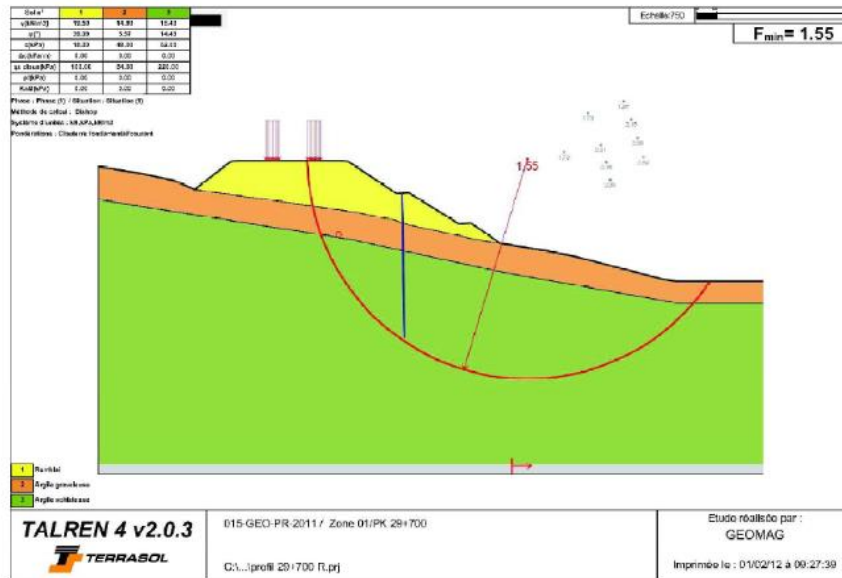
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique



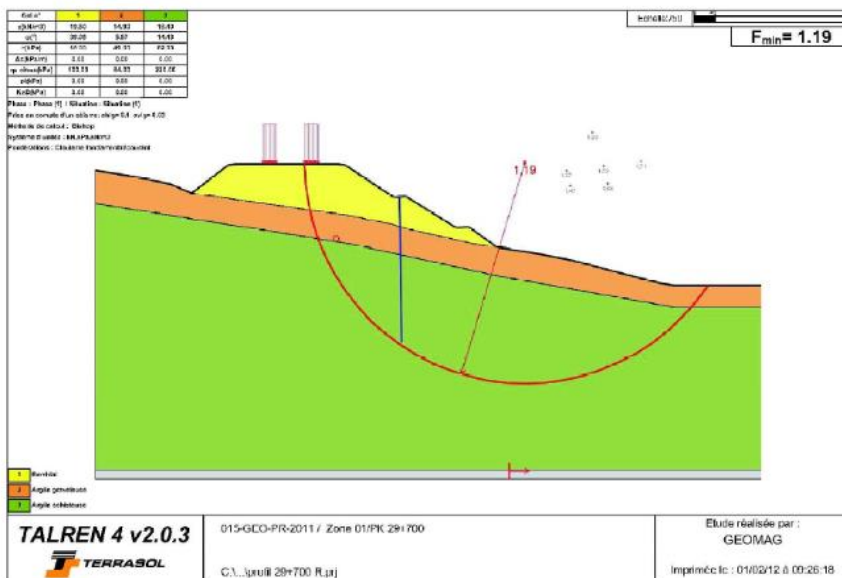
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique



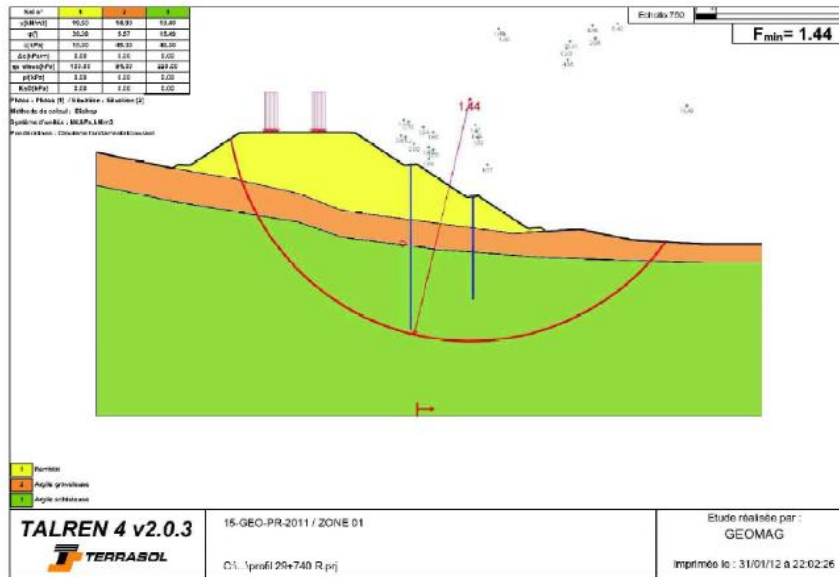
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique



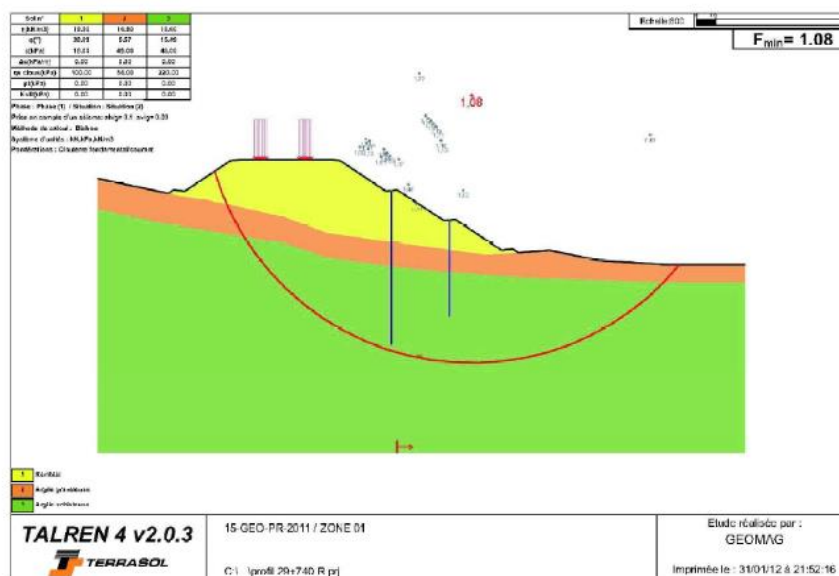
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique



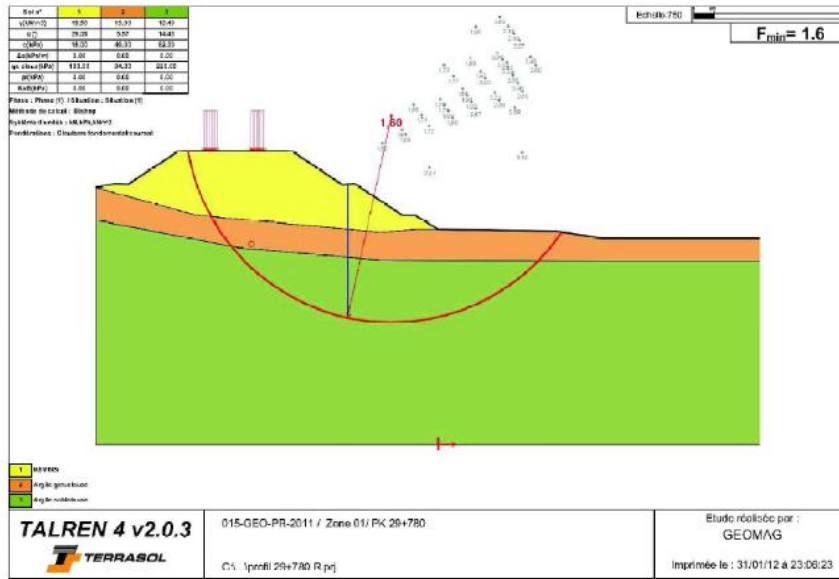
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique



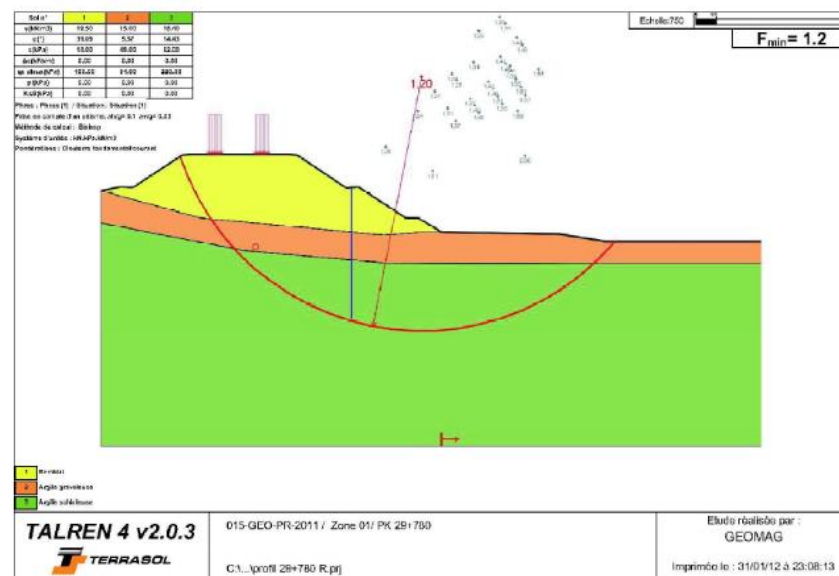
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique



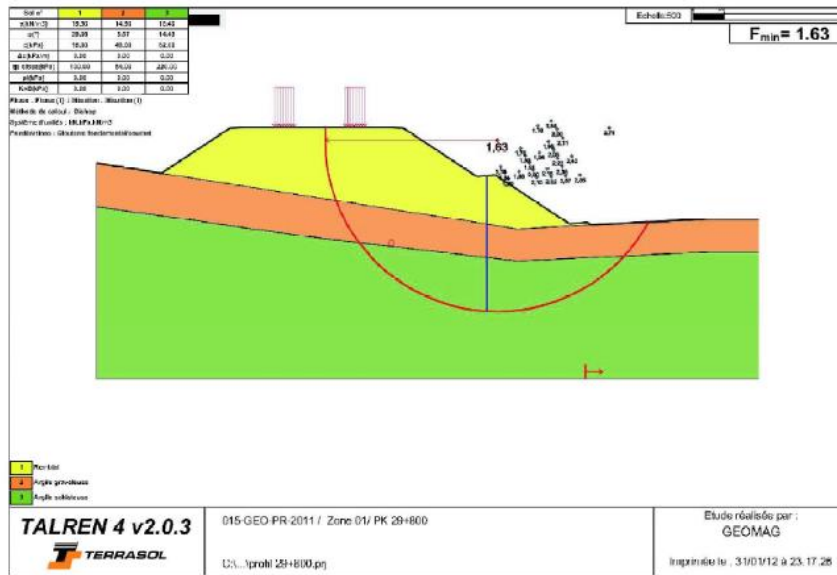
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique



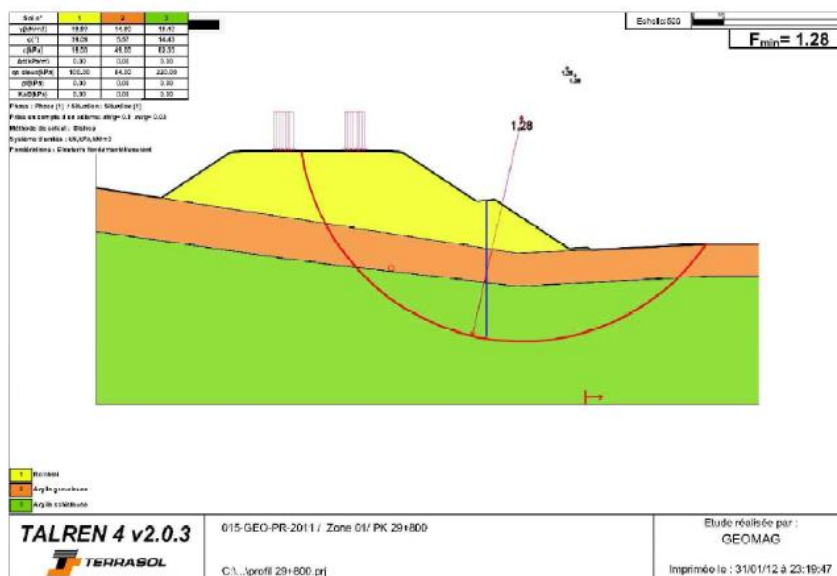
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique



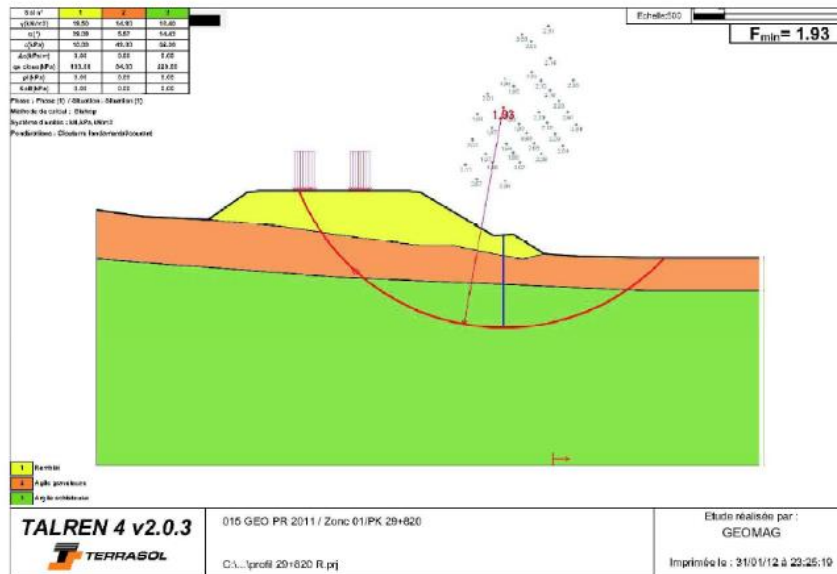
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique



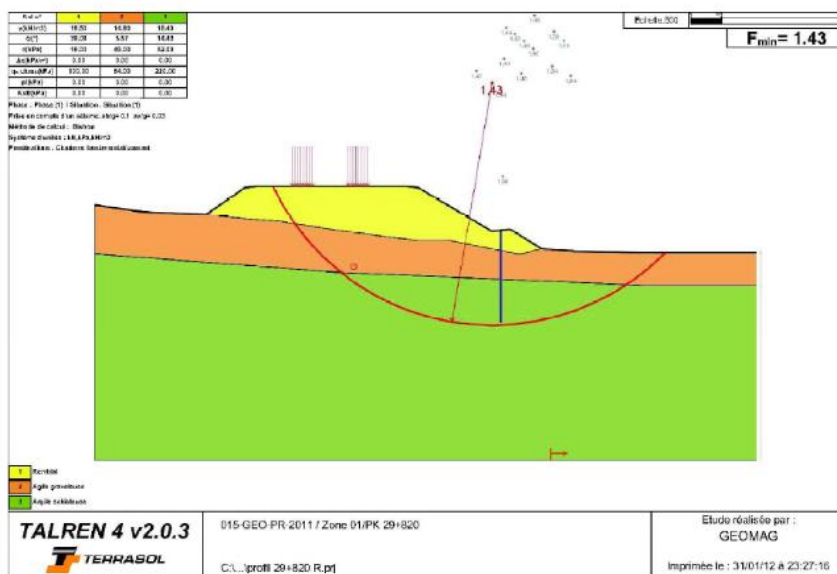
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique



Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

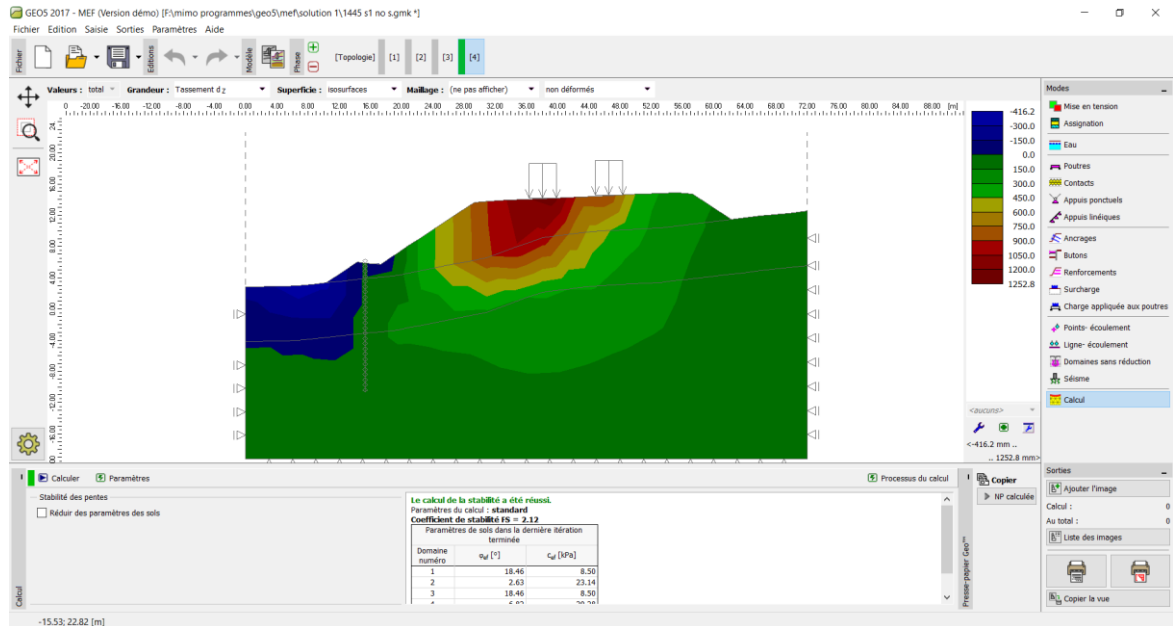
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique



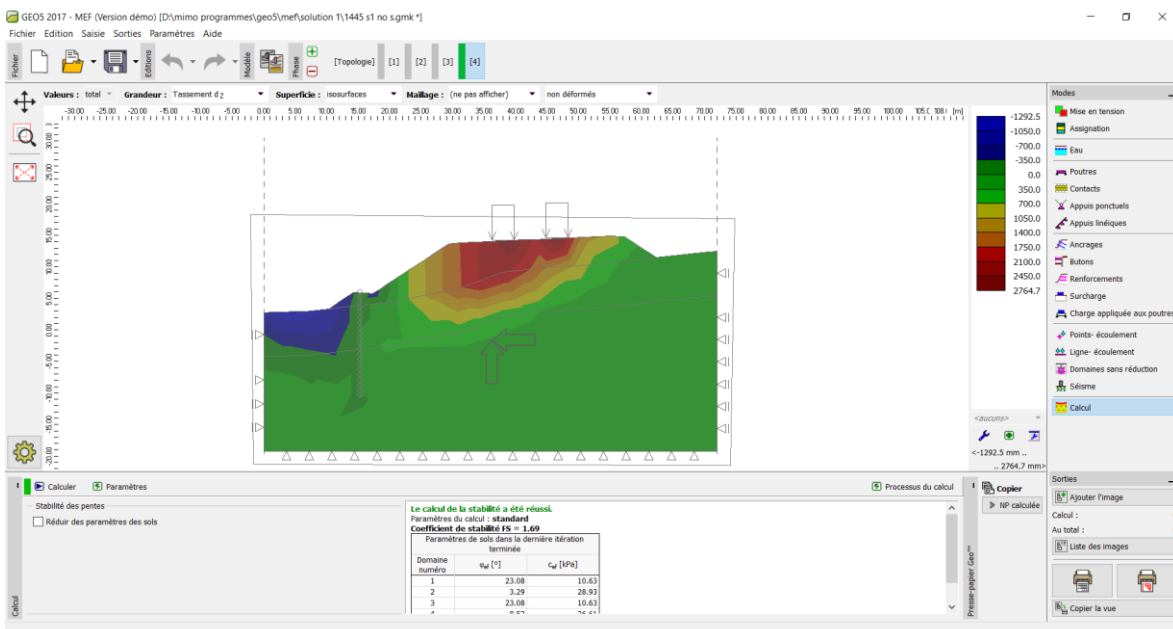
Le présent document est la propriété exclusive du Groupe ETRHB

Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique

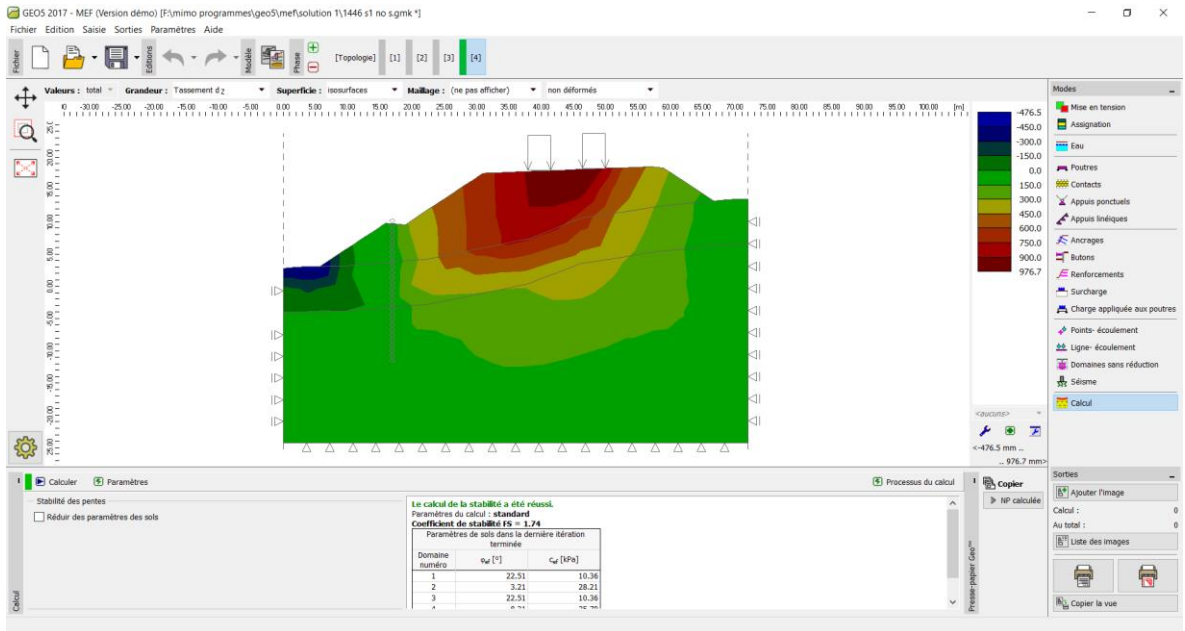
ANNEXES 4.2. 2: Calcul MEF



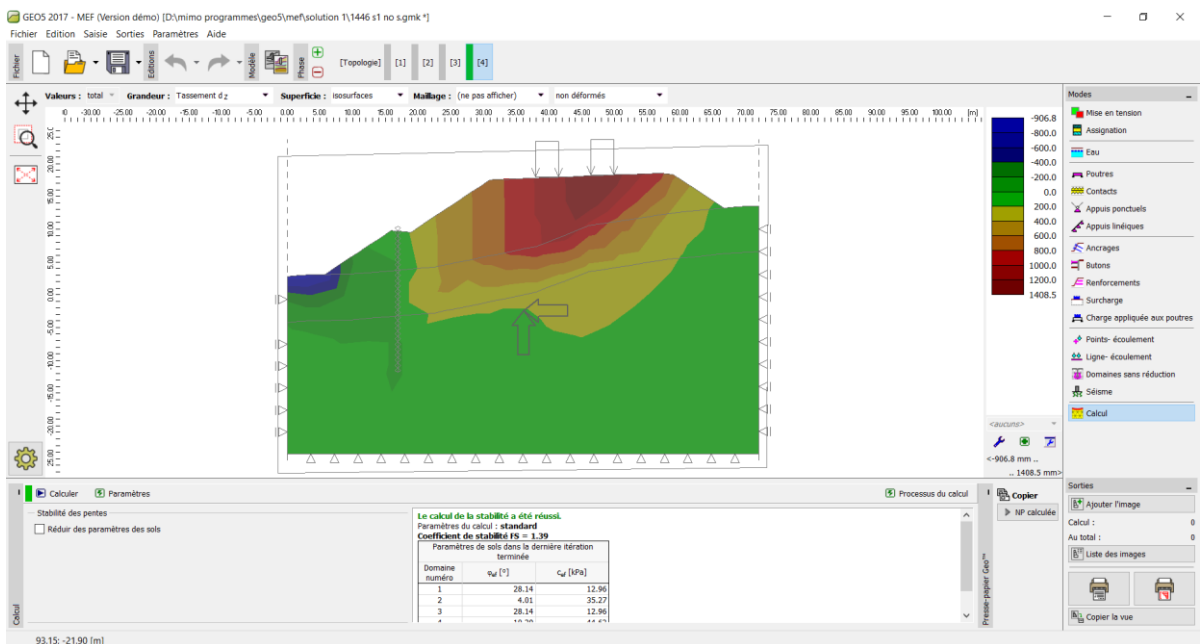
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



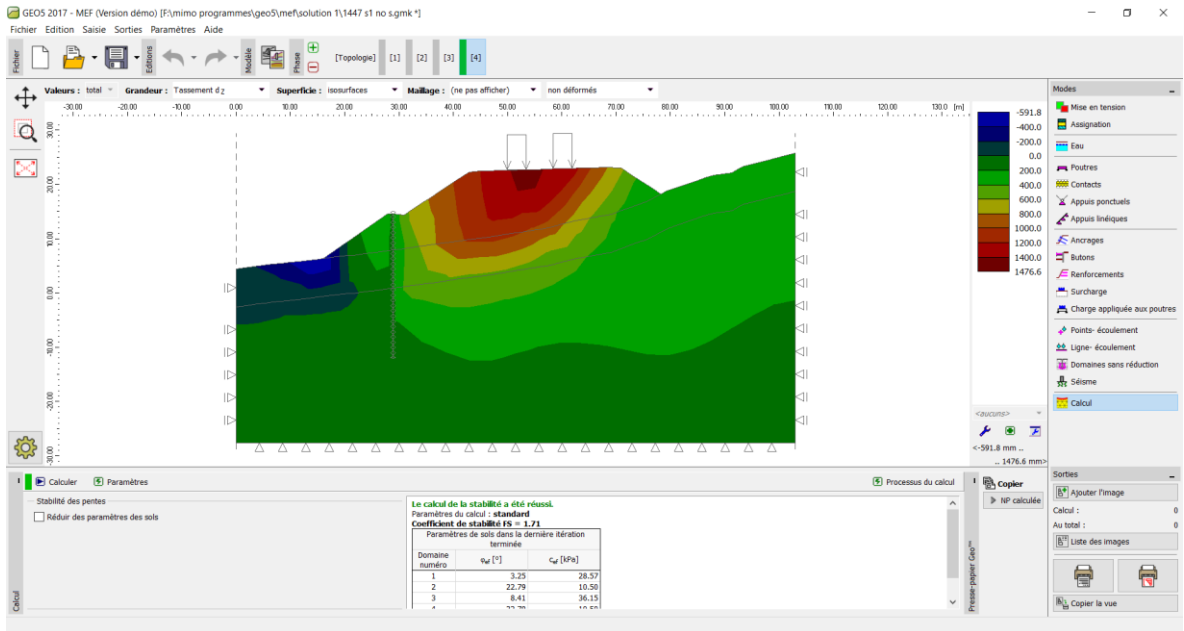
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)



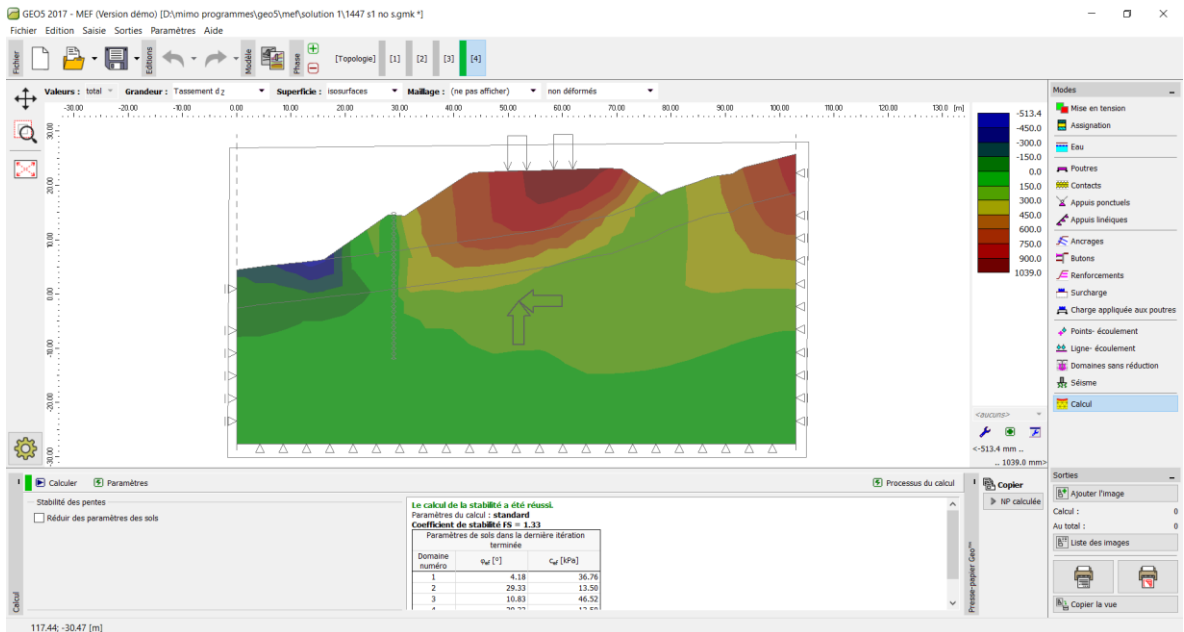
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



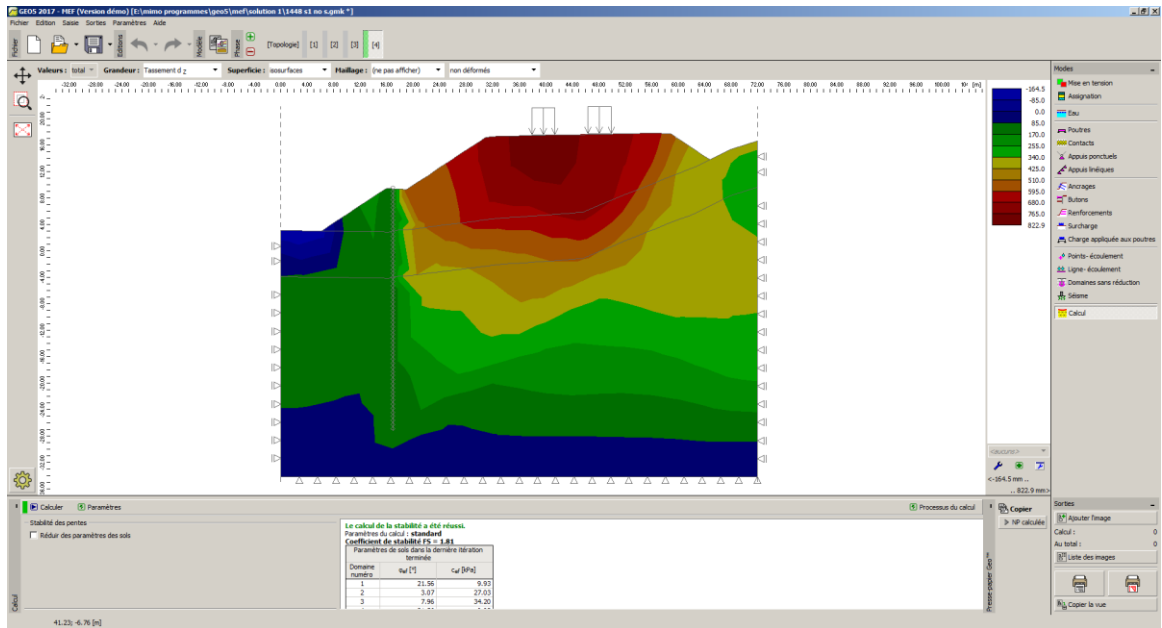
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)



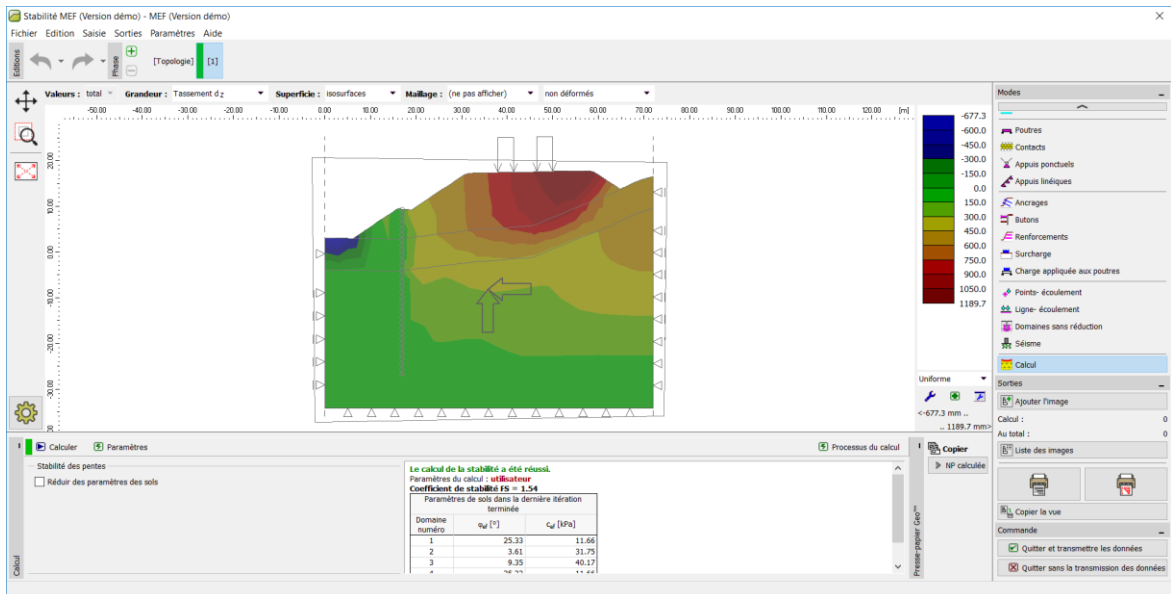
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



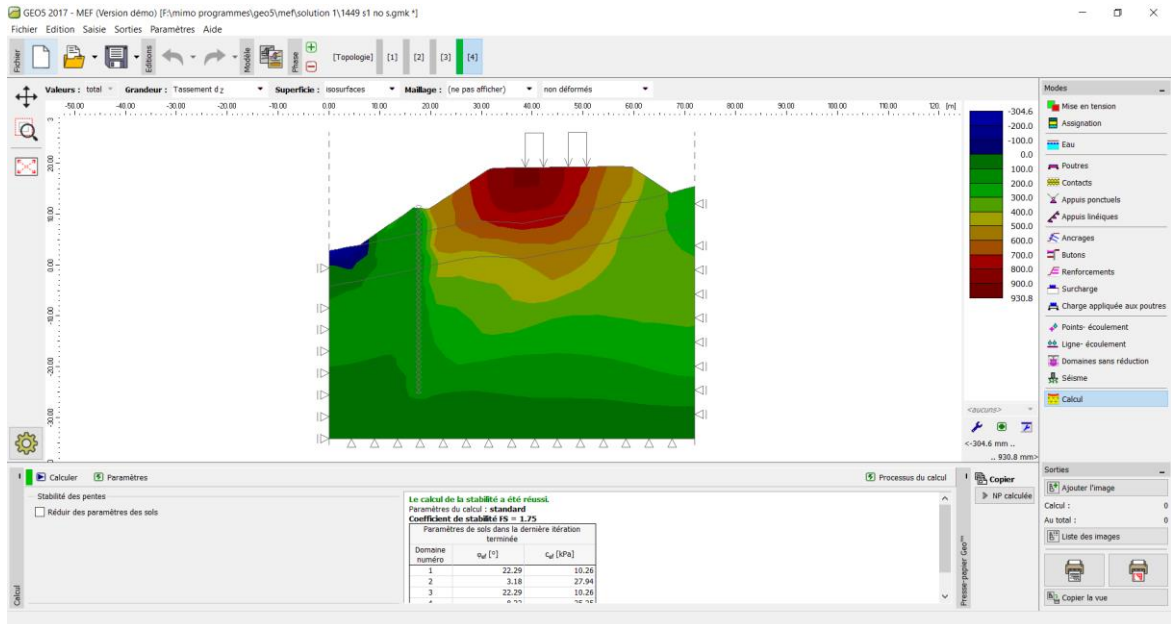
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)



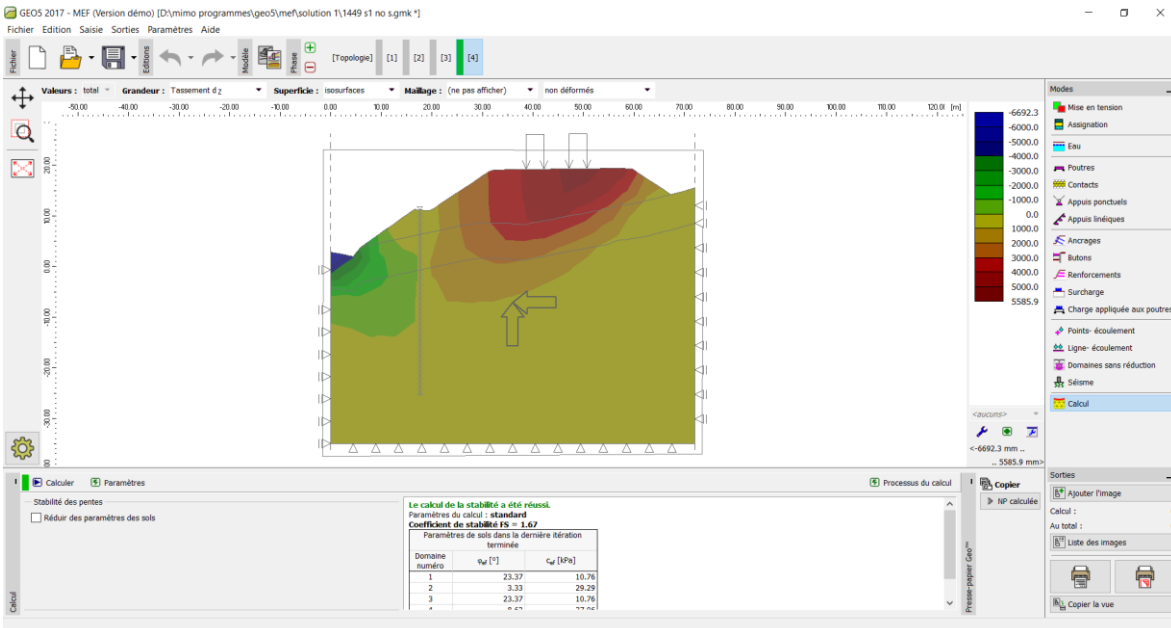
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



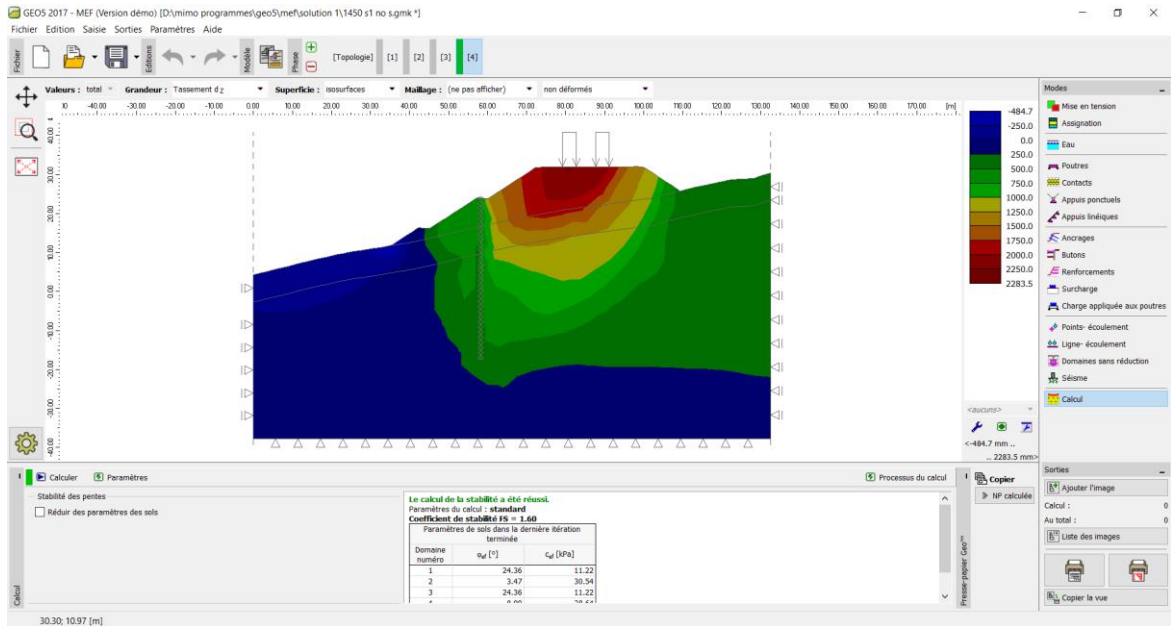
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)



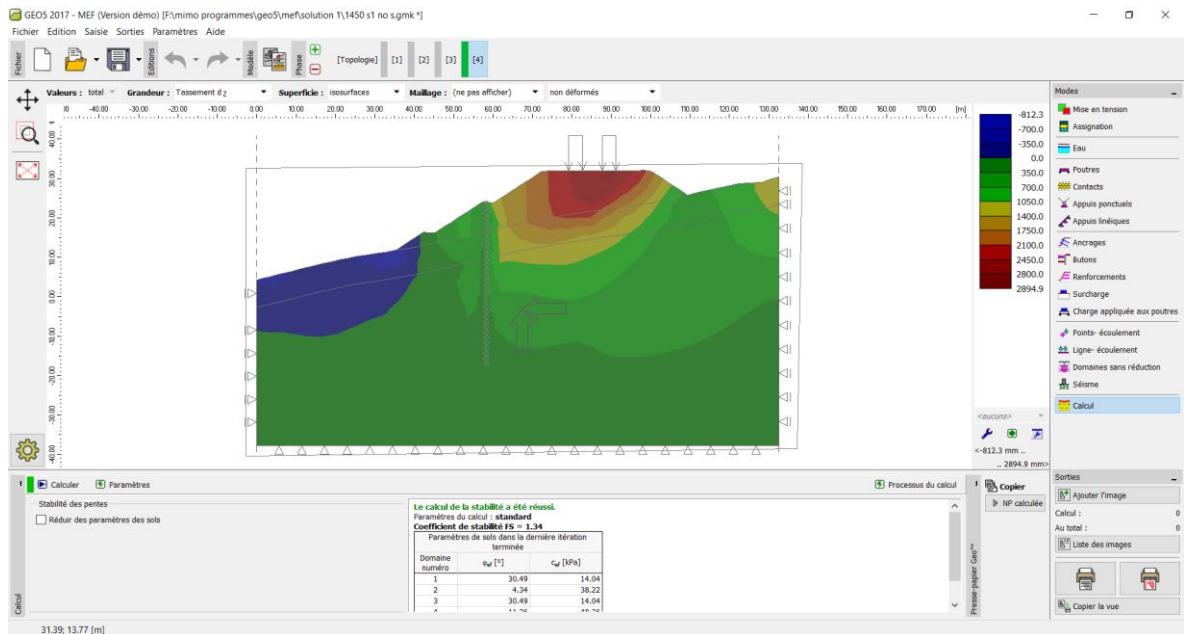
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+680 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



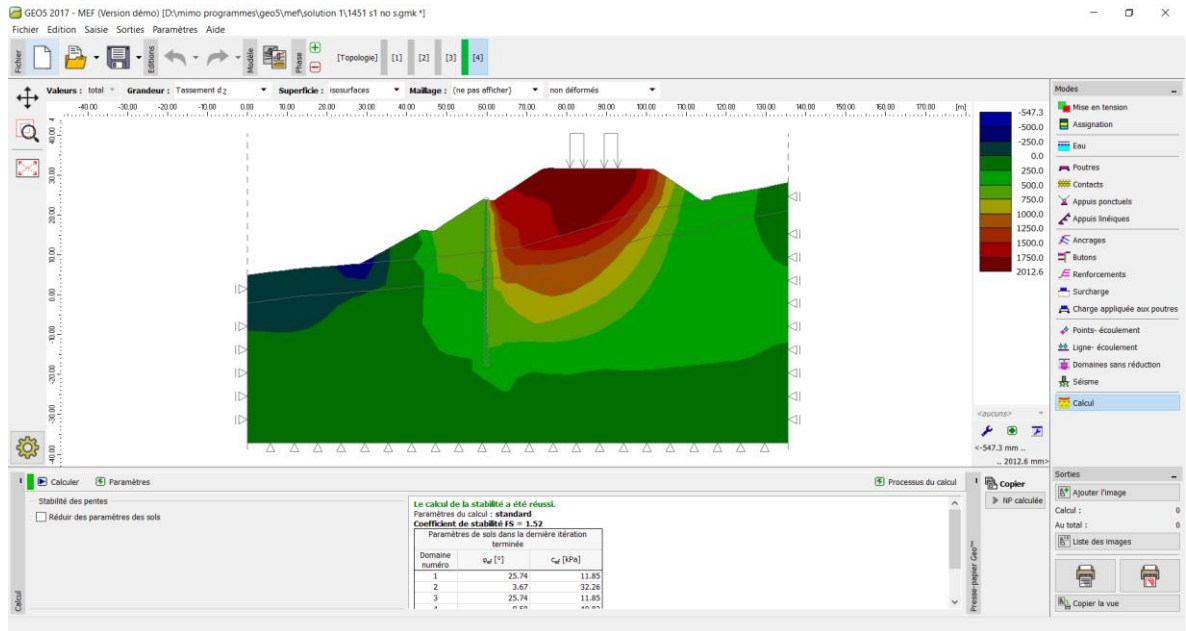
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+680 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)



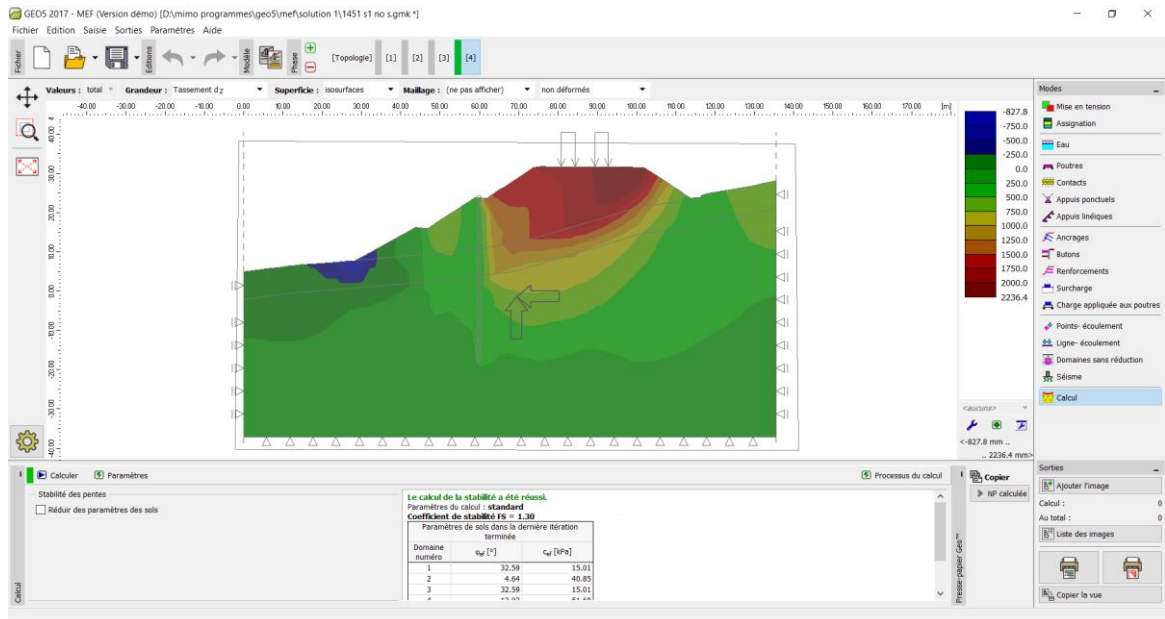
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



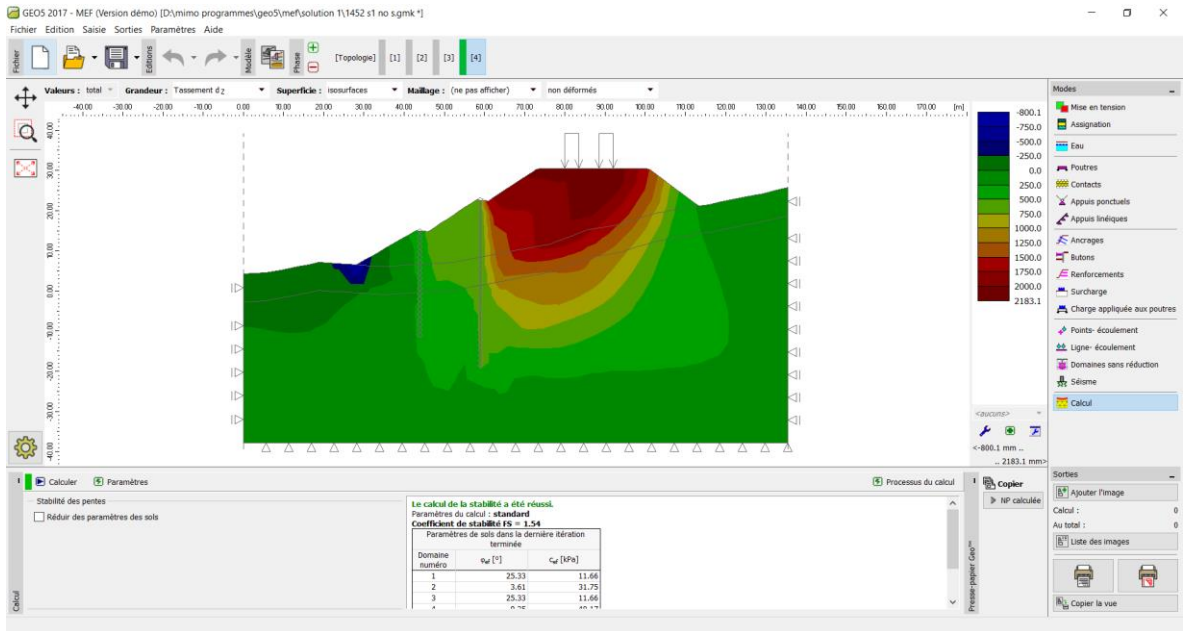
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)



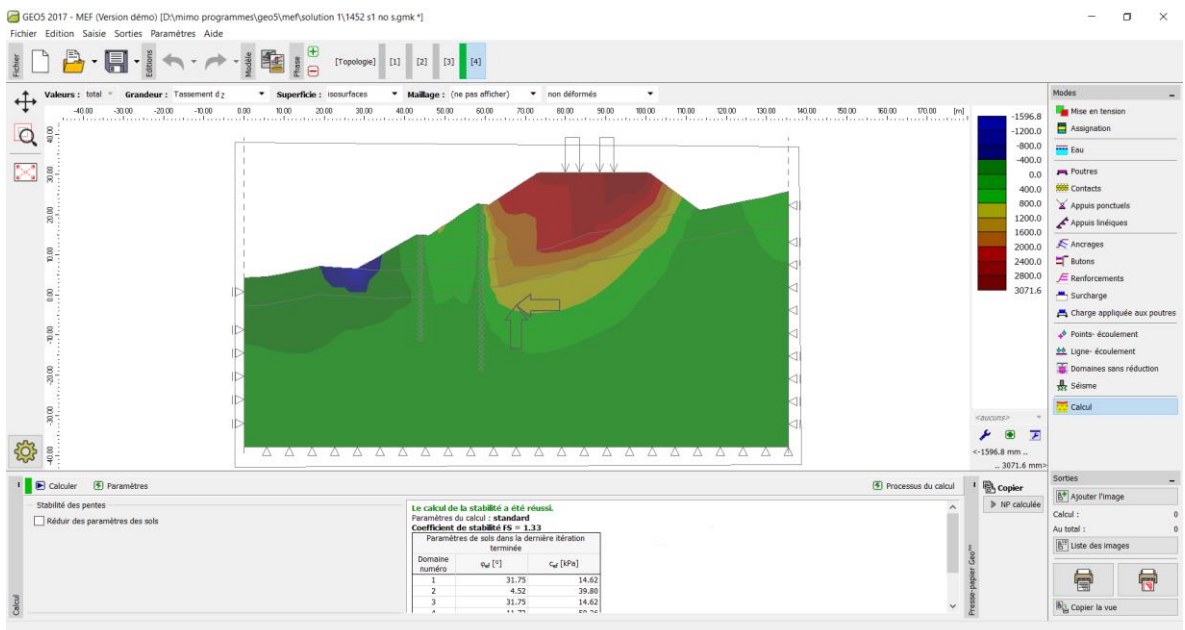
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+720 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



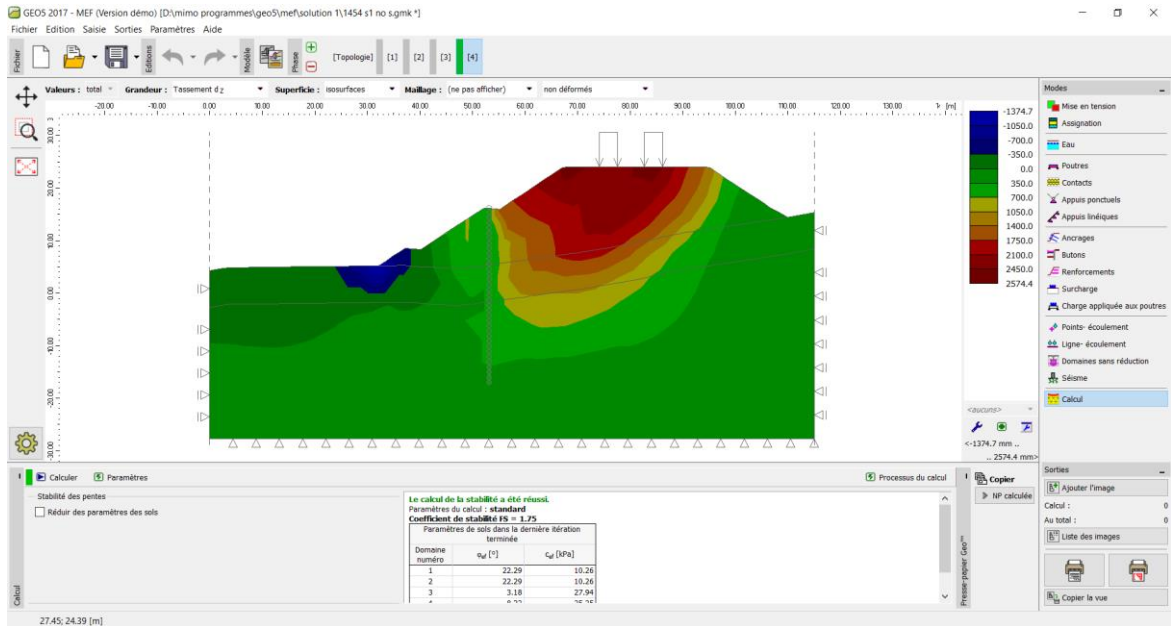
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+720 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)



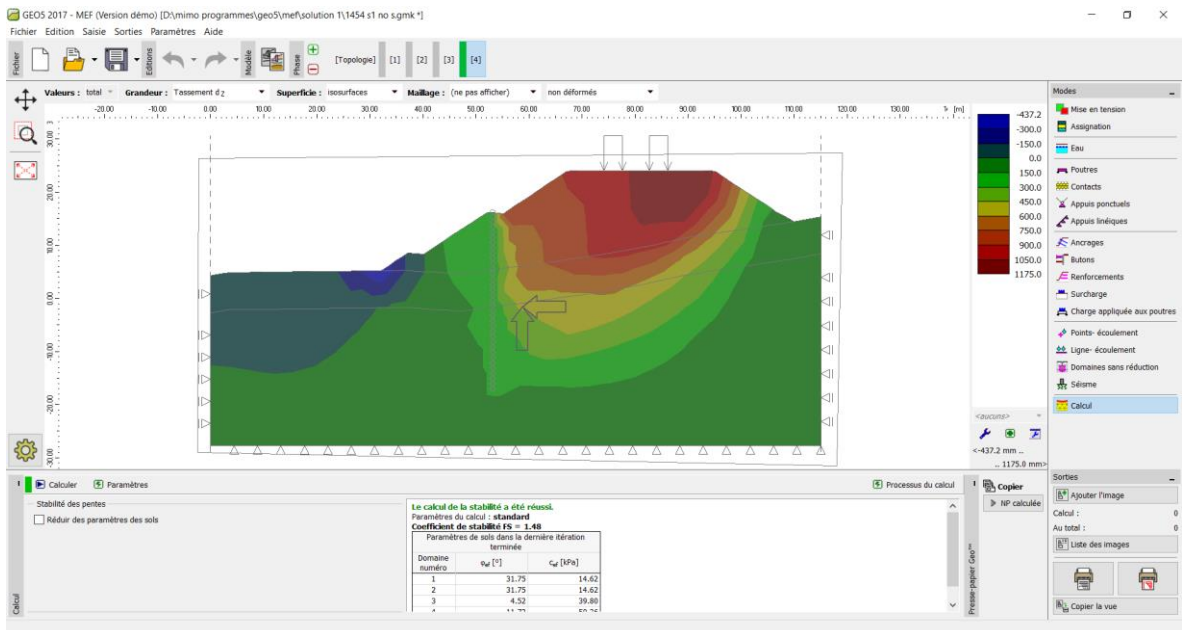
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



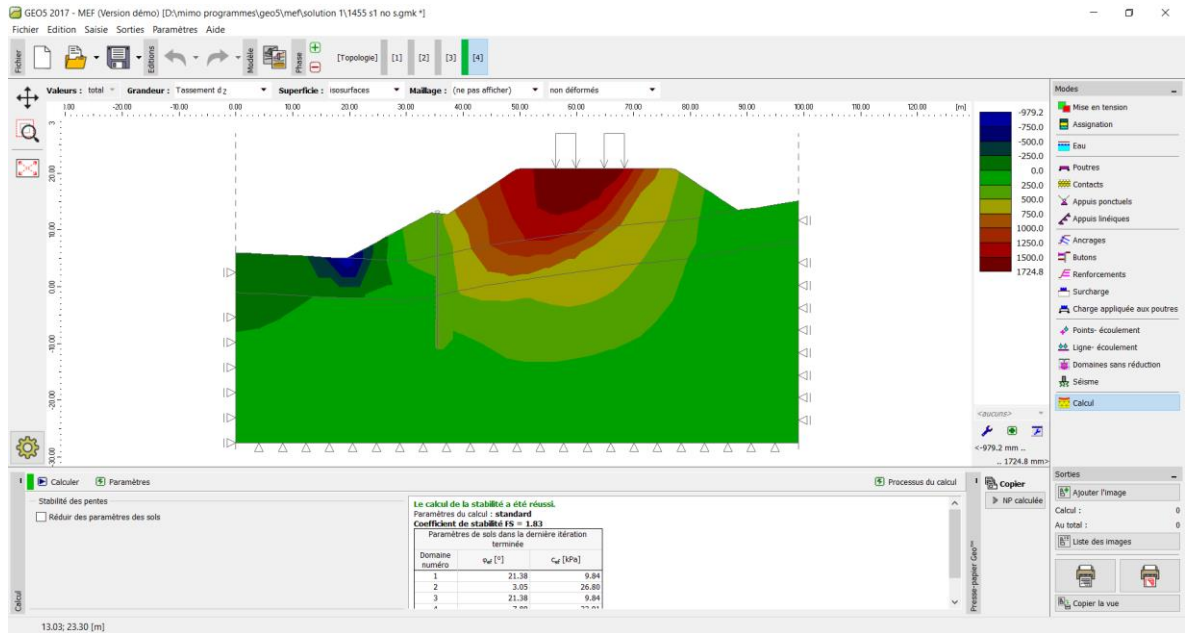
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)



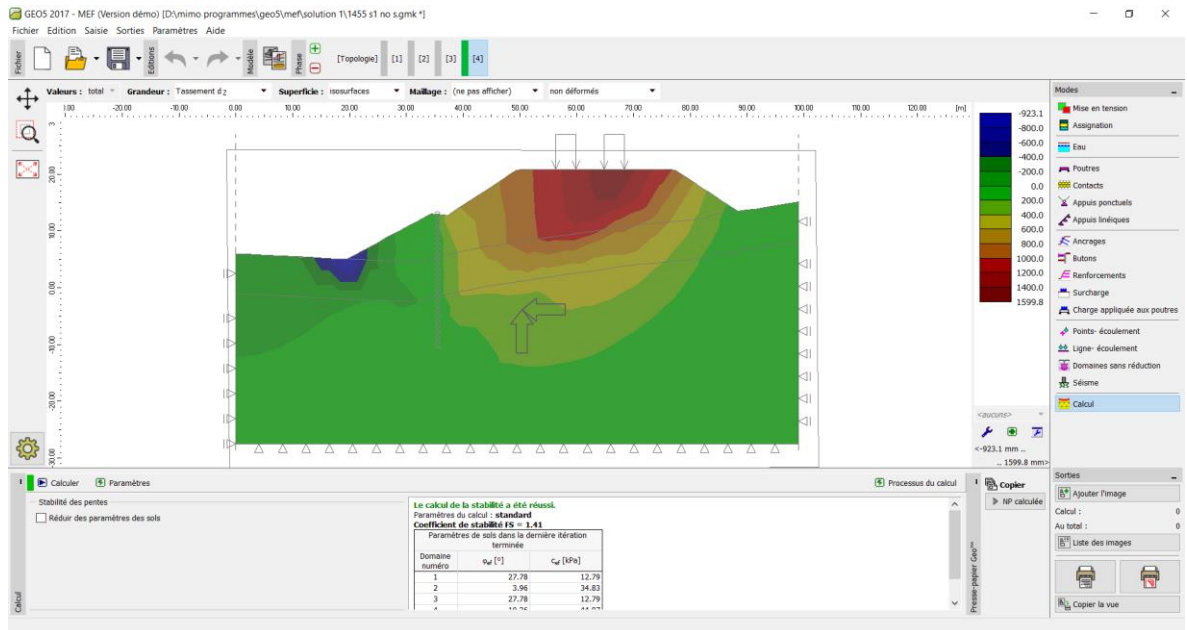
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



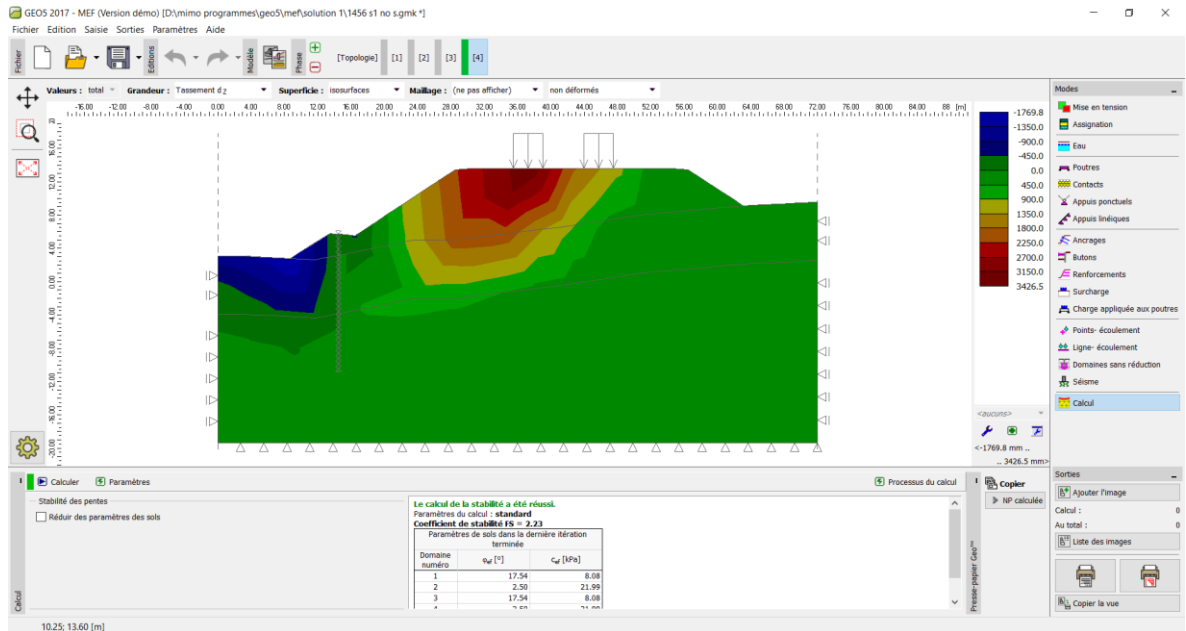
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)



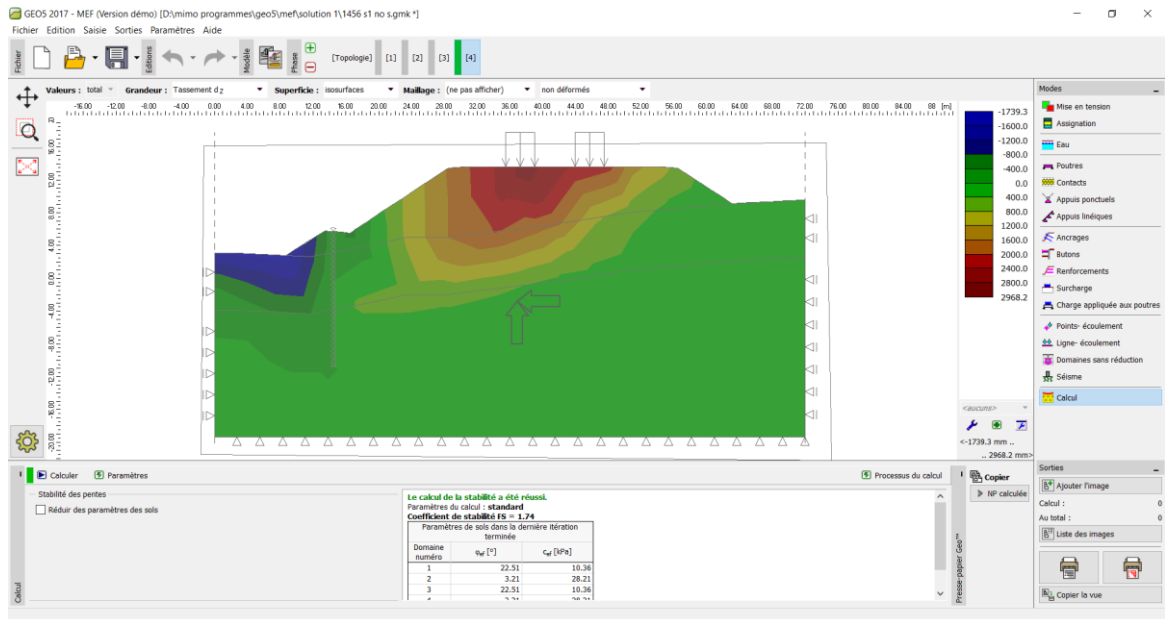
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)



Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)

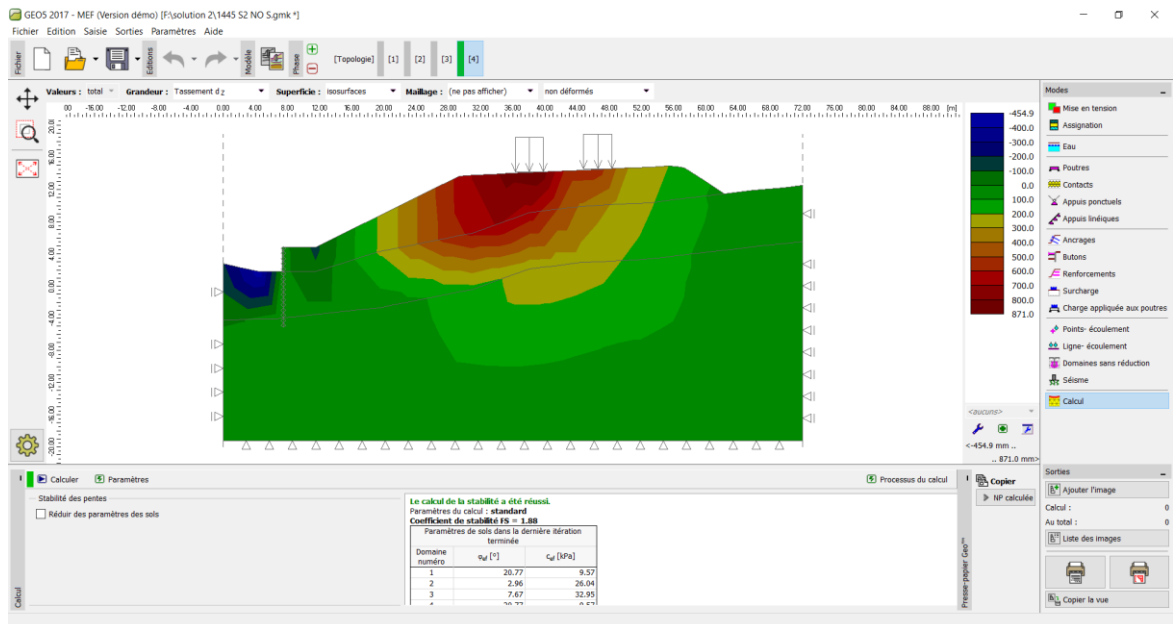


Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) sans l'action sismique(MEF)

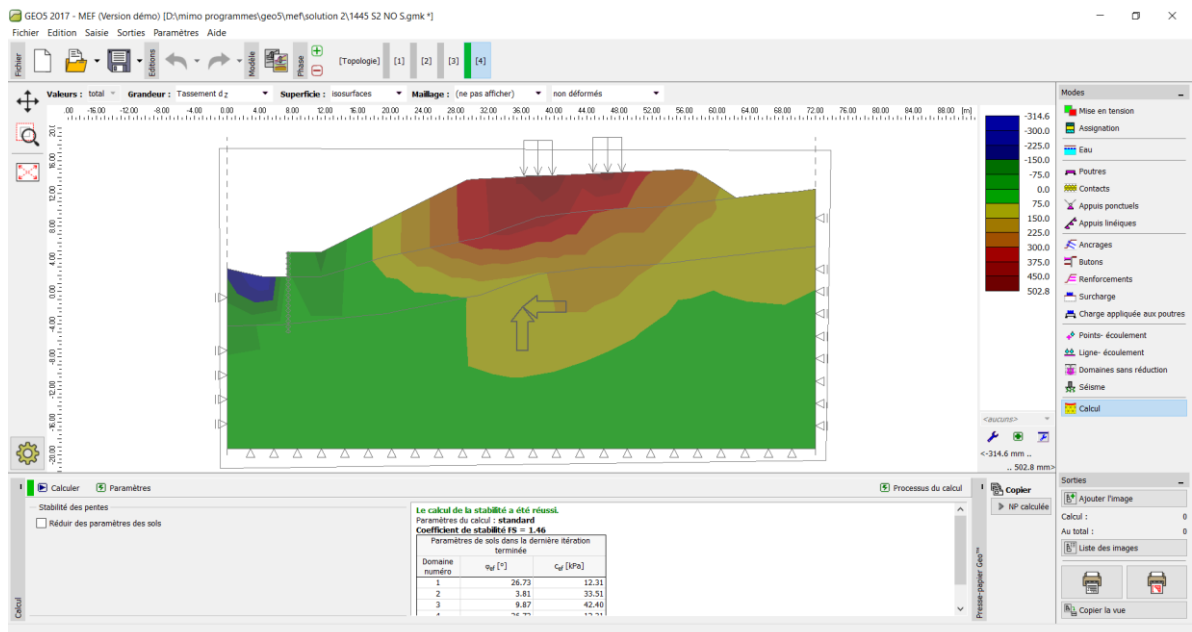


Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (Deux files de pieux) avec l'action sismique(MEF)

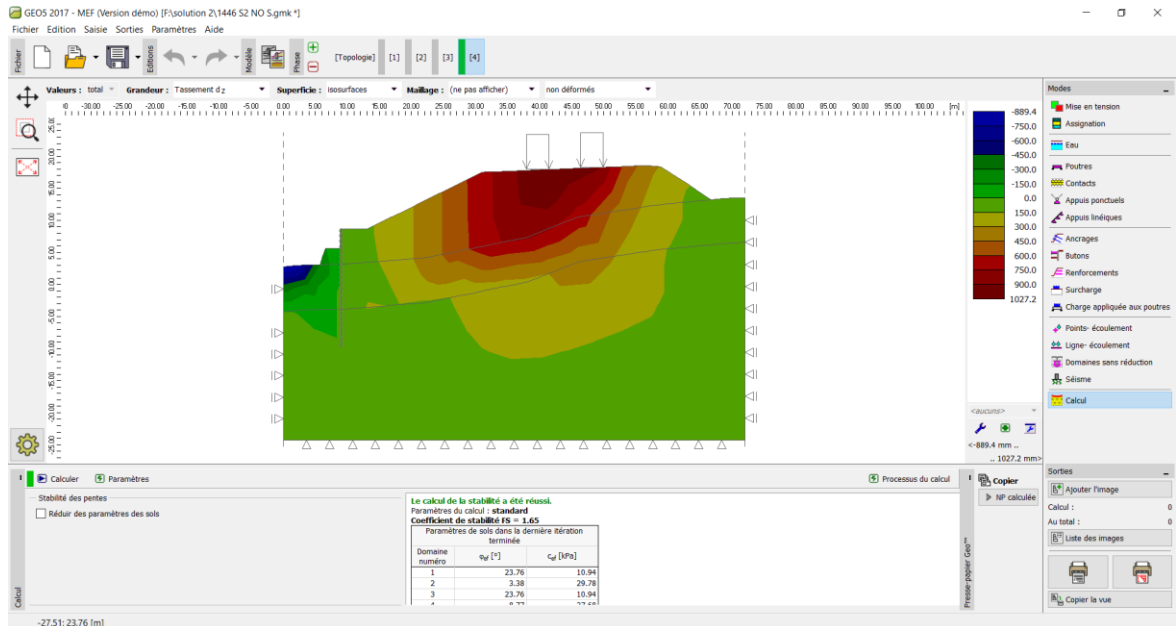
ANNEXES 4.3 : Avec confortement "parois moulée renforcé avec des tirants d'ancrage"



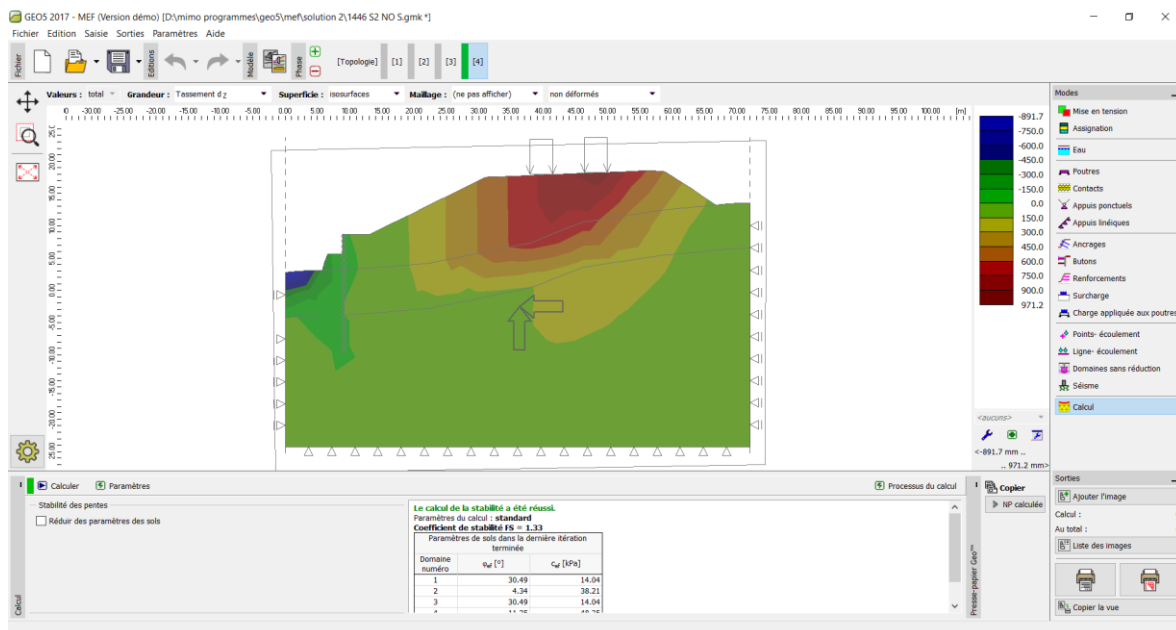
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



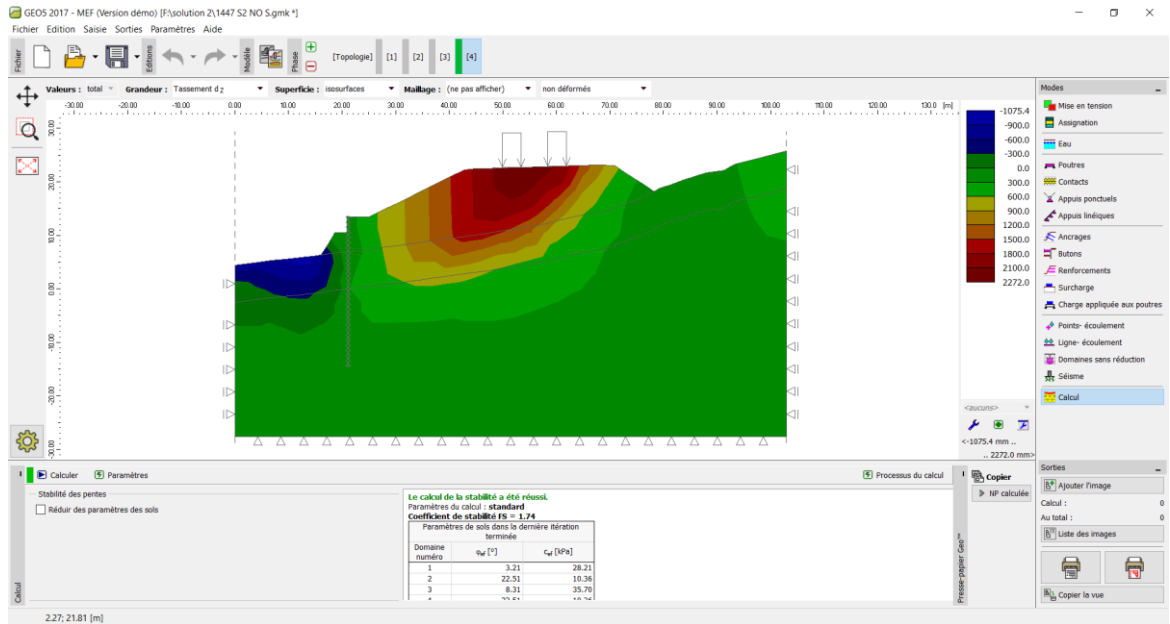
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+600 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)



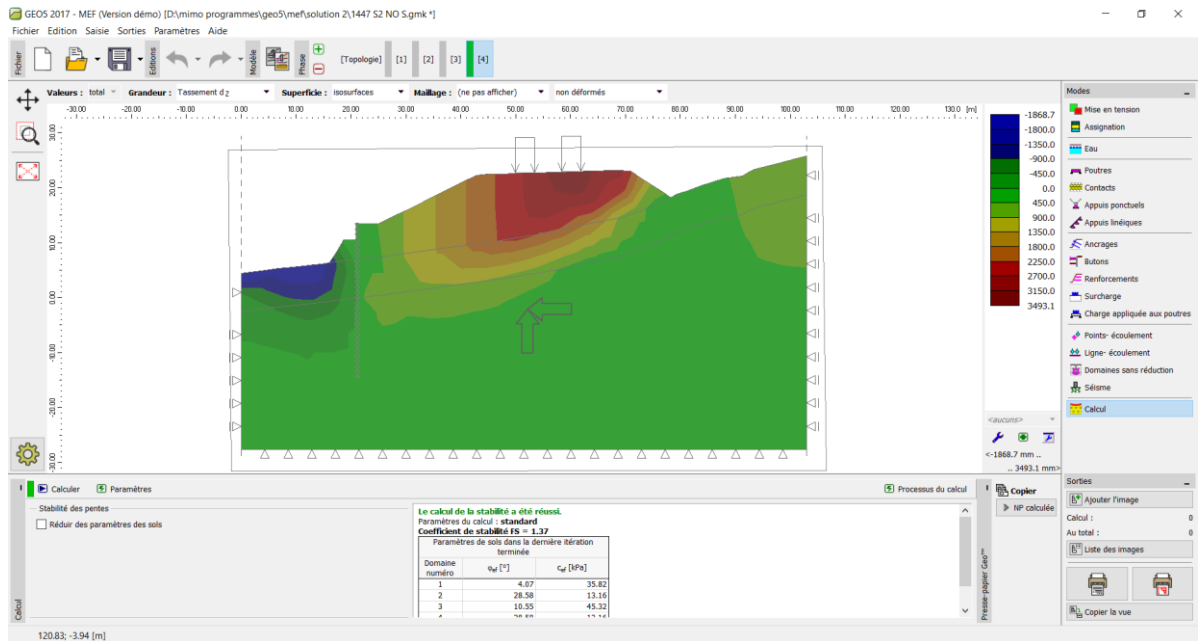
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



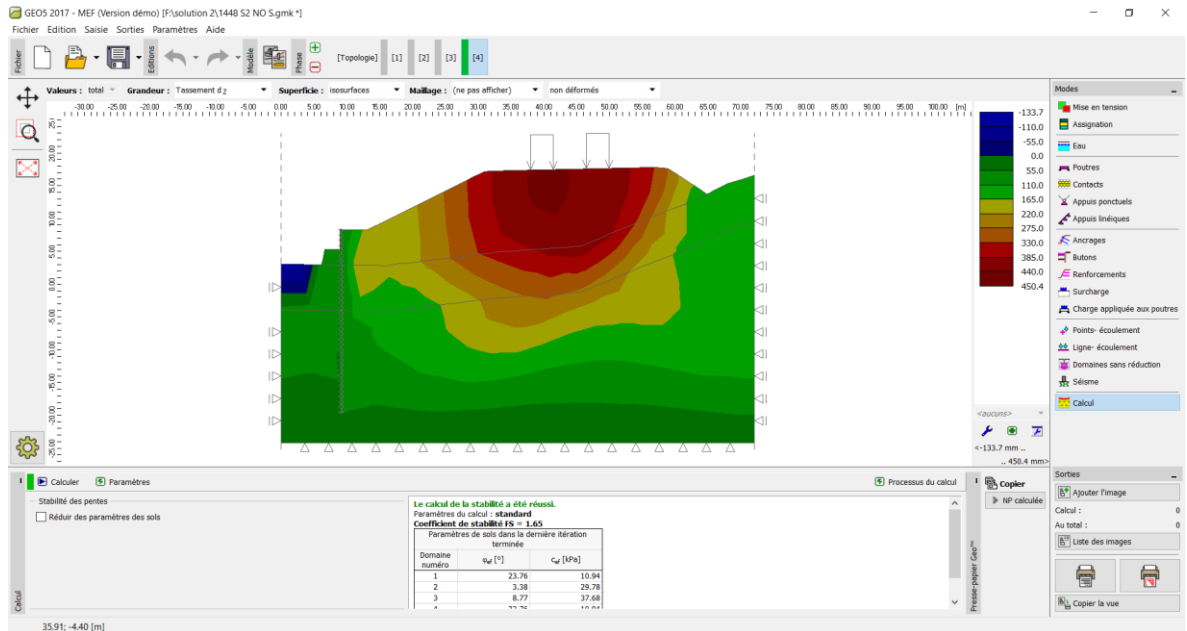
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+620 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)



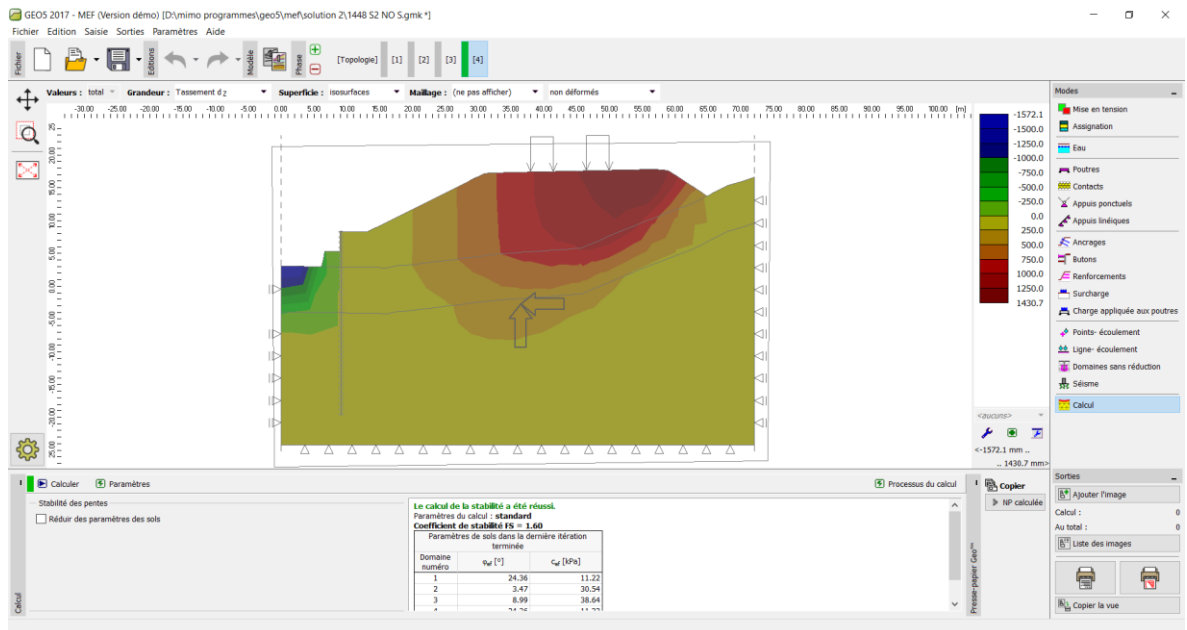
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



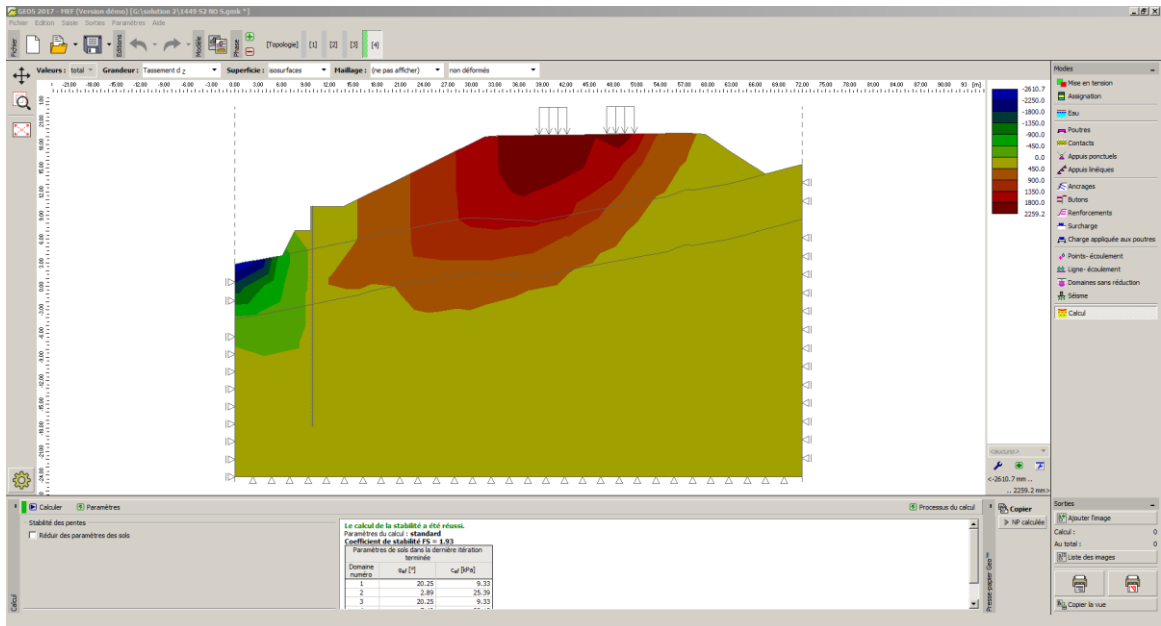
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+640 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)



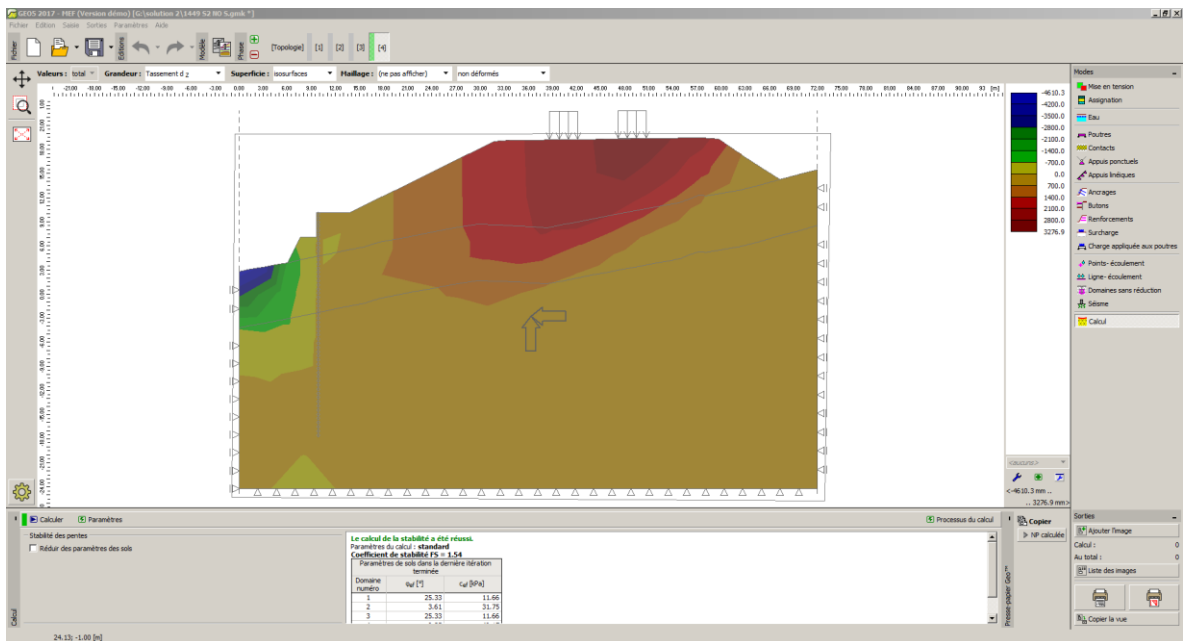
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



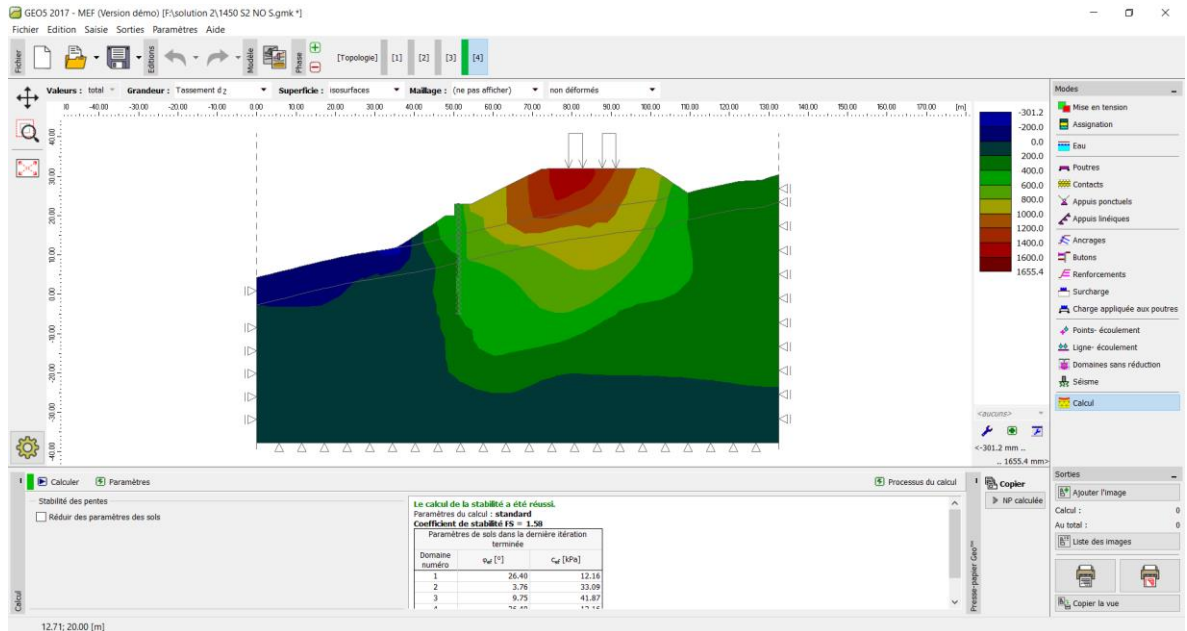
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+660 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)



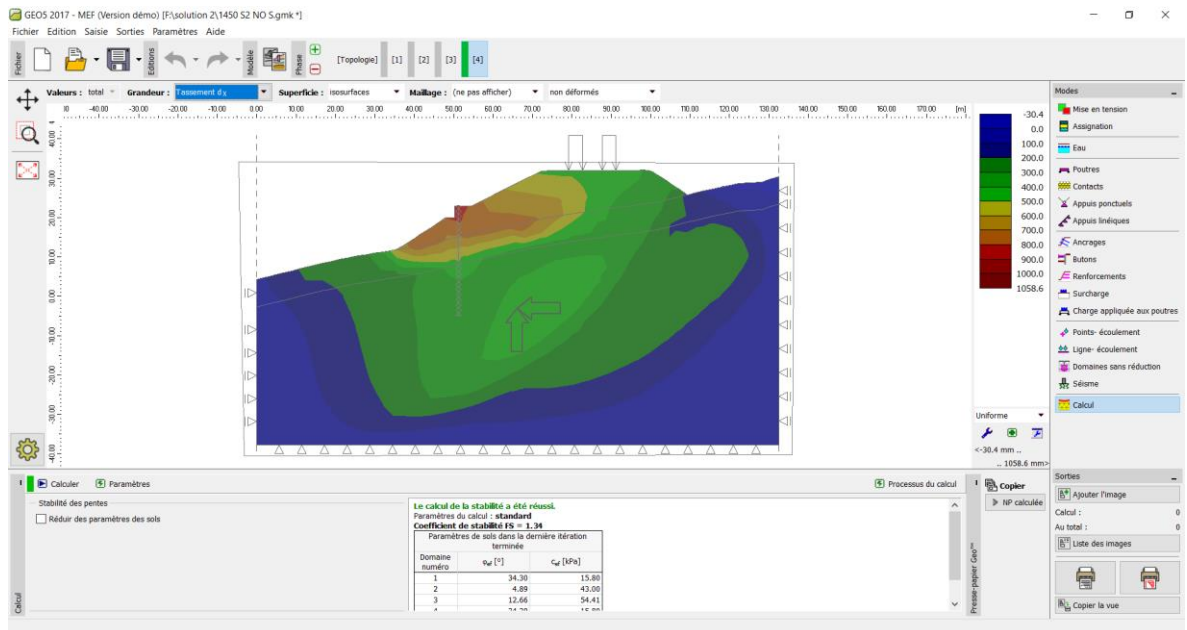
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+680 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



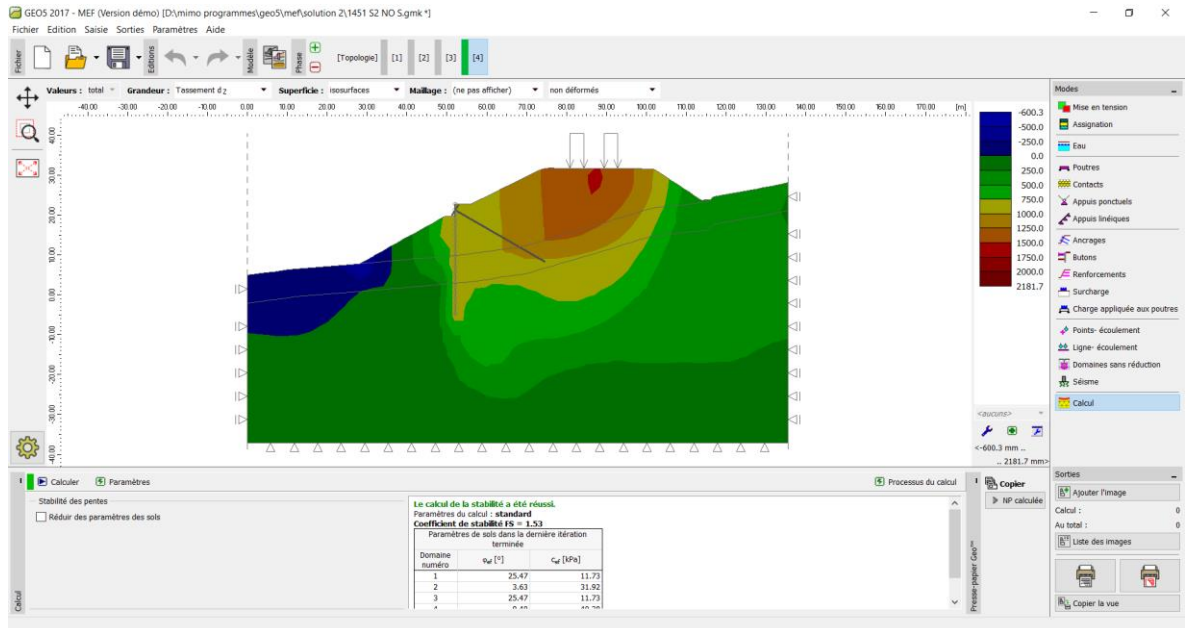
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+680 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)



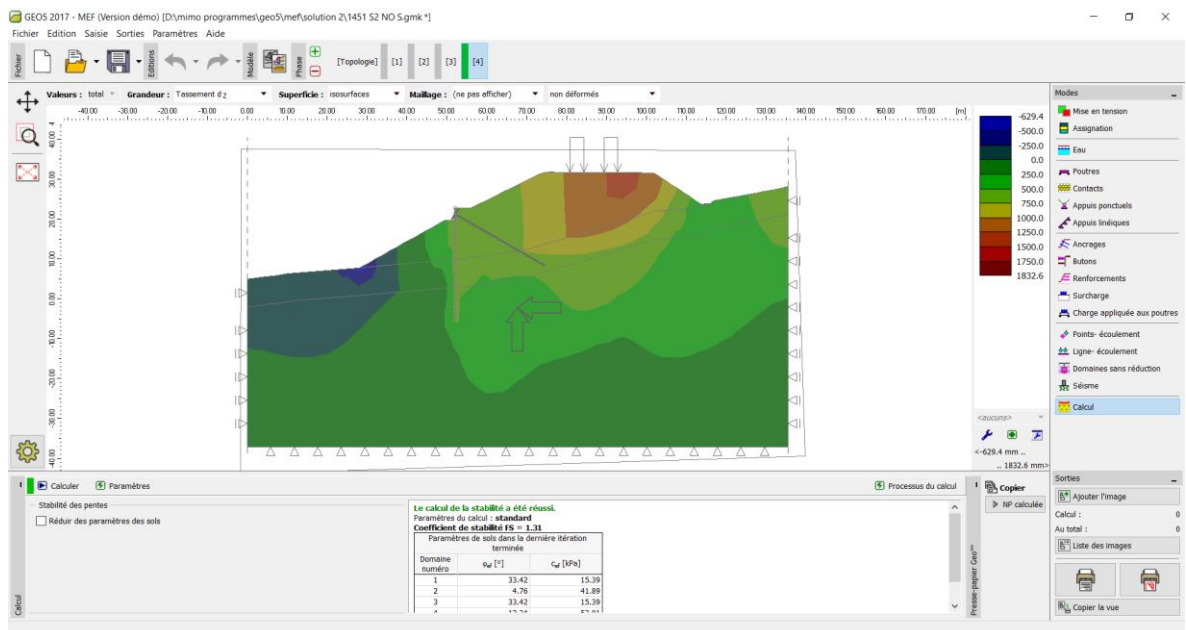
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



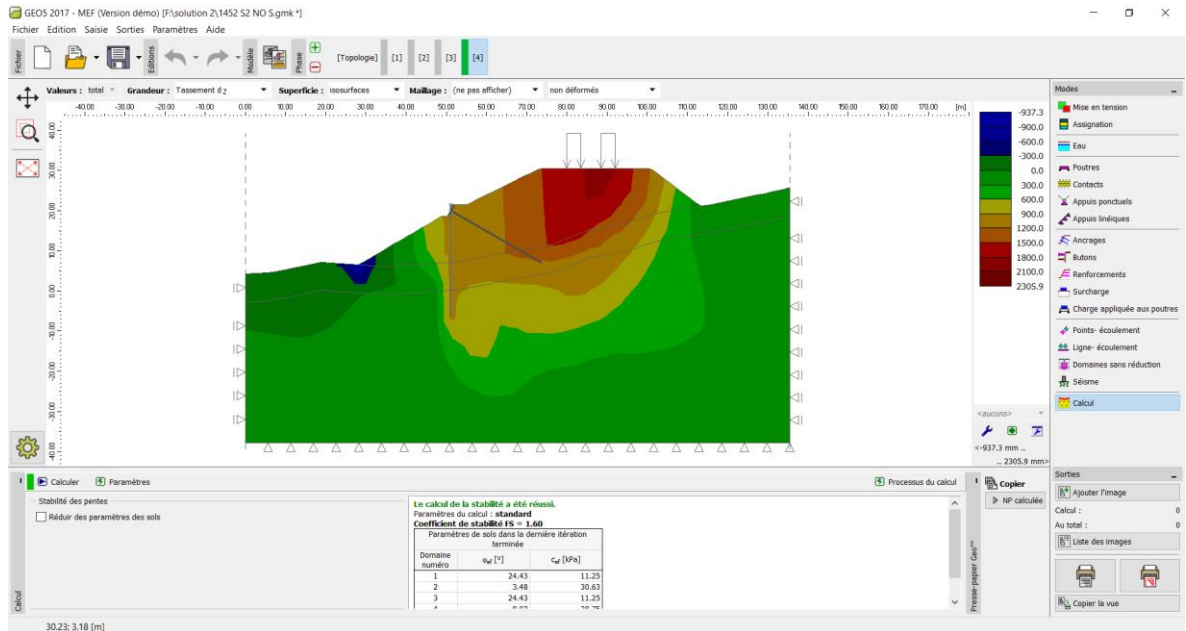
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+700 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)



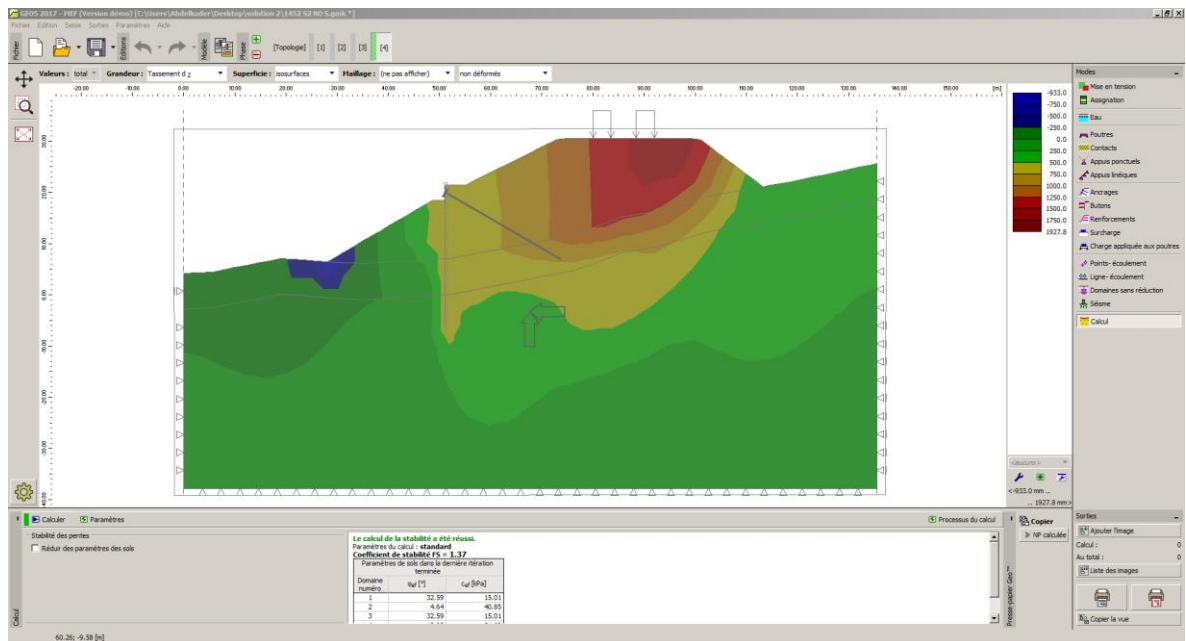
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+720 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



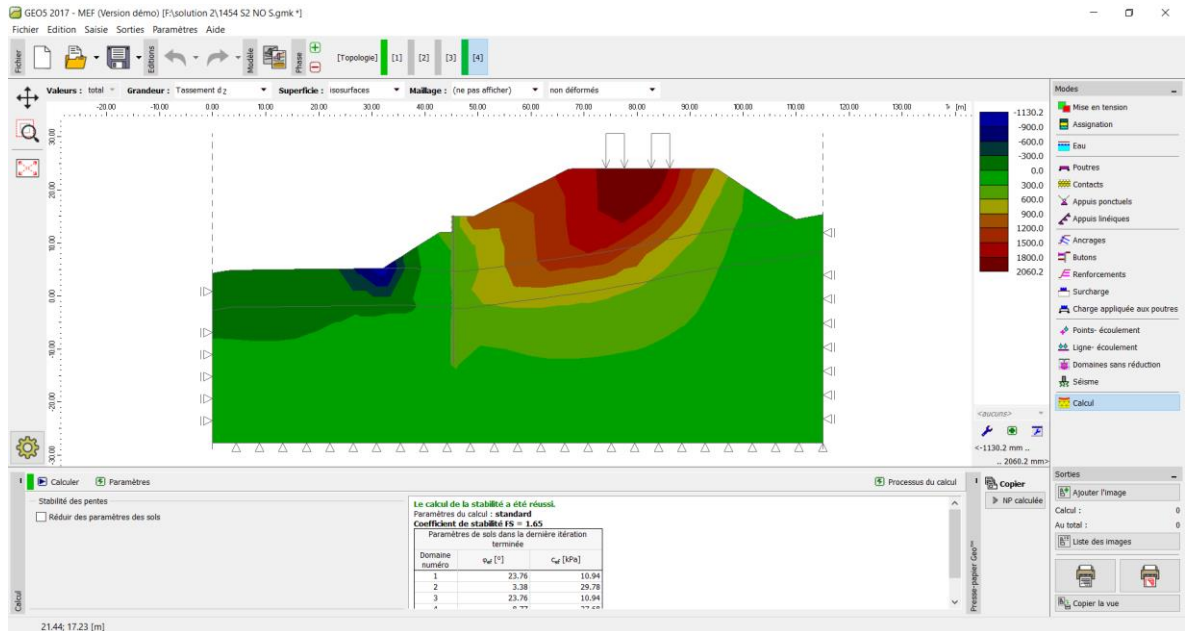
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+720 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)



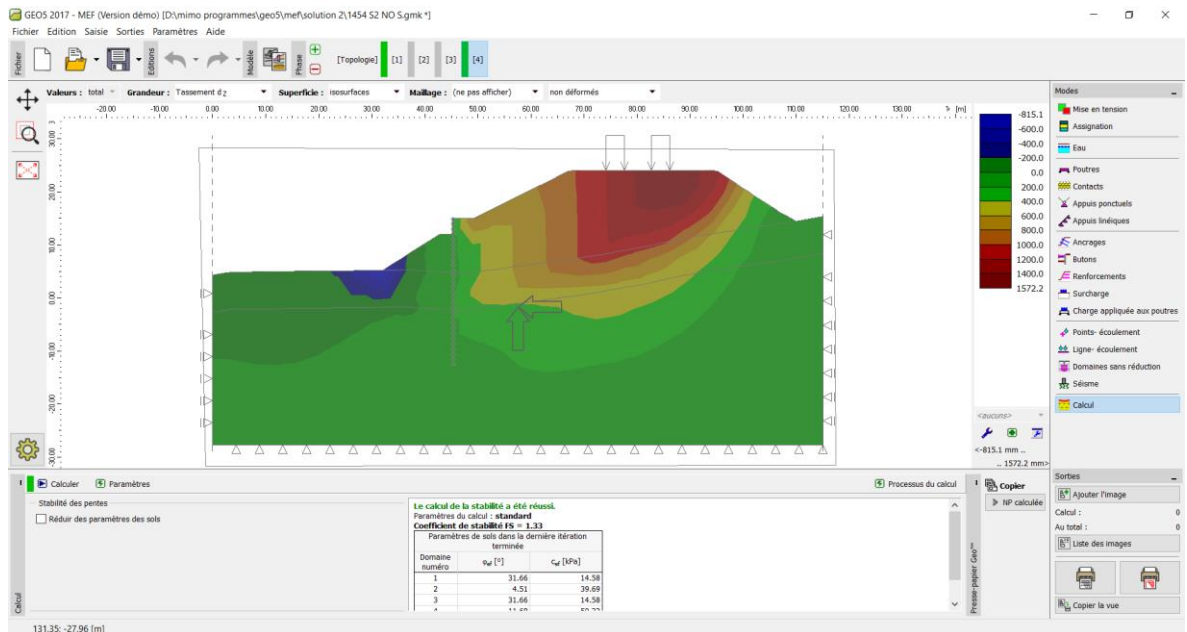
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



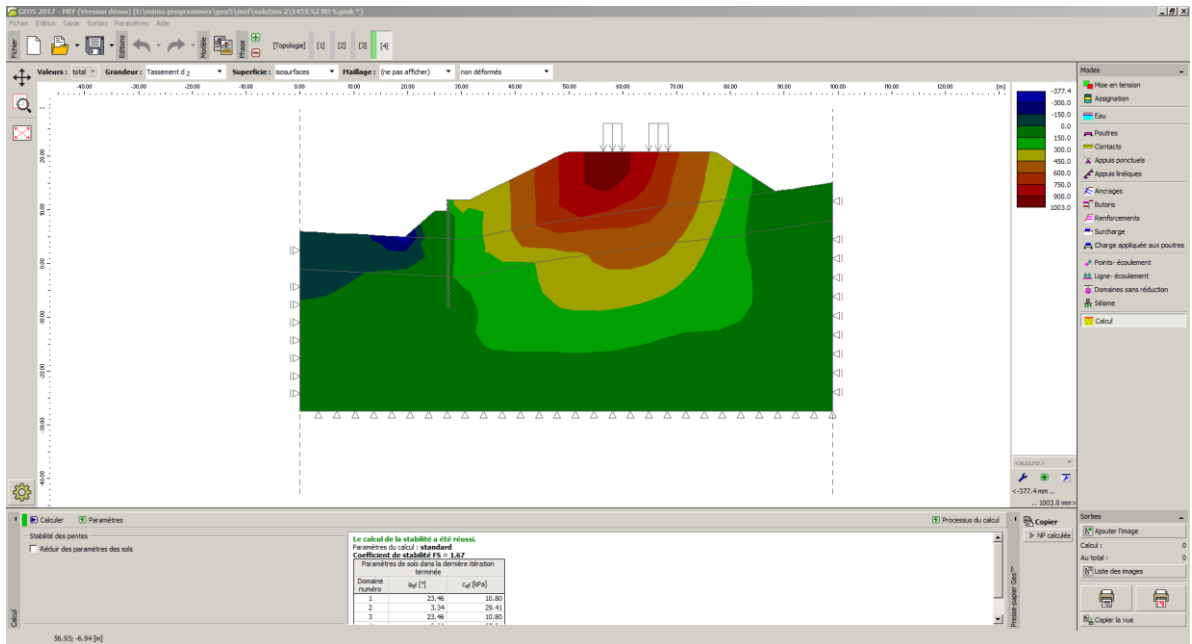
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)



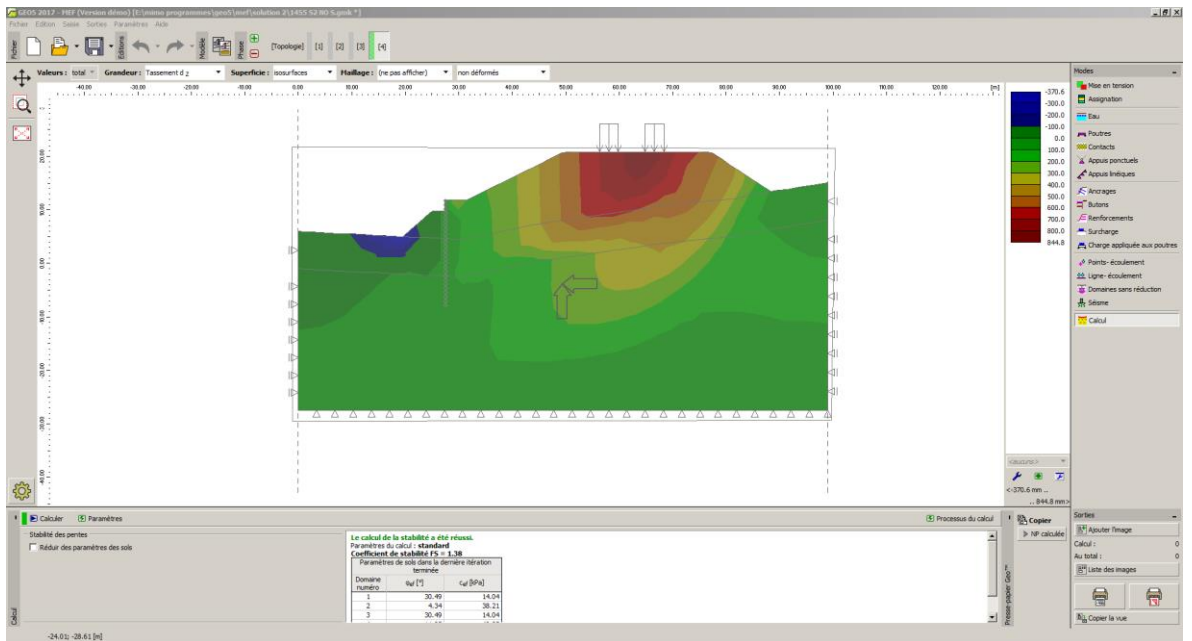
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



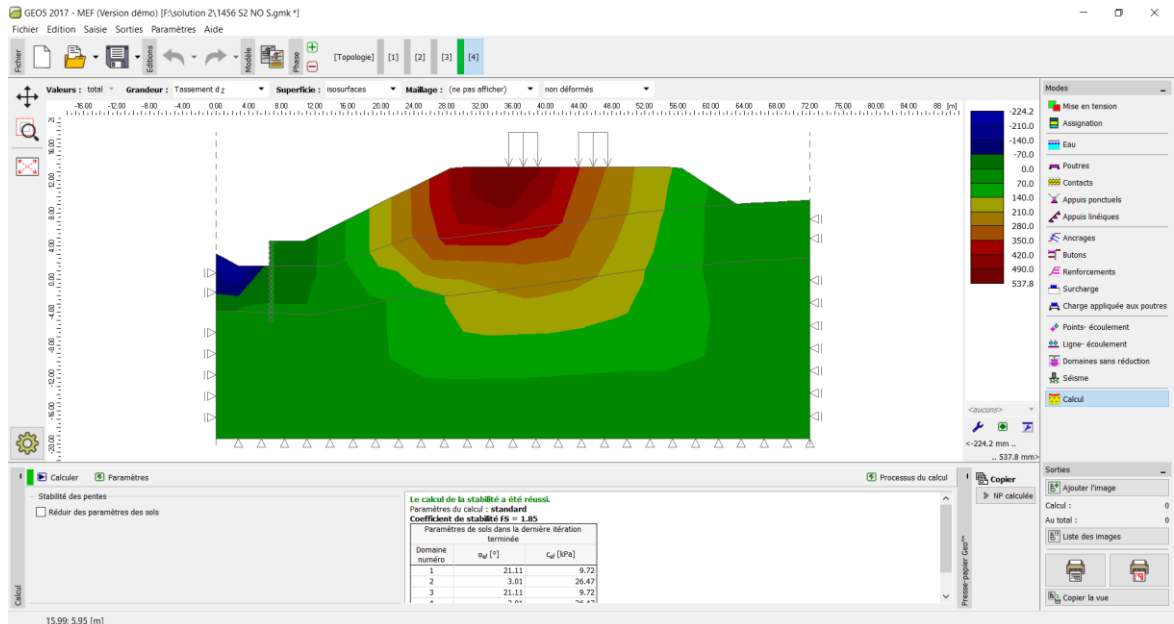
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+780 avec chargement (remblai + charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)



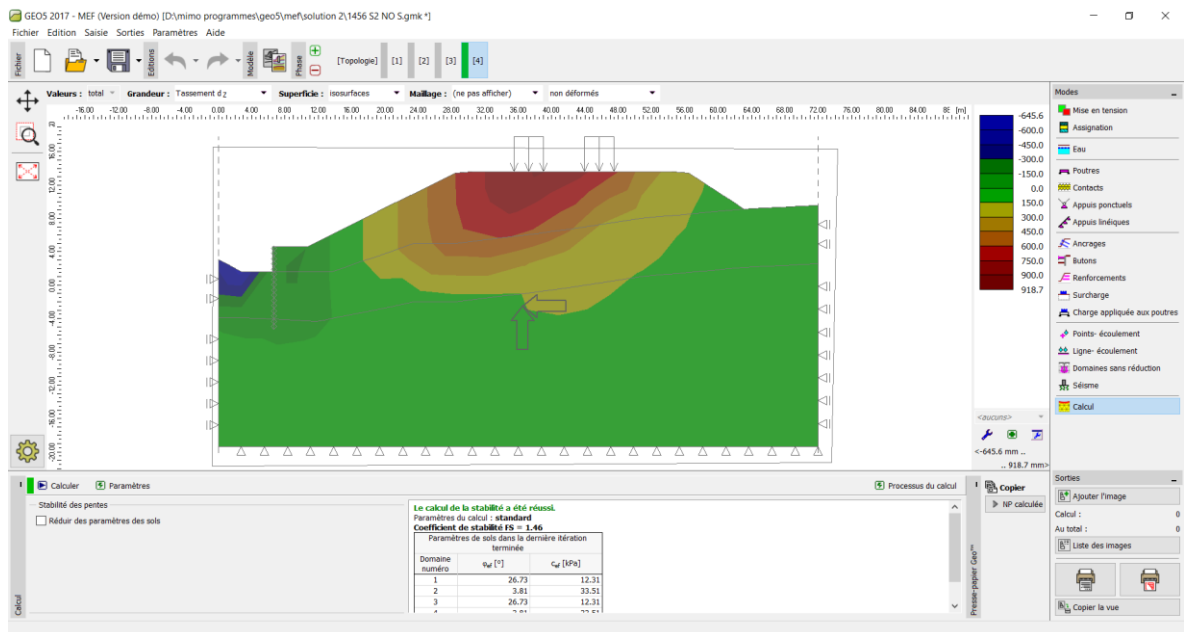
Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)



Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+800 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)

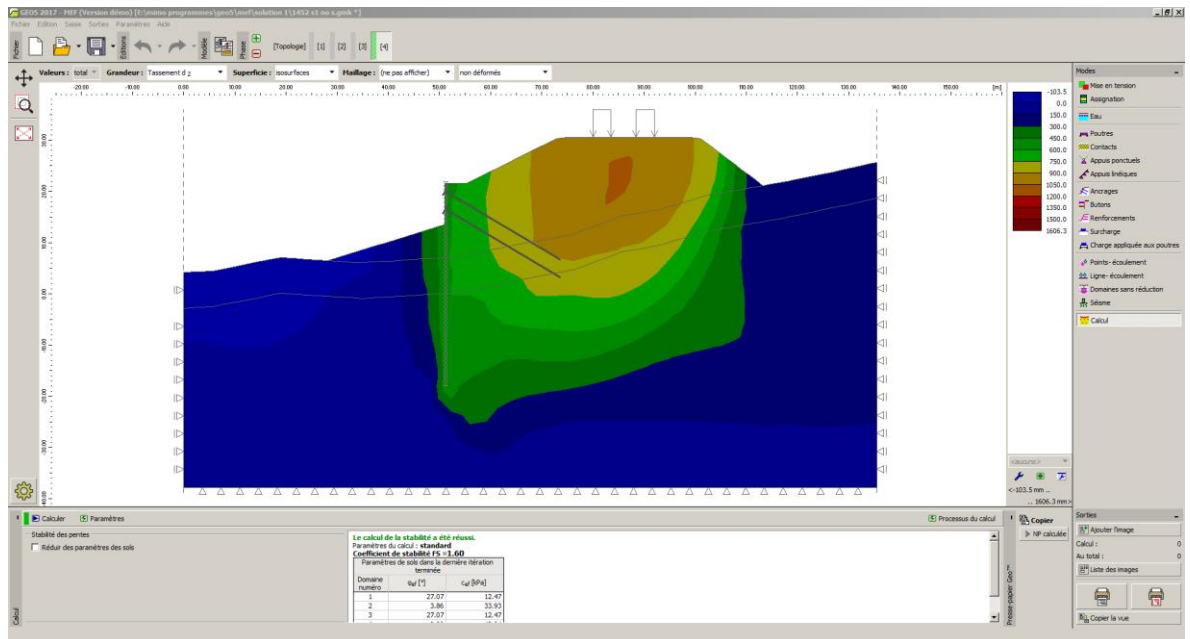


Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique (MEF)

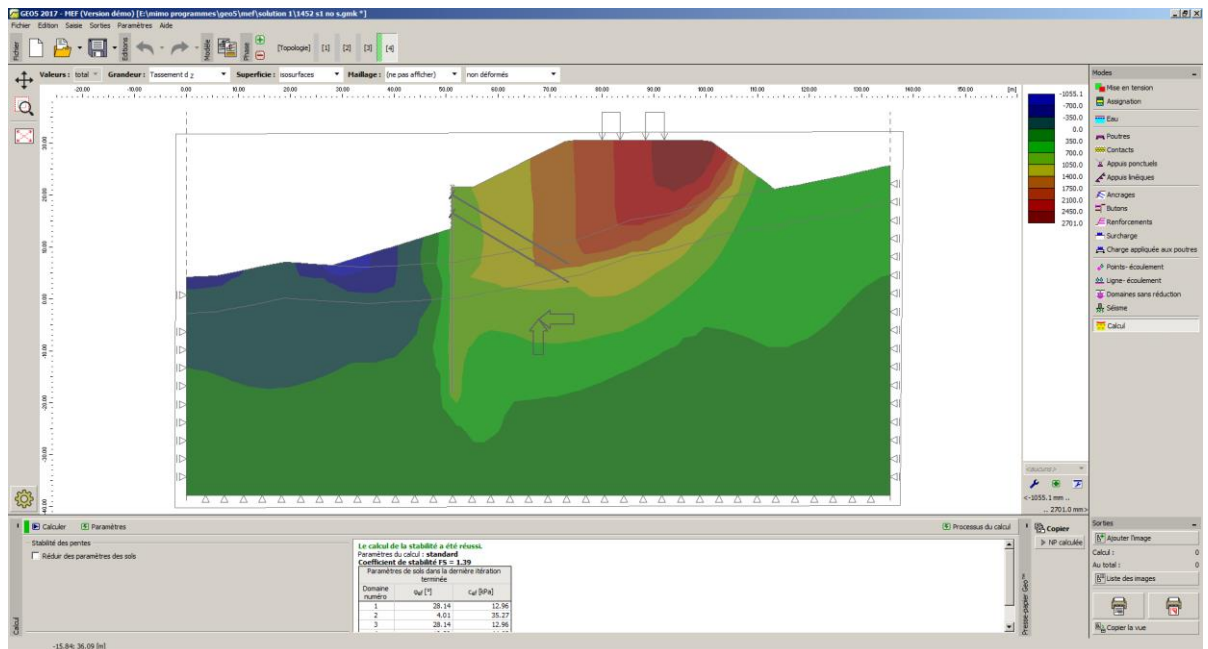


Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+820 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (parois moulées renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique (MEF)

ANNEXES 4.4 : Avec confortement "une file de pieux renforcé avec des tirants d'ancrage"



Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d'ancrage) sans l'action sismique(MEF)



Capter du résultat de calcul de stabilité au niveau de PK 29+740 avec chargement (remblai +charge de circulation) et confortement (pieux renforcés par des tirants d'ancrage) avec l'action sismique(MEF)