



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Larbi Tebessi - Tébessa
معهد المناجم
Institut des mines
قسم المناجم والجيوتكنولوجيا
Département des mines et de la géotechnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : géotechnique

Etude de stabilité de glissement PK 17+400 région de ait yahia moussa

(nassim HAMMADACHE)

Devant le jury:

	Grade	Etablissement
Président :	(Prénom NOM)	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	(ali HAMDANE)	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Co-encadreur	(adel DJELLALI)	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineurs :	(Prénom NOM)	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2019-2020



Année universitaire : 2015 /2016 Tébessa le : 24/05/2016

Lettre de soutenabilité

Nom et prénom des étudiants :

1- Hammadache nassim

Niveau : 2^{ème} année master Option : géotechnique

Thème : Etude de stabilité de glissement PK 17+400 région de ait yahia moussa

Nom et prénom du promoteur : ali hamdane

Nom et prénom du Co-encadreur: adel djellali

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
CHAPITRE 01	
CHAPITRE 02	
CHAPITRE 03	
CHAPITRE 04	
CHAPITRE 05	

Remerciements.

Tout d'abord, je remercie Dieu le tout puissant qui m'a comblé de sa compassion pour que je puisse faire face aux divers obstacles inhérents durant mon cursus d'études.

Toute mon infinie gratitude à mon encadreur, Monsieur HAMDANE ALI et co-encadreur Monsieur DJELALI ADEL pour leur encadrement et leurs aides précieuses.

Mon sincère reconnaissance à mes enseignants de l'institut des mines.

Je remercie notre responsable de stage à groument one, Monsieur OUCHENE ABDESAM.

Je tiens aussi à remercier tous mes amis(es) qui n'ont pas cessé de m'encourager durant cette période.

Enfin j'exprime mes vifs remerciements à ma famille qui m'a encouragé et soutenu durant mon cursus universitaire.

NASSIM

Dédicace.

*C'est avec toute mon affection que
Je dédie ce modeste travail :*

*A La mémoire de mon frère et que Dieu le garde dans son
vaste paradis.*

*A Ma très chère mère qui m'a apporté sans cesse amour,
soutien et encouragement ; et qu'elle trouve ici l'expression
de mes vives reconnaissances.*

*A Mon père qui me soutien toujours et qui m'a apporté sans
cesse son amour.*

A Mon très cher et unique frère MUSTAPHA.

*A Ma très chère soeur SABRINA et son mari RANI et Mon
nouveau AMIN*

NASSIM



Résumé :

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels très dangereux dépendant de plusieurs paramètres. Assez fréquent dans la wilaya tizi ousou, ce phénomène peut engendrer beaucoup de dommages dans le point PK 14+400 de la section 02 de la penitnant tizi ousou- bouira , dans la commune ait yahya moussa

À cette fin, nous avons commencé notre étude avec des généralités sur les glissements de terrain. Ensuite, nous avons effectué une analyse de la stabilité par les méthodes classiques de la Pente, dans le but de déterminer le facteur principal des glissements de terrain.

D'après cette étude, les eaux souterraines jouent un rôle très important dans la provocation de ce glissement.

Abstract:

Landslides are very dangerous natural phenomena that depend on several parameters.

Frequent in the wilaya of tizi ousou, this phenomenon can cause a lot of damage in the point of PK 14 of section 02 of penitnant tizi ousou- bouira in the municipality of ait yahya moussa.

We began our study with generalities on landslides. Then we did a stability analysis with the classical methods of the Slope in order to determine if the water is the main factor responsible for the landslide. Based on this study, we found that the groundwater plays a very important

ملخص

تشكل الانزلاقات الأرضية ظواهر طبيعية شديدة الخطورة تعتمد على عدة عوامل فهي شائعة جدا في ولاية تيزي وزو.

من الطريق في القسم 02 + 14 400 هذه الظاهرة يمكن أن تولد الكثير من الضرر في موقع بلدية أيت يحيا موسى. حيث بدأنا دراستنا مع العموميات بشأن الانهيارات الأرضية . بعد، ذلك أجرينا تحليلا لاستقرار باستخدام أساليب المنحدر الكلاسيكية

Sommaire

SOMMAIRE

Dédicaces	
Remerciements	
Résumé	v
Sommaire	vi
Liste des figures	xii
Liste de tableaux	xii
Liste des photos	xvii
Introduction générale :.....	02
chapitre I :Généralités sur les glissements des terrains :	4
1. Introduction :.....	5
2. Les mouvements des terrains :.....	5
2.1 Définition des mouvements des terrains :.....	5
2.2 Les types des mouvements des terrains :.....	6
2.2.1 Les mouvements lents et continus:.....	6
a) Les affaissements:.....	6
b) Les tassements :.....	6
c) Le retrait-gonflement:.....	7
d) Le fluage:.....	8
e) Solifluxion:.....	9
f) Les effondrements :.....	9
g) Les coulées boueuses:.....	10
h) Érosion littorale:.....	11
2.2.2 Les mouvements rapides et discontinus :.....	11
a) L'éboulement, chutes de blocs et de pierres:.....	11
✓ Chutes de pierres et de blocs :.....	11
✓ Éboulement :.....	12
b) Le fauchage :.....	14

SOMMAIRE

c)	Les écroulements :.....	15
d)	Les coulées boueuses :.....	16
3.	Les glissements de terrain:.....	16
3.1	Définition :	16
3.2	Description d'un glissement de terrain :.....	17
3.3	Classifications des glissements de terrain:.....	18
3.3.1	Les glissements plans ou (translatifs):.....	18
3.3.2	Les glissements circulaires ou rotationnels:.....	18
3.3.3	Glissement rotationnel simple :.....	19
3.3.4	Glissements rotationnels complexe :.....	20
a)	Vitesse moyenne de glissement de terrain:.....	21
b)	Profondeur de glissement :.....	21
3.4	Principaux facteurs qui influent sur la stabilité des terrains :.....	22
a)	Facteurs passifs :	22
b)	Facteurs actifs et déclenchant:.....	23
3.5	Méthode de traitement de glissements :.....	24
3.5.1	Terrassement :.....	24
3.5.2	Butée de pied et allègement en tête :.....	24
a)	Butée de pied :.....	24
3.5.3	purge et reprofilage :.....	25
a)	Allègement en tête :.....	25
b)	Purge :.....	26
c)	Reprofilage :.....	26
3.5.4	Substitution :.....	2

SOMMAIRE

a)	Substitution totale des matériaux glissés :.....	27
b)	substitution partielle des matériaux glissés :.....	28
3.5.5	Dispositifs de drainage :.....	29
3.5.5.1	Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface) :.....	29
3.5.5.2	Tranchés drainantes :.....	30
3.5.5.3	Drains subhorizontaux :.....	31
3.5.5.4	Masques et éperons drainants :.....	31
3.5.5.5	Murs en sol cloués :.....	32
a)	Stabilisation des pentes naturelles :.....	32
b)	Stabilisation d'excavation (pentes artificielles) :.....	33
3.5.5.6	Stabilisation des talus en murs de soutènement en béton armés :.....	33
a)	Murs de soutènement :	33
b)	Tirants d'ancrage :.....	34
c)	Pieux et barrettes :	35
d)	Palplanche :.....	36
3.6	Exemples réels des glissements des terrains survenus en Algérie :	36
3.6.1	Glissement de terrain d'Ain El Hammam :.....	36
3.6.2	Le glissement de Constantine :.....	38
4.	Conclusion :.....	39
chapitre II : Présentation des méthodes de calcul.....		40
1.	Introduction :.....	44
2.	Définition du coefficient de sécurité.....	44
2.1	Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane :.....	45

SOMMAIRE

2.2	Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire	46
2.3	Cas d'une surface de rupture bidimensionnelle	
	quelconque	47
3.	Le choix des méthodes de calcul de la stabilité	47
3.1	La méthode déterministe	47
3.1.1	La méthode des tranches	48
3.1.2	Méthode de Fellunius (1927)	49
3.1.3	Méthode de Bishop simplifié (1955)	50
3.1.4	La Méthode de Morgenstern et Price	51
3.1.5	La méthode de Spencer	52
	3.1.5.1 Présentation	52
3.1.6	La méthode de Junbu(1956)	53
3.1.7	la méthode de Taylor	53
3.1.8	La méthode de Sarma	54
3.1.9	La méthode d'éléments finis	55
3.1.10	Méthodes probabilistes et logique floue	56
4.	Evaluation et limitations des méthodes	57
a)	Pour les méthodes circulaires	57
b)	Pour les méthodes non circulaires	57
5.	Conclusion	58
Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site		
		60
1	Introduction	61
2	Présentation de projet	62
2.1	Caractéristiques techniques	63
3	Présentation de la région	63
3.1	Situation géographique de point de glissement	63

SOMMAIRE

3.2	Limites géographique de ait yahia moussa :.....	64
3.3	Présentation de site :.....	65
4	Sismicité :	66
5	Géologie de la zone d'étude:.....	67
5.1	Géologie régionale :.....	68
6	Tectonique régional actif :.....	71
7	Géologie générale de la région (entre pk 17+067-pk17+900) :....	75
8	Géologie locale (entre pk 17+067-pk17+900) :.....	76
9	Donnés géotechniques sur le site :	81
9.1	Paramètres Géotechniques :.....	84
10	Hydrogéologie :.....	91
11	Les travaux effectués durant le stage :.....	91
12	Conclusion :.....	91
chapitre IV :Calcul de la stabilité de talus :.....		93
1.	Introduction :.....	94
2.	Caractéristiques géotechnique :.....	94
3.	Application au glissement étudié :.....	94
4.	Calcul de la stabilité par logiciel :.....	94
5.	presontation du slide :.....	94
6.	methodologie de l'analyse :	96
7.	Analyse invers :.....	98
7.1	paramètres géotechniques :	101
8.	determination de la separation de pieux :	102
8.1	alternative 1 : plus basse1 :.....	104
8.2	alternative 2 : plus haute :.....	105
9.	conclusions :	106

SOMMAIRE

conclusions general :.....	107
-----------------------------------	------------

Liste des figure

Figure I.1: Affaissement dû à une exploitation minière.	6
Figure I.2 : Tassement de Mexico	7
Figure I.3 : Phénomène de retrait de gonflement	8
Figure I.4: le phénomène de fluage	8
Figure I.5: Phénomène de solifluxion	9
Figure I.6 : Progression d'un effondrement	10
Figure I.7 : une coulée de boue	10
Figure I.8: Erosion littorale	11
Figure I.9: Chutes de pierres et de blocs	12
Figure I.10: Un Éboulement	13
Figure I.11: Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs	14
Figure I.12: Phénomène de fauchage	15
Figure I.13: Écroulement par glissement banc sur banc	15
Figure I.14 : Exemple d'un coulé boueux section M5 (Projet Autoroute Est-Ouest	16
Figure I.15: Les différents éléments d'un glissement de terrain	17
Figure I.16: glissement plan	18
Figure I.17: glissement rotationnel	19
Figure I.18 : Rupture rotationnelle simple	20
Figure I.19 : Rupture rotationnelle ave Prof initial	20
Figure I.20: Glissement rotationnel complexe	20
Figure I.21: les différents facteurs d'un glissement de terrain	23
Figure I.22 : Différents méthodes de stabilisation par terrassement	24

Liste des figure

Figure I.23 : Différentes surface de rupture à prendre en compte	25
Figure I.24 : Dimensionnement d'un allègement en tête	26
Figure I.25 : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Maray	28
Figure I.26: Substitutions partielles	28
Figure I.27: Réalisation des tranchés drainants (Projet Autoroute Est- Ouest	31
Figure I.28: Mur de soutènement en béton armé (Autoroute Est-Ouest)	34
Figure I.29: Tirant précontrainte ancré au terrain par injection de scellement	35
Figure I.30 : Cartographie du versant instable d'Ain El Hammam et ses alentours (DJERBAL et MELBOUCI, 2013)	37
Figure I.31: Principaux sites de glissements à Constantine Ville	39
Figure II.1 : Les forces agissantes sur une tranche	45
Figure II.2: Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches	46
Fig. II.3: Miseenœuvre de la méthode de perturbations	47
Figure II. 4 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche	49
Figure II.5 : Représentation graphique des forces sur une tranche	51
Figure II.6 : Forces considérées dans la méthode de Janbu	53
Figure II.7 : L'abaque de Taylor	54
Figure III.15 : Graphiques montrant la variation des valeurs SPT(N) et RQD (%) de l'unité Pmd sur la route avec la profondeur	87
Figure III.16 : Graphiques montrant la variation des valeurs SPT(N) et RQD (%) de l'unité Pmv sur la route avec la profondeur	89
	xiii

Liste des figure

Figure III. 17 : Paramètres Pmd-3 Mohr Coulomb	89
Figure III.18: Paramètres Pmv-2 and Pmd-2 Mohr Coulomb	90
Figure III.1: carte de l'emplacement du site du glissement	62
Figure III.2 : Tracé de la route	63
Figure III.3 : situation de la wilaya de tizi ousou	64
Figure III.4 : Zones sismiques d'Algérie après RPOA 2008.	65
Figure III.5: vue d'ensemble du massif d'atlas et unités principales qui forment le massif montagneux dans le modèle numérique srtm	68
Figure III.6 : la carte schématique de l'Afrique du nord montrant les principaux domaines structuraux et la localisation de la zone d'étude. b.Ila carte structurale l'Algérie du nord (de brac Greene & frison de Lamotte, 2002)	71
Figure III.7: carte schématique montrant les principaux domaines tectoniques et géologique	73
Figure III.8 : paramètre sismotectonique Algérie du nord (de démetts et al. 1989).es dans Algérie du nord (de Montilla et al. 2003).	74
Figure III.9 : $m \geq 4$:0 sismicité d'Algérie compte tenu des événements d'une magnitude $m \geq 4$: 0. Les cercles noirs et gris désignent des événements 1900-2013. Les carrés blancs désignent les événements de 1365 à 1900. (Ayadi et de bezzeghoud 2015).	74
Figure III.10 : sismotectonique du nord-centre de l'Algérie (maouche et autres, 2011)	75
Figure III.11 : plan d'emplacement de recherche accompagné de la carte géologique entre pk17+067-pk17+466	77
Figure III.12 : $f_1 = cu/N$ – Variation d'Indice de Plasticité (Stroud&Butler–1975)	86

Liste des figure

Figure III.13 : Angle de Résistance de Cisaillement Effective– Rapport PI (Terzaghi, Peck, Mesri)	86
Figure III. 14 : Angle de Résistance de Cisaillement Effective– Rapport PI (Das-2004)	87
Figure IV. 1 : Plan du site PK17 avec des alternatives du confortement	95
Figure IV.2 : Profil avec des alternatives du confortement	95
Figure IV .3 : Résultat graphique de l’analyse inverse Apre l’excavation	96
Figure IV .4 : graphique de l’analyse inverse Apre l’excavation	99
Figure IV .5 : Résultat graphique de l’analyse inverse avant l’excavation	99
Figure IV .6 : graphe de l’analyse inverse avant l’excavation	100
Figure IV .7: Résultat graphique de l’analyse inverse avant l’excavation avec séisme	100
Figure IV .8 : graphe de l’analyse inverse avant l’excavation avec séisme	100
Figure IV .9 Résultat graphique de l’analyse en condition statique – alternative1	104
FigureI V .10 : Résultat graphique de l’analyse en condition seisme descendant – alternative 1	104
FigureI V .11:. Résultat graphique de l’analyse en condition seisme ascendant – alternative 1	105
FigureIV . 12:. Résultat graphique de l’analyse en condition statique – alternative 2	105
FigureI V . 13 :. Résultat graphique de l’analyse en condition seisme descendant – alternative 2	106
Figure IV. 14:. Résultat graphique de l’analyse en condition seisme ascendant – alternative 2	106

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement a long terme	21
Tableau I.2 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement	21
Tableau II. 1 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité	44
Tableau III.1 : Accélération selon la zone et le type du pont (les valeurs applicables au projet sont signalées).	67
Tableau III.2 : profil du sol	79
Tableau III.3 : Paramètres Géotechniques	90
Tableau IV.1 : Les données et les résultats du logiciel	98
Tableau IV.1 Paramètres de résistance au cisaillement – analyse inverse	98

Liste des photo

Photo I.1: La cité Ciloc en 1970	39
Photo I.2: Le Talus du Ciloc.	40
Photo III.1 : image satellitaire de la zone d'étude	65
Photo III.2 : situation actuelle des talles	66
Photo III.3 : vue de la zone entre pk17+067-pk17+466	77
Photo III.4 : photos de caisses de carotte du sondage SCFG13	78
Photo III.5: le système de roche	81
Photo III.6: vue de certaines formes lobulaires autour le site	82
Photo III.7 : vue de la fissure latérale droite	83
Photo III. 8 : vue de la fissure latérale gauche	83
Photo III.9 : vue de la sortie des fissures au niveau de la troisième berme	84

Introduction Générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

les études géotechnique sont d'une importance essentielle dans la gestion des risques naturels liés à des facteurs géologiques. En effet, les glissements représentent un phénomène naturel d'origine sismique, géologique, qui a des répercussions sérieuses sur la stabilité des ouvrages urbains et ruraux.

Ce phénomène naturel est l'un des types de mouvements gravitaires qui sont souvent catastrophiques et engendrent des instabilités des terrains.

- ✓ La saturation qui provoque la modification des caractéristiques mécaniques des surfaces vers le mauvais.
- ✓ Il est à noter que ce glissement est apparu au moment de pluie. La stratification des différentes couches peut être médiocre et pourrait être l'une des causes de l'instabilité de ce talus.
- ✓ La pente peut-être n'est pas apte à la stabilité de la stratification caractérisant cette section (pk17+400). Le travail présente dans ce mémoire a pour but de montrer le rôle de géotechnique dans l'étude de glissement de terrain, et d'illustrer les différentes solutions utilisées.

De ce fait, notre travail est divisé en 5 chapitres :

- Dans le premier chapitre, nous présentons des généralités sur les mouvements de terrain, les types et les causes qui peuvent engendrer l'instabilité d'un versant, avec quelques exemples à travers le monde en général et l'Algérie en particulier.
- Dans le deuxième chapitre, nous avons présenté les différentes méthodes de calcul du coefficient de sécurité F_s du glissement des massifs de sol
- Dans le troisième chapitre, nous avons présenté le contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site
- Dans le quatrième chapitre, nous avons étudié le calcul de la stabilité de talus
- Dans le cinquième chapitre, nous avons étudié le choix et la validation d'un confortement

À la fin nous terminons cette étude par une conclusion regroupant les différents résultats et quelques propositions de sujets à traiter.

Chapitre I

Generaliter sur les movment des terrains

1. Introduction :

Le terme mouvements de terrain regroupe plusieurs types de phénomènes bien différents

- ✓ Les éboulements et les chutes de pierres et de blocs
- ✓ Les glissements de terrain

Ces mouvements, plus ou moins rapides, du sol et du sous- sol interviennent sous l'effet

De facteurs naturels divers comme de fortes précipitations, une alternance de gel et dégel, des températures très élevées ou sous l'effet d'activités humaines touchant aux terrains comme le déboisement, l'exploitation de matériaux ou les travaux de terrassement.

Si ces mouvements restent ponctuels, ils constituent un risque majeur en raison des conséquences lourdes, matérielles et humaines, qu'ils peuvent entraîner. [1]

2. Les mouvements des terrains :

2.1 Définition des mouvements des terrains :

Les différentes propositions pour définir ces phénomènes, comme étant un ensemble des déplacements, plus ou moins brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet d'influence naturelles (fontes des neiges, pluviométrie, anormalement forte, érosions, séismes etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère etc.).Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures. [2]

- ✓ **Les mouvements lents:** entraîne une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les

tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

- ✓ **Les mouvements rapides:** se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau. [3]

2.2 Les types des mouvements des terrains :

2.2.1 Les mouvements lents et continus:

a) Les affaissements:

Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine. Il n'y a pas de rupture en surface. Des efforts de flexion, de traction et de cisaillement, et des tassements différentiels peuvent se manifester dans les zones de bordure. Dans certains cas, les affaissements peuvent être le signe annonciateur d'effondrements. [4]

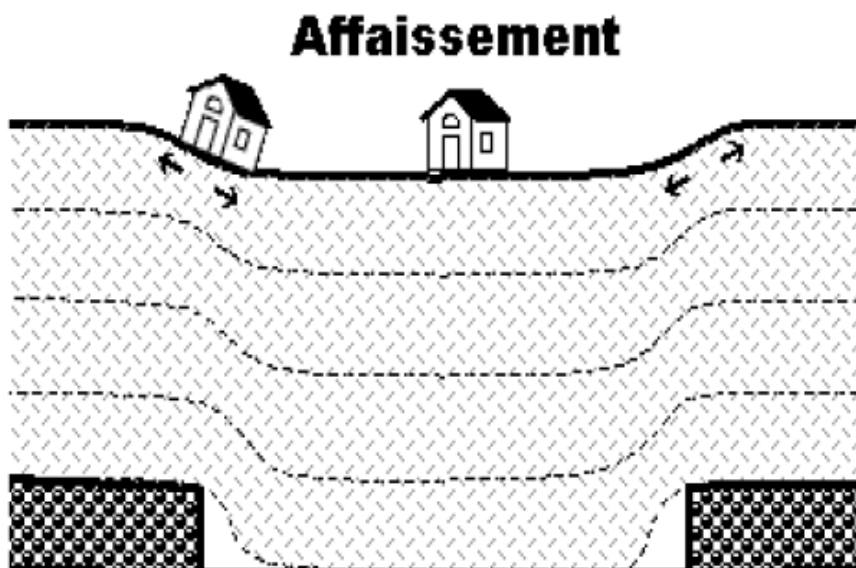


Figure I.1:Affaissement dû à une exploitation minière. [5]

b) Les tassements :

Diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe). [6]

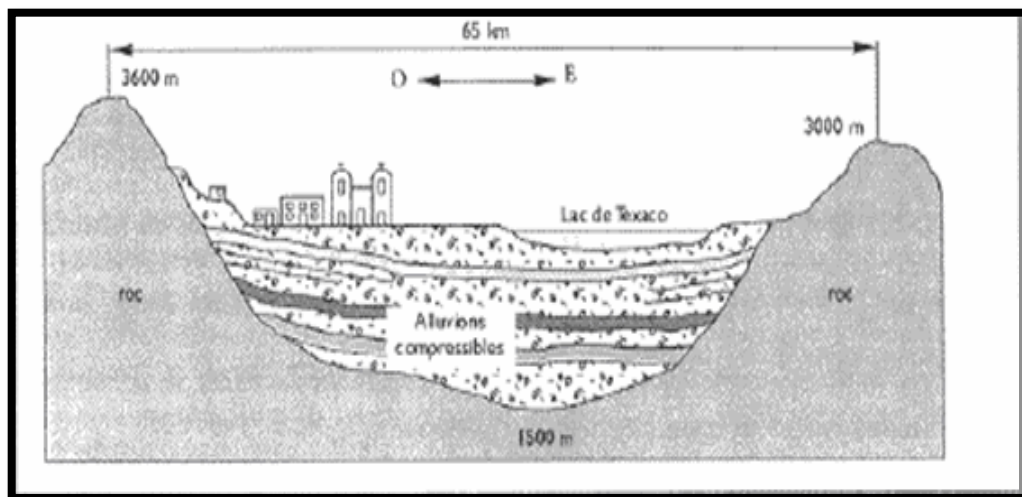


Figure I.2 : Tassement de Mexico. [6]

c) Le retrait-gonflement:

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse; ce Phénomène accentué par la présence d'arbres à proximité peut provoquer des dégâts importants sur les constructions. Plusieurs dizaines de milliers de constructions ont ainsi été endommagées au cours de la sécheresse qui a affecté la France de 1989 à 1992. [6]

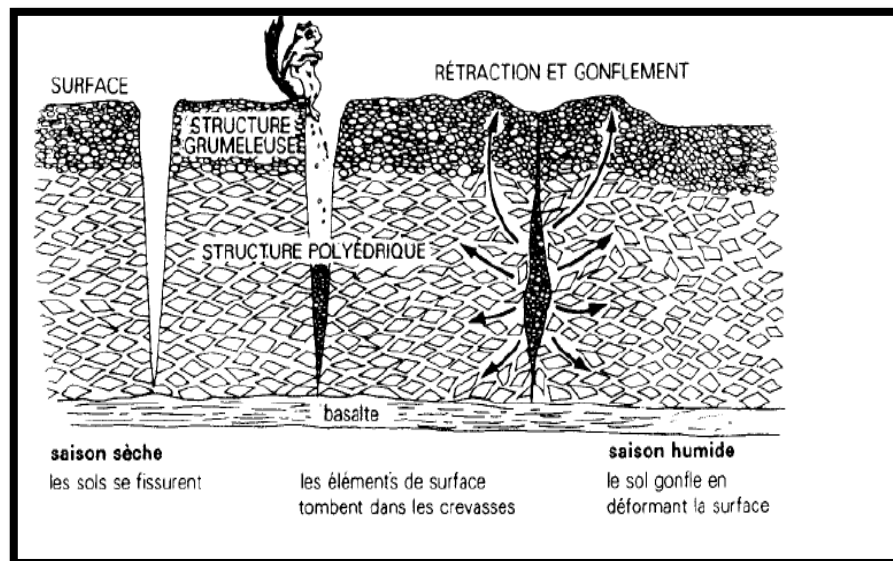


Figure I.3 : Phénomène de retrait de gonflement. [6]

d) Le fluage:

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqué (contrainte au glissement) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture. La figure suivante montre le mécanisme du phénomène de fluage. [7]

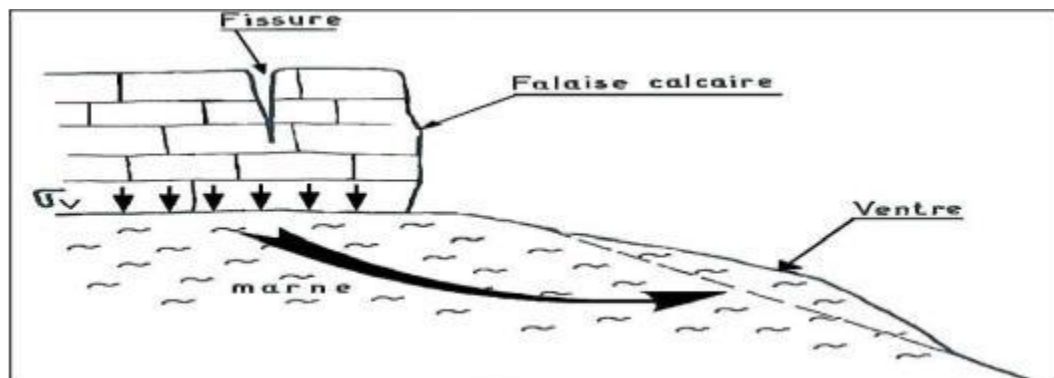


Figure I.4:le phénomène de fluage. [7]

e) Solifluxion:

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau. [7]

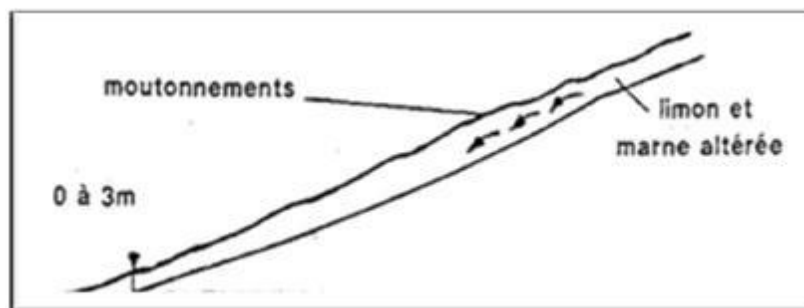


Figure I.5:Phénomène de solifluxion. [7]

f) Les effondrements :

Les effondrements, se produisent de façon brutale. Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Le phénomène peut être ponctuel (fontis, diamètre inférieur à 50 m, occasionnellement 100 m) ou généralisé (plusieurs hectares). La présence d'un banc raide dans les terrains recouvrant la cavité favorise les effondrements généralisés. Selon la profondeur de l'effondrement, un glissement de ses flancs peut se produire après l'événement. [4]

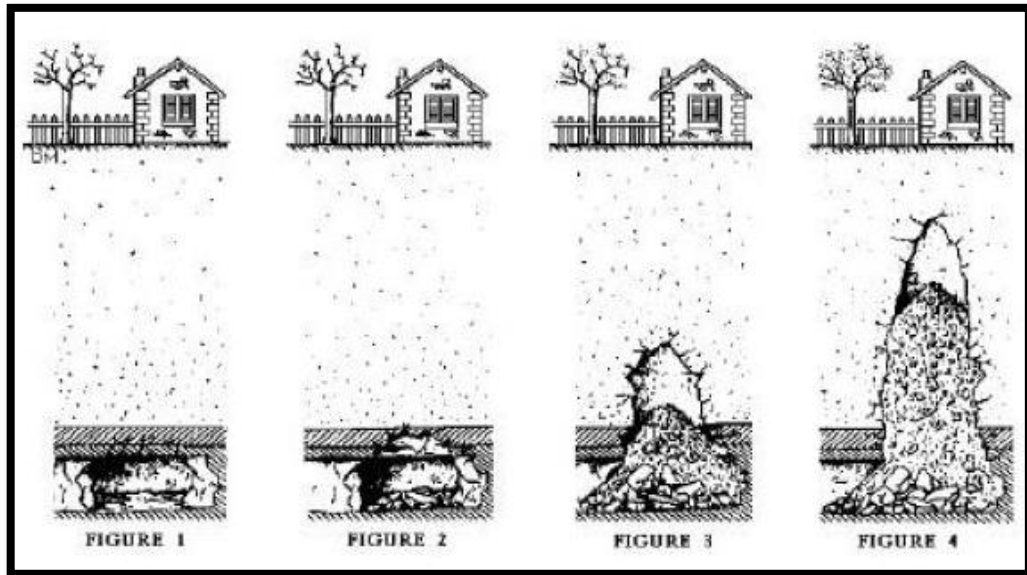


Figure I.6 : Progression d'un effondrement. [8]

g) Les coulées boueuses:

Elles consistent en la propagation des matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur Cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangé à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de Perdre ainsi leur cohésion est des argiles, des limons, des roches décomposés ou des éboulis fins. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie avales d'un glissement de terrain. [2].

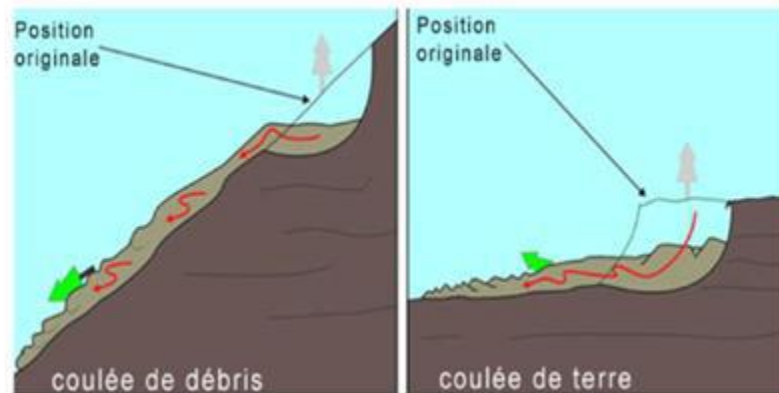


Figure I.7 : une coulée de boue. [2]

h) Érosion littorale:

Ce phénomène naturel affecte aussi bien les côtes rocheuses par glissement et effondrement de falaise que les côtes sableuses soumises à l'érosion par les vagues et les courants marins. [9]

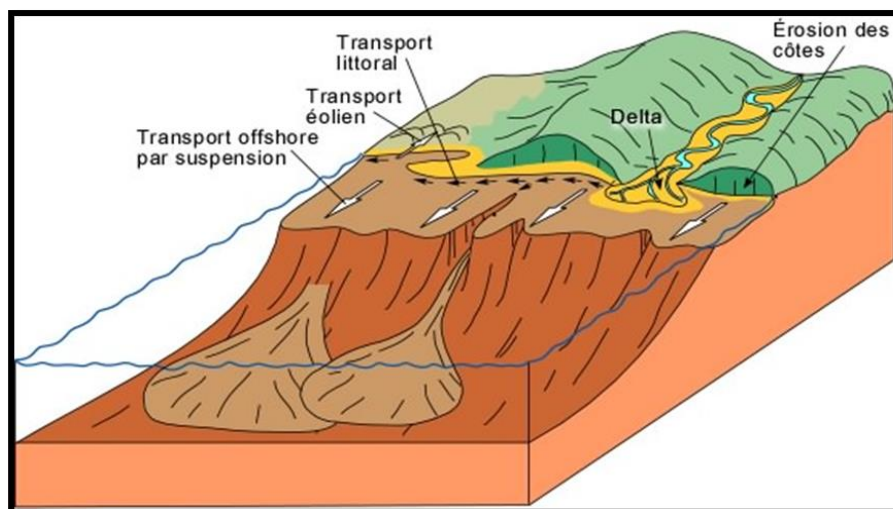


Figure I.8: Erosion littorale. [10]

2.2.2 Les mouvements rapides et discontinus :

a) L'effondrement, chutes de blocs et de pierres:

- ✓ Chutes de pierres et de blocs :

Chapitre I :Généralités sur les movment des terrains

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre: $\emptyset < 50\text{cm}$; bloc: $\emptyset > 50\text{cm}$). Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération.



FigureI.9: Chutes de pierres et de blocs. [11]

Les vitesses de chute vont généralement de 5 à 30 m/s. Dans la description des mouvements d'une pierre ou d'un bloc, il convient de distinguer entre les phases de rebond et de roulement. Dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les pierres et les blocs en mouvement tendent en général à s'arrêter. La forêt joue un rôle très important, par le fait que l'énergie cinétique de la plupart des blocs est fortement réduite par leurs chocs contre les arbres.

✓ Éboulement :

Lors d'un éboulement (au sens strict), un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000m^3 par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

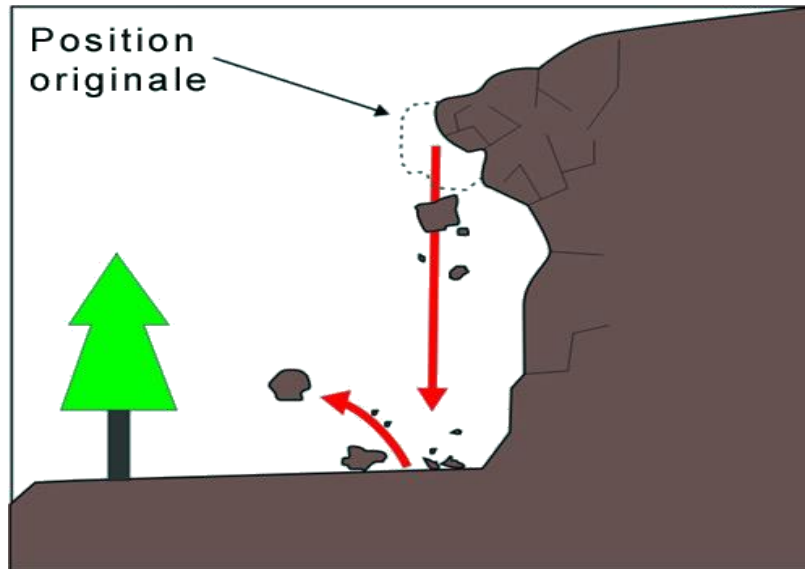


Figure I.10:Un Éboulement.

Dans la pratique, l'estimation d'un volume de roche qui présente un danger potentiel d'éboulement exige des études détaillées du massif rocheux, comprenant une analyse approfondie de l'orientation spatiale des surfaces de discontinuité.

Le mode de rupture au sein du massif a en général peu d'influence sur le déroulement de l'événement. En comparaison avec le phénomène d'éroulement, les interactions entre les éléments de roche formant l'éboulement et l'énergie mise en œuvre sont relativement limitées. Les vitesses de transport se situent principalement entre 10 et 40m/s.

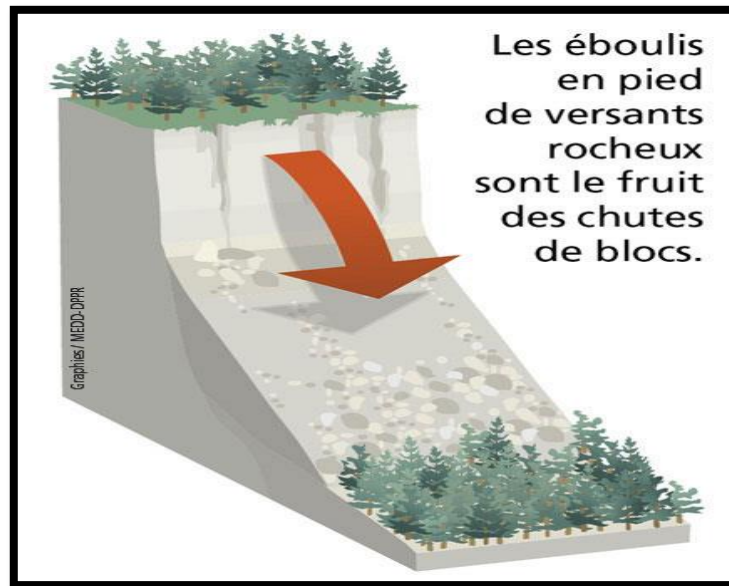


Figure I.11:Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs. [12]

b) Le fauchage :

Il s'agit d'un processus de basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure, sous l'action de la gravité et de forces exercées par des blocs adjacents ou des pressions de fluides. C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des couches sur une épaisseur très variable. Des ruptures brutales se produisent et les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rochers disloqués puis d'éboulis. Le phénomène de fauchage résulte suite à une action conjuguée entre une disposition structurale et une composition lithologique particulière.

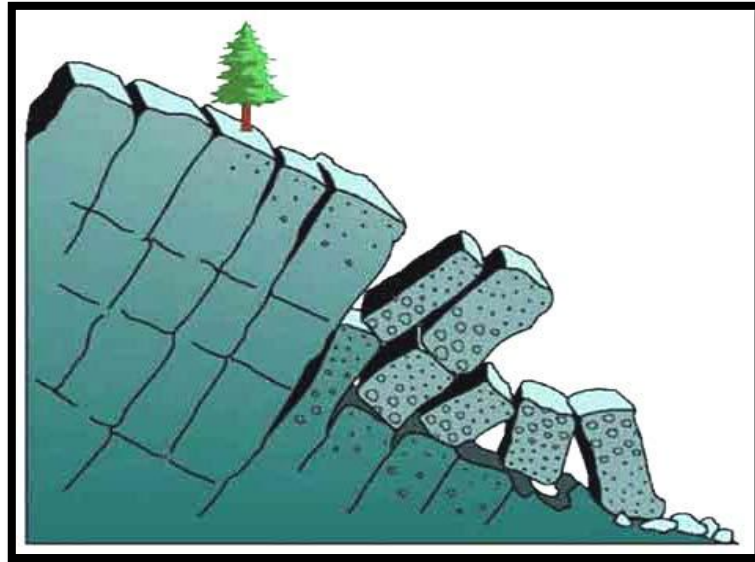


Figure I.12:Phénomène de fauchage. [13]

c)Les écroulements :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm^3 , ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant. [14].

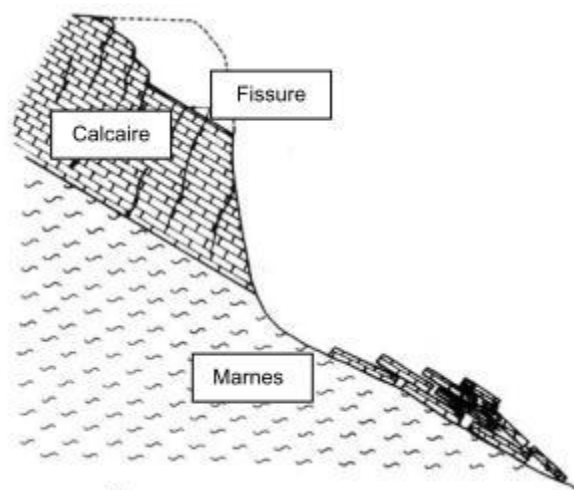


Figure I.13: Écroulement par glissement banc sur banc. [14]

d) Les coulées boueuses :

Ces phénomènes constituent le type des mouvements fluides de suspensions de matériaux de granulométrie variable pouvant aller des limons aux blocs rocheux. La taille de ces blocs est généralement de l'ordre du décimètre mais peut atteindre plusieurs mètres. Les mouvements se produisent lorsque la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée qui la liquéfie (**figure I-14**). Les volumes déplacés se chiffrent en dizaines voire en centaines de milliers de mètres cubes.

Les vitesses atteintes sont « très rapides » pendant une durée de quelques heures à quelques jours. Les distances parcourues peuvent atteindre plusieurs kilomètres. Ces phénomènes se produisent lorsque des quantités d'eau très importantes sont disponibles, c'est le cas pendant de fortes précipitations ou lors de rupture de digues ou de barrage.

[15]



Figure I.14 : Exemple d'un coulé boueux section M5 (Projet Autoroute Est-Ouest).

[16]

3. Les glissements de terrain:

3.1 Définition :

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre a quelques dizaine de mètres voir quelques centaine de mètres dans des cas exceptionnelles. Les vitesses de glissement du terrain restent variables mais peuvent atteindre décimètre par an. Lorsqu'il y a une rupture, les terrains peuvent glisser rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau. [1]

3.2 Description d'un glissement de terrain :

Les différents éléments définis un glissement de terrain sont les suivants :

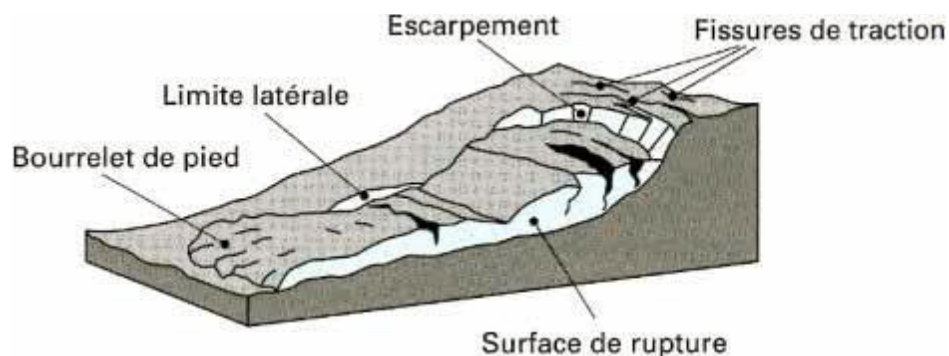


Figure I.15: Les différents éléments d'un glissement de terrain. [17]

- ✓ Escarpement principale : c'est une surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- ✓ Couronne : zone situé au-dessus de l'escarpement principale, souvent peu affectée par les désordres. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.
- ✓ Tête : c'est la limite amont du glissement autrement dit c'est la partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principale.

- ✓ Escarpement secondaire : surface circulaire semblable à l'escarpement principale, mais visible dans la masse remanié. Ces escarpements en mouvement une structure en escalier
- ✓ Elément : fraction de la masse glissée situé entre deux escarpements. Flanc : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principale.
- ✓ Pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale
- ✓ Surface de rupture : surface séparant la masse glissée de terrains en place. [17]

3.3 Classifications des glissements de terrain:

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages de génie civil et génie minier. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, Selon la forme de la surface de rupture, on distingue deux types de glissements

[18]

3.3.1 Les glissements plans ou (translatifs):

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. [18]

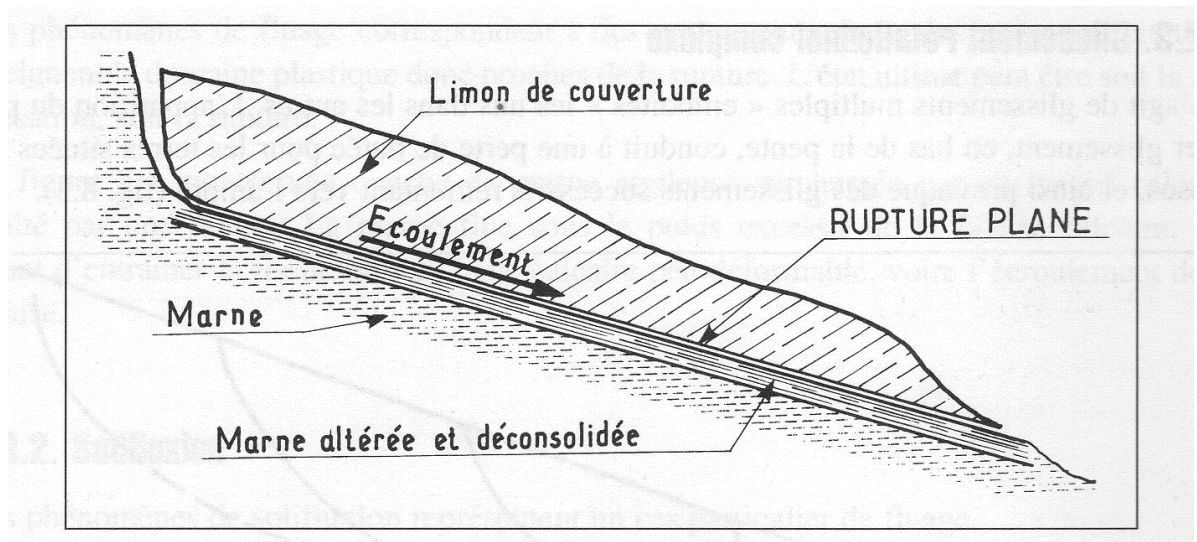


Figure I.16: glissement plan. [18]

3.3.2 Les glissements circulaires ou rotationnels:

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée, le long d'une surface de rupture dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire.

Habituellement les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux.

[18]

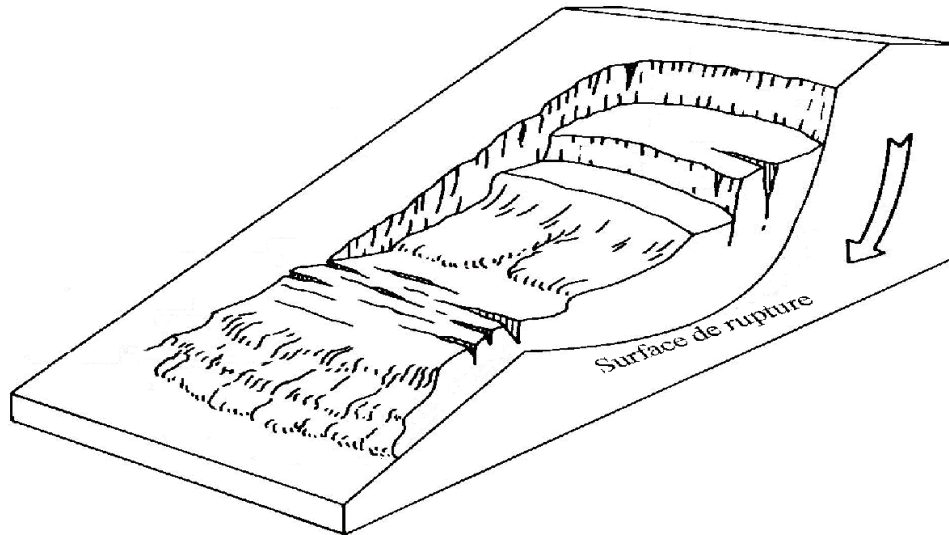


Figure I.17: glissement rotationnel. [18]

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

3.3.3 Glissement rotationnel simple :

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. D'où le nom de glissement circulaire.

Il comprend :

- ✓ En tête : des fissures de traction,
- ✓ Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.

A la base : un bourrelet formé par des matières glissées. [18]

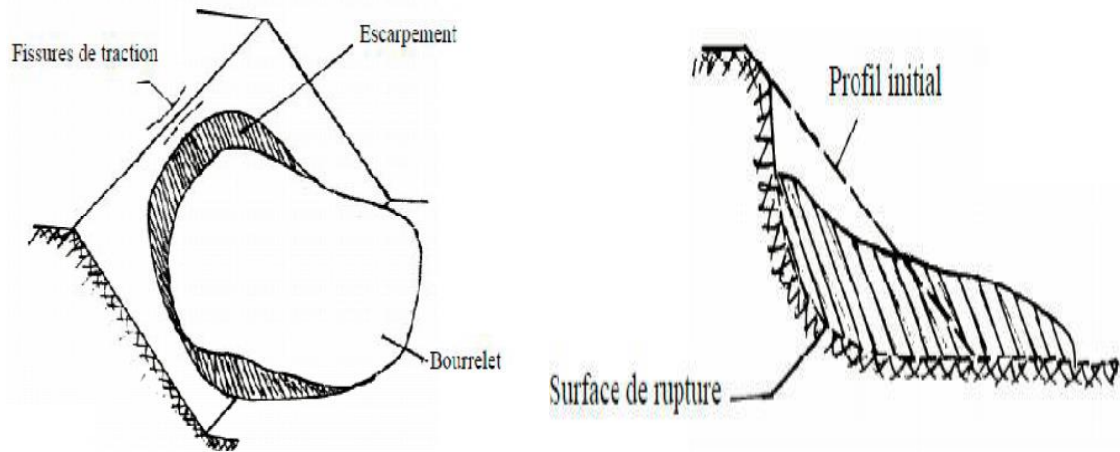


Figure I.18 : Rupture rotationnelle simple. [18] **Figure I.19** : Rupture rotationnelle avec Profil initial. [18]

Les terrains favorables à ce type de glissement sont les remblais, les sols, et les roches homogènes peu compétentes ainsi que les roches résistantes mais dont le niveau de fraction leur confrère des caractéristiques en masse très faible.

3.3.4 Glissements rotationnels complexe :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont. [19]

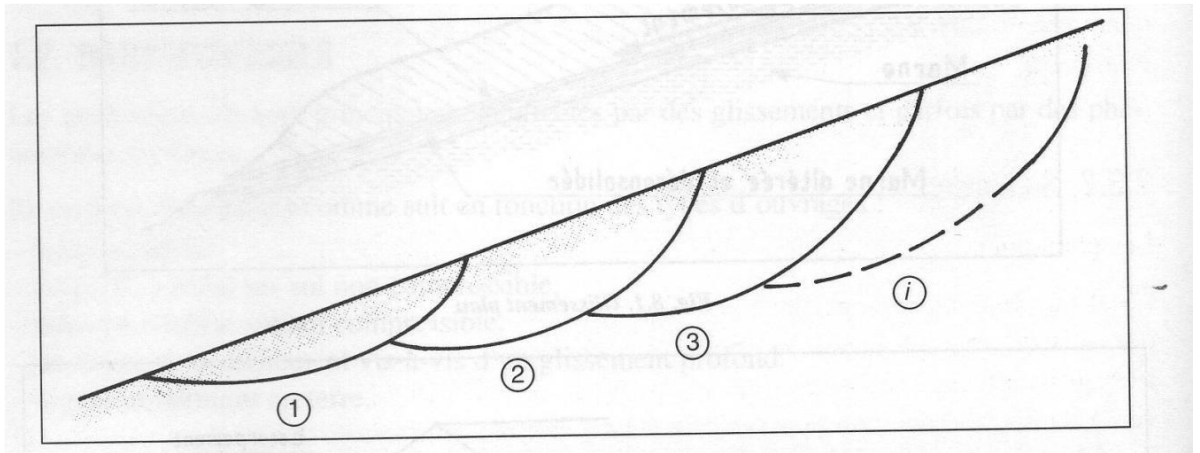


Figure I.20:Glissement rotationnel complexe. [19]

Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse et par leur profondeur estimée de la surface de glissement:

a) Vitesse moyenne de glissement de terrain:

Le tableau suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Tableau I.1 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement a long terme. [20]

Glissement	Vitesse de glissement
Subi -stabilisé, très lent	0 – 2 cm/an
Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm/an

b) Profondeur de glissement :

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de Classification selon la profondeur de la surface de glissement

Tableau I.2 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement [20]

Chapitre I :Généralités sur les movment des terrains

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0 – 2 m
Semi-profond	2 – 10 m
Profond	> 10m
Très profond	>30M

3.4 Principaux facteurs qui influent sur la stabilité des terrains :

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement.

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue les facteurs passifs et facteurs actifs (déclenchant).

a) Facteurs passifs :

✓ La géologie :

- La lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères). Par exemple dans le cadre d'un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau.
- La structure : le pendage, la présence de joints soit de stratification, de plis ou de schistosité.

✓ La pente :

Chapitre I :Généralités sur les mouvement des terrains

- Les pentes les plus sujettes aux glissements ont une inclinaison qui va de 20 à 30 °.

✓ **L'orientation :**

- La plupart des glissements de terrain sont exposés au Nord.

✓ **La végétation :**

- La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et au niveau de la cohésion et de la fixation du sol.

✓ **Le contexte hydrogéologique et hydrographique :**

- En premier lieu il concerne, la perméabilité du massif, les circulations d'eau souterraine, le drainage (hydrogéologie) et, en deuxième lieu le réseau hydrographique (ruissellement, proximité d'une source.

✓ **Le contexte climatique :**

- Englobant la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelle, la possibilité d'accumulation de neige, et la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

b) Facteurs actifs et déclenchant (causes directes) :

✓ **Le climat :** cause hydriques

- L'infiltration d'eau dans un terrain (pluie, neiges etc.) a des conséquences sur la cohésion du matériel qui offre, de fait, moins de résistance au cisaillement.

- Des surpressions se produisent sous des blocs ou sous terrain lui-même, si il y'a une importante présence d'eau. Notamment lorsqu'une partie du terrain est gelée.

- Le poids du sol augmente avec l'humidité, ce qui augmente les forces déstabilisantes.

✓ **Causes mécanique :** vibration et explosion.

- Sismicité et vibration dues à un séisme ou à des activités humaines, donc augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.

- Le phénomène de thixotropie : soumis à des vibrations, certains matériaux comme les argiles, par exemple, peuvent passer de l'état solide à l'état liquide.

✓ **Causes mécanique :** modification de la géométrie.

- Modification de la répartition des masses par érosion en pied de versant par une rivière par exemple ou par surcharge en haut d'une pente par exemple lors de la construction des ouvrages de génie civile ou génie minier.

L'origine du déclenchement d'une instabilité des talus est rarement unique, mais c'est la conséquence d'une combinaison des facteurs passifs et des facteurs déclenchent. [21]

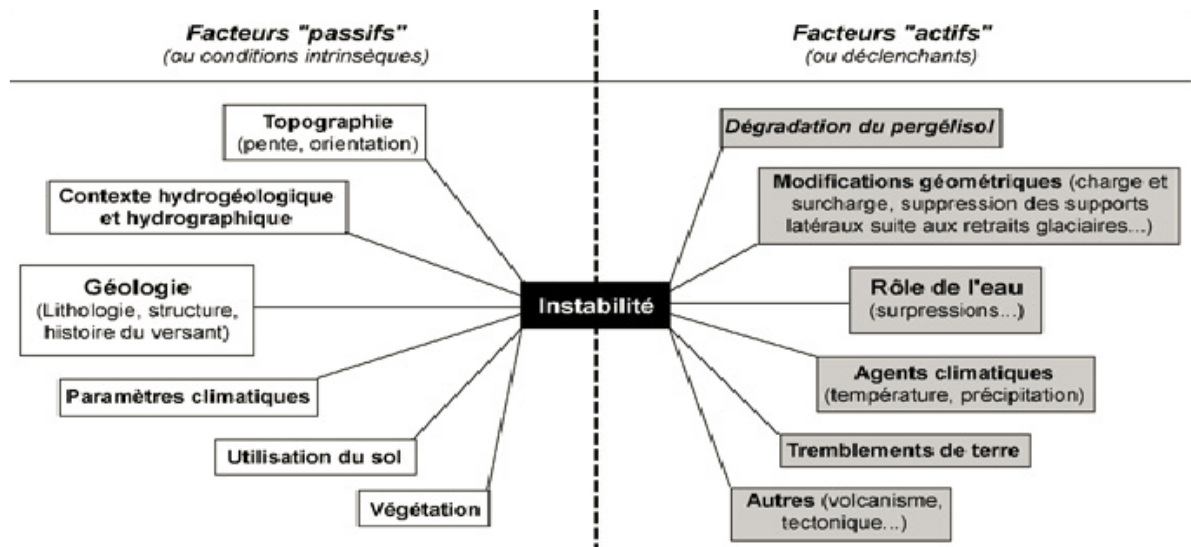


Figure I.21: les différents facteurs d'un glissement de terrain. [21]

3.5 Méthode de traitement de glissements :

3.5.1 Terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On distingue trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement (**figure I-22**).

- ✓ Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, butée en pied.
- ✓ Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- ✓ Les substitutions partielles ou totales de la masse instable. [15]

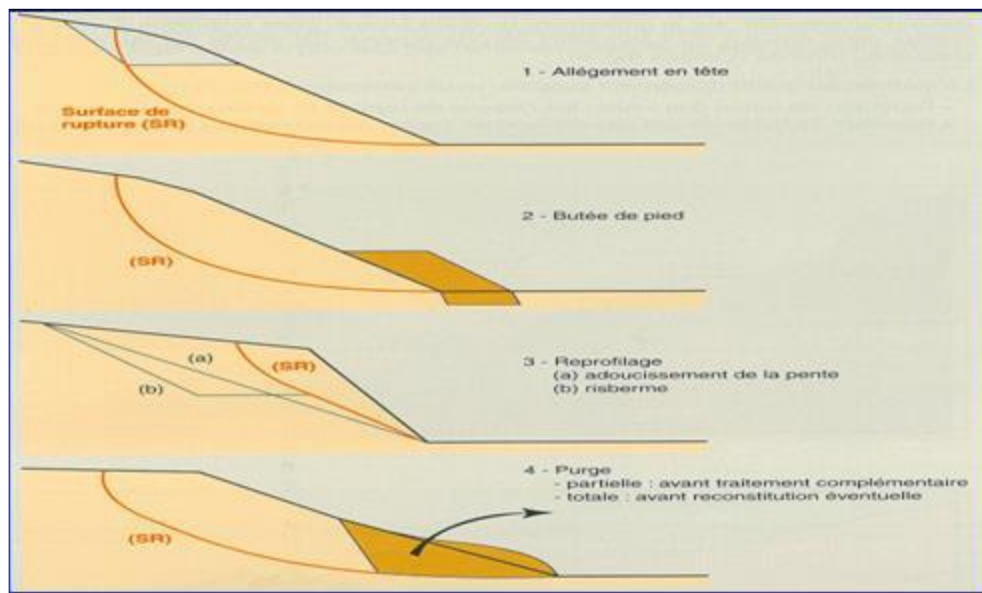


Figure I.22 : Différents méthodes de stabilisation par terrassement. [15]

3.5.2 Butée de pied et allègement en tête :

a) Butée de pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace, appelé banquette, berme ou butée (merlon), agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionné. La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications (**Figure I.23**) :

- ✓ L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.
- ✓ L'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi on doit utiliser en général les matériaux drainants. [15]

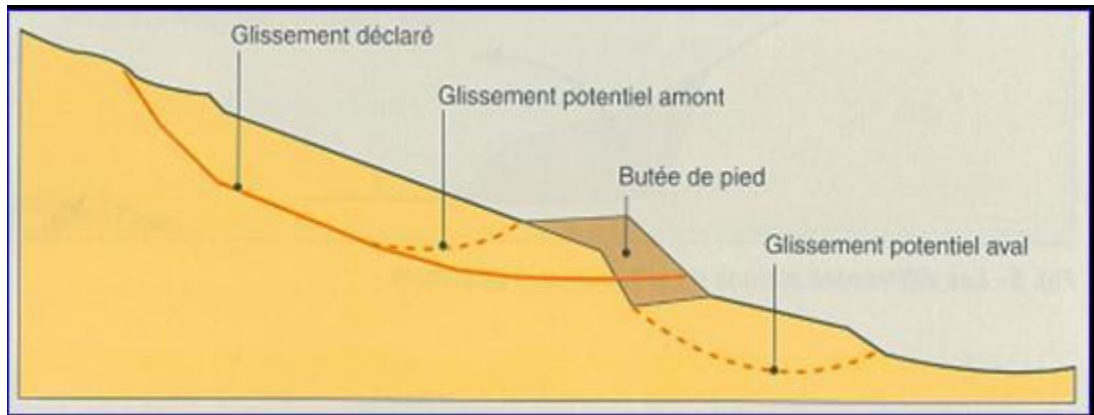


Figure I.23 : Différentes surface de rupture à prendre en compte. [15]

3.5.3 purge et reprofilage :

a) Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête puisque le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme. (Figure I.24), On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc...). [15]

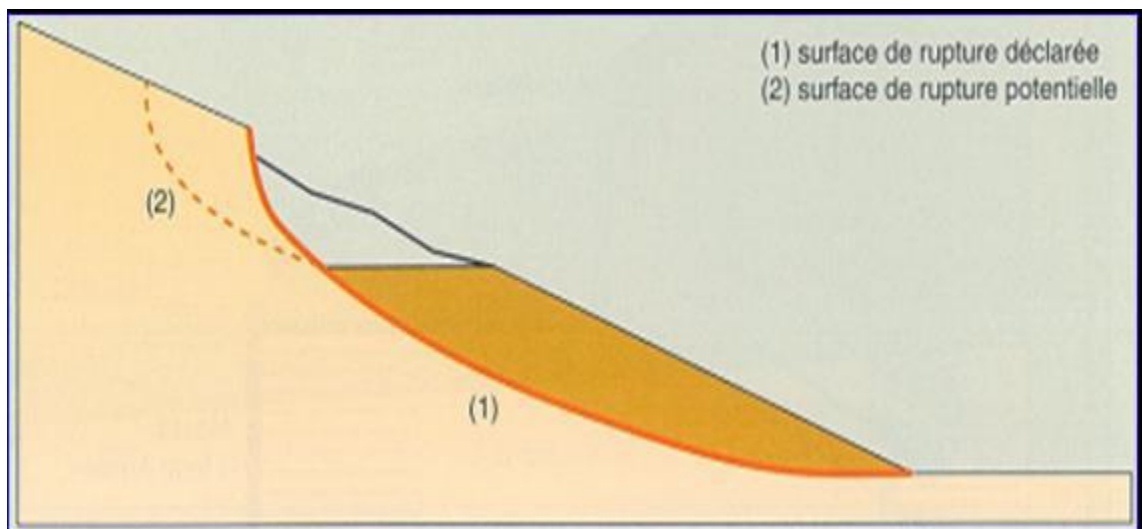


Figure I.24 : Dimensionnement d'un allègement en tête [15]

b) Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purger du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable ($F=1,5$). C'est souvent le cas des éboulements rocheux. Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains comme à Saint-Vidal, où la voie ferrée a été recouverte par 10m d'éboulis argilo-marneux. [15]

c) Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées aussi à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais. Notons que l'exécution de risberme a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants pour une amélioration du coefficient de sécurité relativement faible. Cette technique est couramment utilisée et consistera sur :

- ✓ Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement.
- ✓ Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes, cette technique diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble).

[15]

3.5.4 Substitution (bâches, contreforts, masques et éperons) :

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse glissée en tout ou partie, et de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique.

a) Substitution totale des matériaux glissés :

Chapitre I :Généralités sur les movment des terrains

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. On recherchera la surface de rupture potentielle la plus défavorable et on s'assurera que le coefficient de sécurité du projet est supérieur à 1,5.

Cette technique a été appliquée au niveau de la tête sud du tunnel ferroviaire à Marnay (**Figure I- 25**) Après terrassement du pied de versant et à la faveur de pluies exceptionnelles, environ de 20 000 m³ d'éboulis surmontant les marnes compactes du Toarcien avaient obstrué l'emprise du chantier. Ces matériaux ont été purgés et remplacés par des matériaux frottant et drainant de granulométrie 0-500 afin d'assurer la stabilité de la falaise en amont. [15]

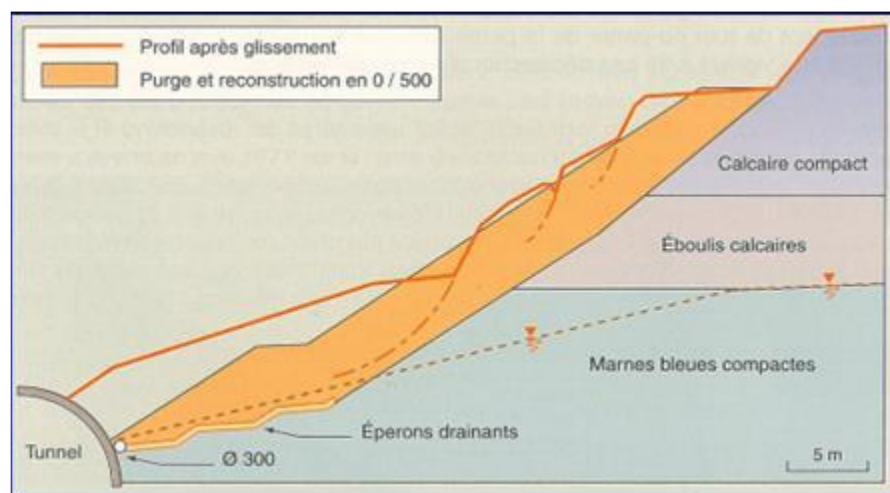


Figure I.25 : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Maray. [15]

La substitution de matériau glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériau concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. [15]

b) substitution partielle des matériaux glissés :

En pratique, la substitution partielle est limitée par les conditions de réalisation de la purge (profondeurs importantes, présence d'eau, mauvaise tenue des matériaux).

On peut toutefois limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons qu'ils sont bien dimensionnés, peut suffire à la stabilisation **(Figure I.26)**.

Une bêche est une fouille réalisée en partie basse du glissement et sur toute sa largeur remblayée par des matériaux frottant et drainant. Elle permet de reporter une partie de la charge sur un horizon plus compact (substratum). La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur un massif de sol instable de faible épaisseur, elle permet de transmettre la surcharge du remblai au substratum et, si exutoire peut être trouvé, de constituer un drainage à l'aval du glissement. Le rôle principal des bèches est d'améliorer le frottement le long de la surface de glissement interceptée et de reporter les efforts sur le substratum. [15]

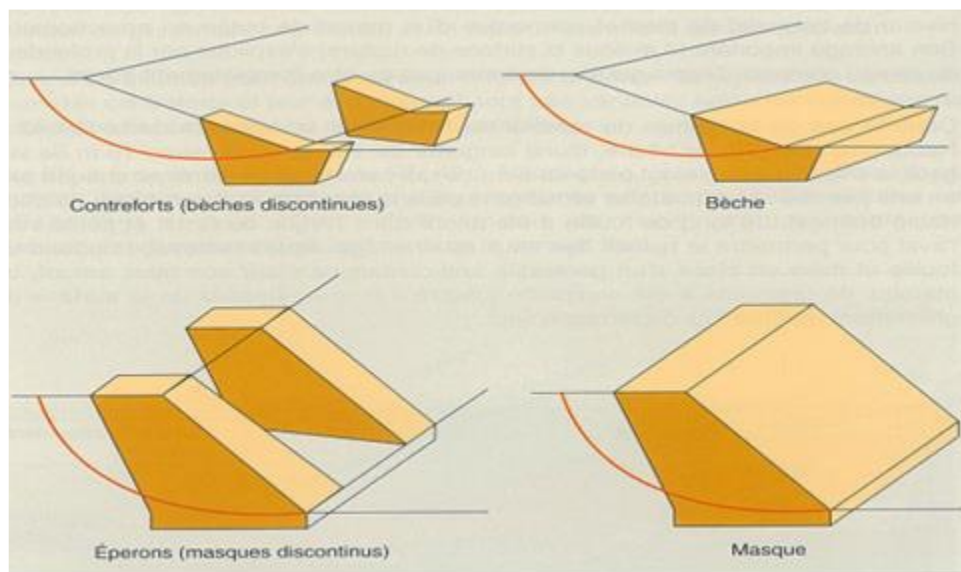


Figure I.26: Substitutions partielles [16]

3.5.5 Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur. Aussi on utilise couramment les techniques de drainage pour but de réduire les pressions interstitielles

au niveau de la surface de rupture ; et ainsi, augmenter la résistance au cisaillement du terrain.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- ✓ Éviter l'alimentation en eau du site.
- ✓ Expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité, l'anisotropie et la fissuration des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevée que celui pris pour d'autres techniques (terrassment, renforcement).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier et pour éviter la ruine de l'ouvrage. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchés drainantes, les drains subhorizontaux, les drains verticaux, les galeries, et autres ouvrages profonds. [15]

3.5.5.1 Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface) :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures à stagner dans les zones de faible pente ; et aggravent ainsi, une instabilité amorcée. Aussi, les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissement. Leurs caractéristiques géométriques dépendent de la nature des terrains, des débits d'eaux à évacuer, des vitesses d'écoulement acceptables au regard de l'érosion. Des dispositifs d'entrave

(épis, saillies, ressauts, etc.) sont en générale utilisés pour limiter les vitesses d'écoulement. [16]

3.5.5.2 Tranchés drainantes :

Les tranchés drainants, sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe (**Figure I.27**). Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis) dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité de drainage.

Les tranchées drainantes peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- ✓ à la pelle mécanique : la profondeur du tranché drainant est variable selon l'état de lieu, avec une largeur de l'ordre du mètre ; un drain souple en PVC (type perforé) et généralement placé au fond avec un lit de sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant, un géotextile est déposé comme un filtre afin d'éviter la contamination des matériaux drainantes.
- ✓ à la trancheuse : les profondeurs atteindre sont du même ordre de grandeur, mais la largeur du tranché est par contre réduite, de l'ordre de 30cm ; un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile anti-contaminant, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage.

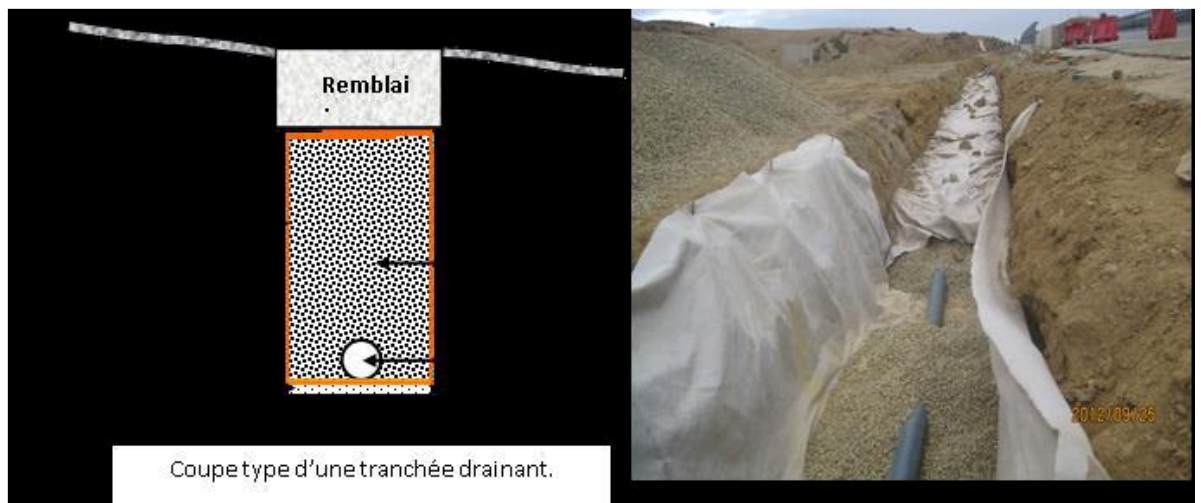


Figure I.27: Réalisation des tranchés drainants (Projet Autoroute Est- Ouest). [15]

3.5.5.3 Drains subhorizontaux :

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5%) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (160 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur). [15]

3.5.5.4 Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers, comme par exemple (4/63) mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottant apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées. [15]

3.5.5.5 Murs en sol cloués :

Le clouage a débuté en France avec un premier mur en sol cloué construit à Versailles en 1972, cette première application avait été faite par les entreprises **Bouygues et Sol étanche**. Elle consistait à réaliser une paroi provisoire dans du sable de fontainebleau avec stabilisation des barres courtes scellées au coulis. En définitif, un mur en béton armé a été bétonné devant la paroi provisoire en terre armée.

Une première expérimentation a été réalisée en Allemagne vers 1978. Il y a eu première tentative d'industrialisation de cette technique en utilisant des parements préfabriqués en 1981.

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité des pentes naturelles ou artificielles, en consistant à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. Ces éléments peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

Cette technique se développe actuellement dans deux domaines, le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes naturelles. [15]

a) Stabilisation des pentes naturelles :

En règle générale, les inclusions sont presque perpendiculaires à la surface de rupture potentielle, si bien qu'elles travaillent surtout en cisaillement. Ce type de clouage est souvent utilisé en site montagneux, à titre préventif, et pour les remblais (inclusions verticales). [15]

b) Stabilisation d'excavation (pentes artificielles) :

La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille. Les inclusions horizontales ou très peu inclinées vers le bas sont disposées au fur et à mesure de l'excavation. Elles travaillent en traction et en cisaillement. Le soutènement par clouage peut se rencontrer hors nappe phréatique, ou après rabattement, souvent en site urbain : chantier de métro, parking, égouts, entrées de tunnels, et. Le soutènement que l'on désigne par paroi clouée peut être provisoire (travaux d'assainissement), ou définitif (entrée de tunnel ou de passage souterrain).

Dans les soutènements, les barres sont placées horizontalement ou légèrement inclinées au fur et à mesure de l'excavation du sol. Le sol de l'excavation est localement protégé par un béton projeté ou par assemblage de panneaux préfabriqués qui forment le parement flexible de l'ouvrage. Les barres sont en générale placées perpendiculairement au parement, lequel est souvent incliné par rapport à la verticale ; cela permet de remplir les forages par gravit. L'adhérence entre le sol et les barres est un phénomène essentiel, qu'il convient donc de maîtriser. C'est en effet d'abord par traction, mais aussi par cisaillement que travaillent les barres. [15]

3.5.5.6 Stabilisation des talus en murs de soutènement en béton armés :

a) Murs de soutènement :

Les murs de soutènement sont des ouvrages destinés à soutenir les terrains (**figure I.28**) dans les cas où le dénivelé et l'inclinaison sont supérieurs à ce que pourrait supporter une pente naturelle.

Les murs de soutènements ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui appliqués, il est fixe.

La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximale apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression). [15]

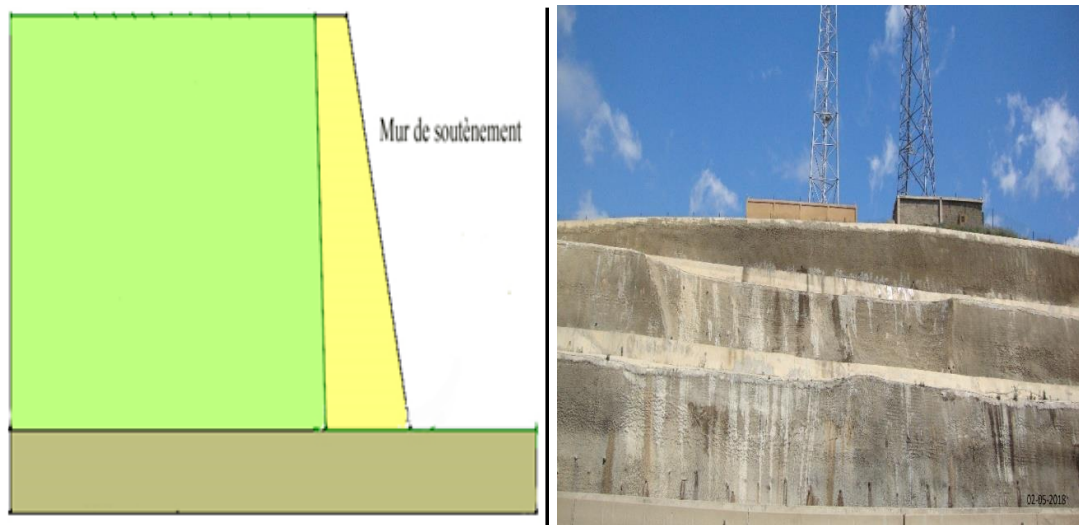


Figure I.28: Mur de soutènement en béton armé (Autoroute Est-Ouest).

b) Tirants d'ancrage :

Le tirant d'ancrage permet d'assurer la stabilité d'un écran de soutènement et il est constitué d'armatures métalliques, ancrées dans le terrain à l'une de leurs extrémités, soit par l'intermédiaire d'une plaque d'ancrage, soit par une injection de scellement, et fixée à leur autre extrémité à l'ouvrage.

On distingue les tirants passifs, qui ne sont mis en traction que sous l'action des forces de poussées s'exerçant sur l'écran, et les tirants actifs ou précontraints. Pour ces derniers, la traction des armatures provient également de la force de précontrainte obtenue en prenant appui sur l'ouvrage, et correspondant à une prétention des dispositifs d'ancrage.

Les tirants précontraints les plus couramment employés sont ceux ancrés par injection de scellement (**Figure I.29**). Ils comportent normalement une armature constituée de câbles ou de barres en acier à haute limite élastique, un bulbe d'ancrage

réalisé par injection sous pression d'un coulis ou mortier de scellement, et une tête d'ancrage où l'on applique la force de précontrainte exercée pendant la mise en tension.

Le comportement des tirants scellés dans les terrains susceptibles de fluage reste actuellement mal connu. Cela peut être le cas des argiles, des marnes et des limons dont l'indice de plasticité est supérieur ou égale à 20. [16]

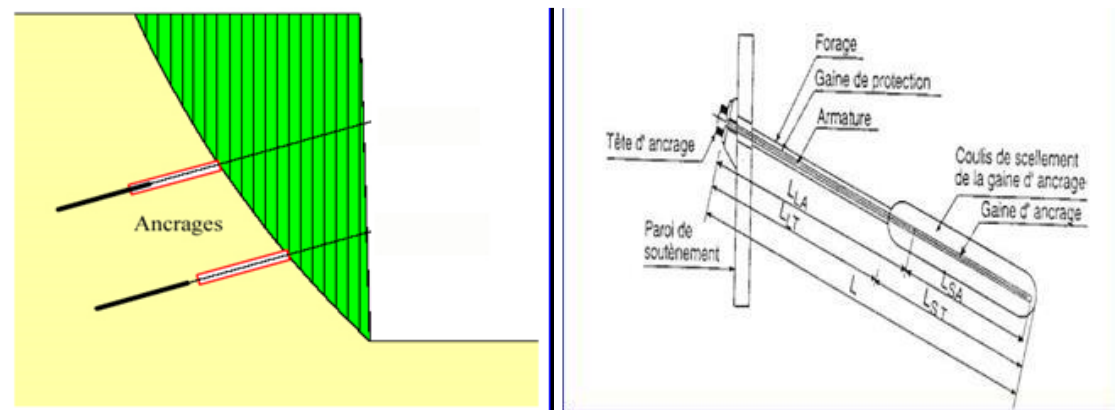


Figure I.29: Tirant précontrainte ancré au terrain par injection de scellement. [16]

c) Pieux et barrettes :

La stabilité d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- ✓ Dans le pieu par flexion/ cisaillement.
- ✓ Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol).
- ✓ Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux.
- ✓ Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction.

On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite P_l mesurée à l'aide de prosimètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $P_l / 2$.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. [16]

d) Palplanche :

Les palplanches sont largement utilisées dans les applications géotechniques, sont des lames métalliques enfoncées verticalement dans le sol. Flexibles de par leur faible épaisseur, leur largeur est en pratique limitée à 30 m. Les palplanches sont utilisées pour de nombreuses applications pouvant être soit temporaires, soit permanentes. Parmi ces applications la stabilisation des pentes instables. [16]

3.6 Exemples réels des glissements des terrains survenus en Algérie :

Le problème des glissements de terrain est couramment rencontré en Algérie, et ce, depuis fort longtemps. On rappelle :

3.6.1 Glissement de terrain d'Ain El Hammam :

Le glissement de terrain d'Ain El Hammam est très étendu, il affecte une pente collinaire abrupte et fortement urbanisée. Ce mouvement est favorisé par la nature du terrain et les conditions hydro-climatiques de la région. L'analyse des résultats des sondages carottés a montré l'existence de sols de faible résistance mécanique, remaniés et altérés, en profondeur ainsi qu'une couche superficielle (d'une épaisseur de 1.70 m à 9.70 m) constituée de remblais et d'éboulis de faibles caractéristiques mécaniques. Le régime climatique de la région d'Ain El Hammam est caractérisé par de fortes

précipitations qui s'étalent sur une période de cinq à six mois. L'hydrologie de cette ville se caractérise par la présence de cours d'eau d'écoulement de type torrentiel et semi-permanent traversant tout le versant instable et l'existence de plusieurs sources d'eau dans celui-ci.

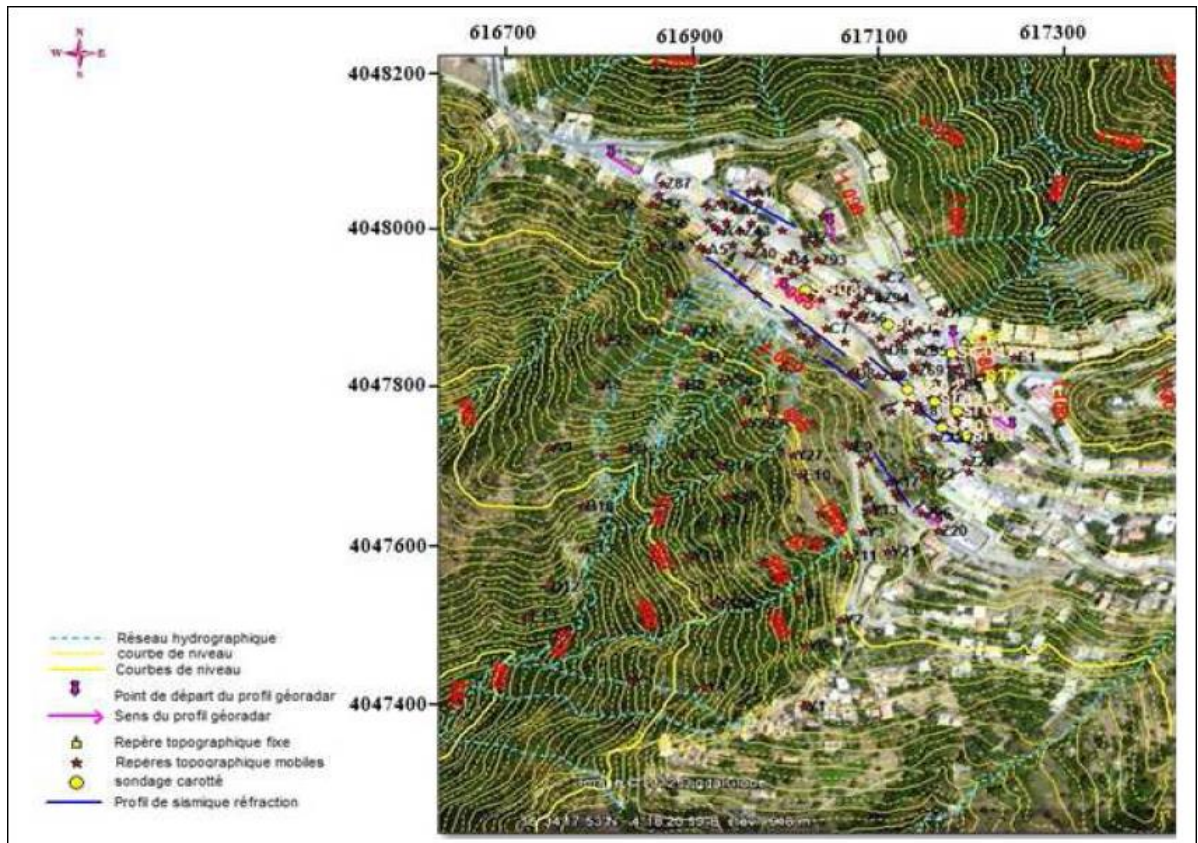


Fig. I.30 : Cartographie du versant instable d'Ain El Hammam et ses alentours (DJERBAL et MELBOUCI, 2013).

L'étude cinématique :

a)Le suivi topographique :

157 repères, implantés dans le versant instable, font l'objet d'un suivi topographique mensuel depuis octobre 2009 (une période d'interruption des mesures a été observée entre août 2010 et avril 2011). Le suivi topographique montre une nette influence des facteurs hydriques sur l'évolution du glissement (toutes les réactivations sont précédées par des événements climatiques favorables et l'accélération des déplacements coïncide avec les périodes de précipitation

b) Le suivi inclinométrique :

Quatre inclinomètres ont été installés au niveau du centre-ville d'Ain El Hammam (les sondages inclinométriques SC02 et SC04 réalisés par le laboratoire GEOMICA et les sondages SI-1 et SI-2 réalisés par le groupement ATEA-HYDROENVIRONNEMENT-TTI).

c) Le suivi piézométrique :

La connaissance de la profondeur et des fluctuations de la nappe est une étape importante dans l'étude des instabilités du terrain. À Ain El Hammam, quatre sondages ont été équipés de piézomètres (les sondages SC01, SC03 et SC05 réalisés par GEOMICA en mars et avril 2009 et le sondage SI-3 réalisé par le groupement en mai et juillet 2009). [22]

3.6.2 Le glissement de Constantine :

Le premier glissement de terrain à Constantine remonte à l'année 1972. Les glissements affectent plusieurs quartiers de la ville (Belouizdad, l'avenue Kitouni, Kaidi Abdellah, Bellevue, CILOC, Boussouf, Zaouch, Boudraa Salah, Benchergui, Bardo, Place Krikri, Chemin forestier, le pont de Sidi Rached et même l'université Mentouri), soit 120 ha de sa superficie, et menacent près de 15 000 habitations abritant une population estimée à 100 000 habitants.

Ces glissements ont des causes aussi bien anthropiques que physiques. L'urbanisation parfois anarchique sur les versants à la limite de la stabilité, les spécificités du sol, les déperditions hydriques dues essentiellement à la vétusté du réseau d'alimentation en eau potable est à l'origine du phénomène.

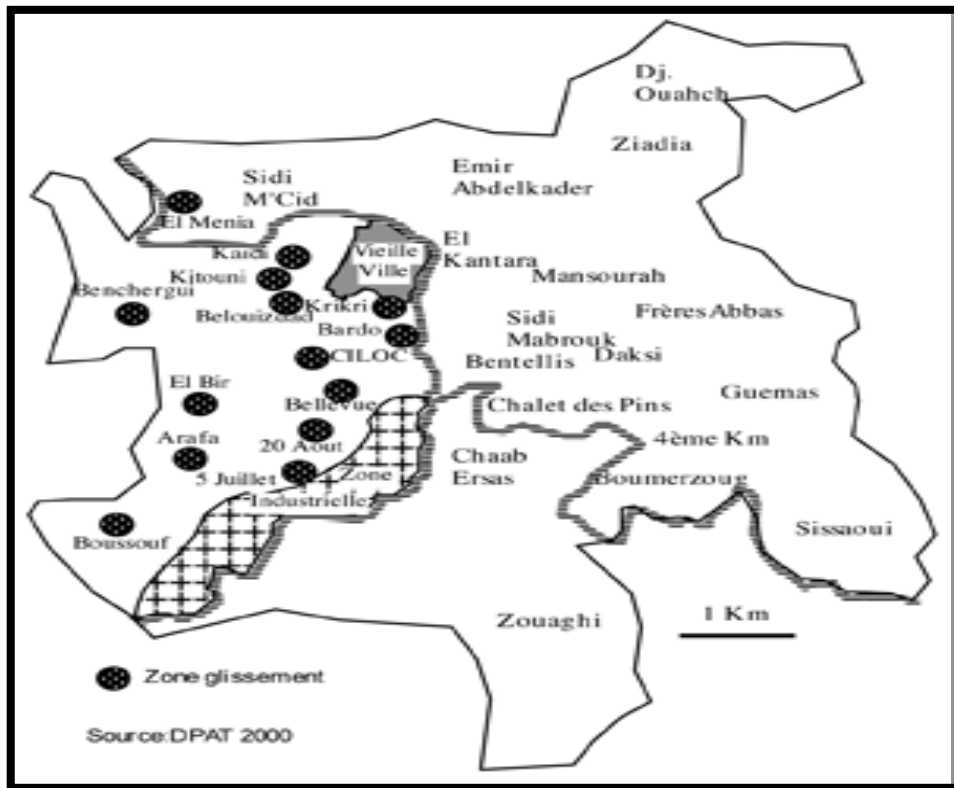


Figure I.31:Principaux sites de glissements à Constantine Ville

Selon le plan de vulnérabilité de la ville de Constantine aux glissements de terrain, élaboré à partir des résultats d'études de terrain entreprises par ARCADIS EEG SIMECSOL en collaboration avec l'Université d'Alger, la cité CILOC se situe dans la classe 2 de la zone géotechnique 1 de la carte de vulnérabilité, cette classe est caractérisée par un substratum stable, peu profond, recouvert par des formations superficielles (ou d'altération) de quelques mètres d'épaisseur, sensibles à l'eau.

Cette classe est donc constructible sous réserve de la préservation ou de la restitution du drainage naturel des eaux de surface et de la réalisation correcte des ouvrages d'assainissement.



Photo I.1:La cité Cilic en 1970

Les études géotechniques ponctuelles, concernant cette classe, doivent être orientées, outre la recherche des paramètres de portance et de tassement, vers la stabilité des talus de terrassement des formations superficielles.



Photo I.2:Le Talus du Ciloc. [23]

4. Conclusion :

Dans ce chapitre, il a été souligné que les mouvements de terrain regroupe plusieurs types de phénomènes très différents les uns des autres par leur nature (glissements, coulées de boues, etc.), leur comportement, ainsi leur conséquence soit les dégâts matérielles ou humaines.

Nous avons aussi étudié les différentes phases et types d'un glissement de terrain et les causes pouvant induire ou déclencher une instabilité.

Dans leur principe, ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et la position de la nappe aquifère ou par la modification géométrique provoquée par l'homme. Donc leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Nous avons montré l'influence de certains de ces facteurs sur l'activité des glissements de terrain et finalement une présentation de l'état actuel de la zone d'étude qui est déséquilibrée par plusieurs facteurs (géométrique, hydrogéologique et géotechnique).

Chapitre II

Présentation des méthodes de calcul

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

1. Introduction :

Plusieurs approches ont été proposées pour le calcul du coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est utilisé dans les calculs de stabilité et il permet d'apprécier la marge de sécurité vis –en –vis de la rupture : si ce coefficient $F_s < 1,5$ on dit que notre talus est instable. [24]

Pour le calcul du facteur de sécurité, on a :

- ✓ La méthode des éléments finis.
- ✓ La méthode déterministe.
- ✓ La méthode probabiliste et logique floue.

2. Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est un indicateur de la stabilité des mécaniques d'un versant, défini comme le facteur par lequel les paramètres des résistances au cisaillement peuvent être déduits afin d'amener la pente d'un état d'équilibre limite. [25]

$$F_s = \frac{\Sigma \text{forces de résistances}}{\Sigma \text{forces actives}} \quad (\text{II.1})$$

En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité, on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau suivant :

Tableau II. 1 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité [26].

Facteur de sécurité	Etat de l'ouvrage
$F_s < 1$	instable
$F_s = 1$	Stabilité limite
$F_s =] 1 ; 1,25[$	Sécurité contestable

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

$F_s \in] 1,25 ; 1,4[$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais contre c'est sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert
$F_s > 1,4$	Sécurité satisfaisante

2.1 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane :

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface « le glissement » (par exemple le cas de formations meubles reposant sur un substratum) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. la figure représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées comme suit : [24]

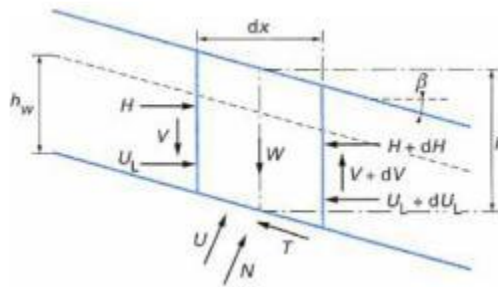


Figure II.1 : Les forces agissantes sur une tranche. [24]

- W : le poids du bloc de sol considéré
- V et H : les efforts sur les cotés du bloc
- N et T : les réactions normale et tangentielle à la base du bloc
- U_l : l'effort du à la pression d'eau latérale
- U : l'effort du à la pression d'eau à la base

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V=0$ et que H et UL s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité :

$$F = T_{\max} / T \quad (\text{II.2})$$

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N-U) \tan \varphi' \quad (\text{II.3})$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan \varphi'}{\gamma h \tan \beta} \quad (\text{II.4})$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

-pour un matériau purement frottant :

➤ En absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (\text{II.5})$$

Lorsque la nappe affleure en surface ($h_w=h$) :

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \tan \frac{\varphi'}{\tan \beta} \quad (\text{II.6})$$

➤ pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c_u}{\gamma} \quad (\text{II.7}) \text{ [24]}$$

2.2 Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire :

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches Fig.II.2

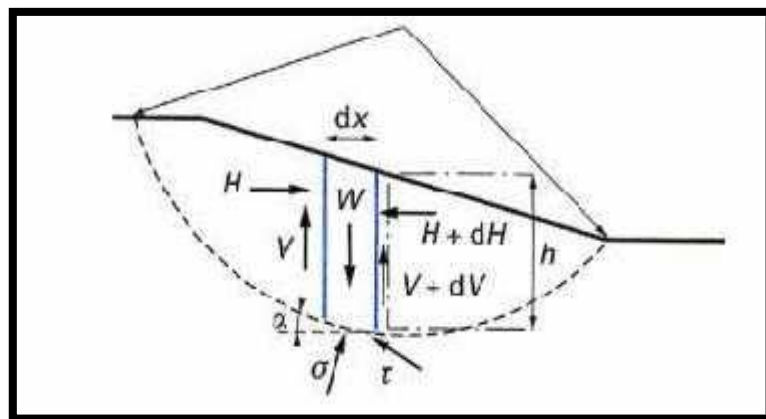


Figure II.2: Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches.

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

Le coefficient de sécurité au glissement circulaire est défini par le rapport des moments résistants et moteur selon l'expression suivante :

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}} \quad (\text{II.8}) \quad [27]$$

2.3 Cas d'une surface de rupture bidimensionnelle quelconque :

La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale σ sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison α) s'écrit comme une perturbation de la contrainte $\sigma_0 = \gamma h \cos \alpha^2$ normale à une facette inclinée à α , à une profondeur h , dans un massif infini incliné à α . Deux paramètres de perturbation interviennent : λ et μ . Dans le programme de calcul PETAL-LCPC, on utilise l'expression :

$$\sigma = \sigma_0(\lambda + \mu \tan \alpha) \quad (\text{II.9}) \quad [27]$$

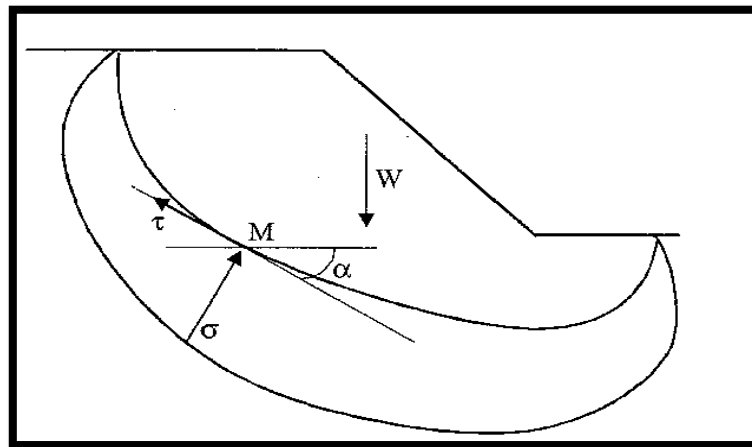


Fig. II.3: Mise en œuvre de la méthode de perturbations. [28]

3. Le choix des méthodes de calcul de la stabilité :

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on distingue :

- ✓ La méthode déterministe.
- ✓ La méthode d'élément finis.

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

- ✓ La méthode probabiliste.

3.1 La méthode déterministe :

Le principe de la méthode déterministe est d'exploiter au mieux d'information connue sur un espace de recherche pour estimer l'optimum. Les méthodes déterministes correspondent principalement aux méthodes dites de gradient .elles n'utilisent aucun concept statistique mais requièrent des hypothèses sur la fonction à optimiser .il est reconnu que les méthodes déterministes manquent généralement de robustesse. Elles évaluent la fonction erreur et ses dérivées .De plus, les méthodes de gradient dépendent de l'existence de dérivées ce qui pose un problème majeur car dans la pratique erreur, dont l'estimation d'un calcul numérique, n'est pas forcément dérivable.

Il ya plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de sécurité parmi ces méthodes « les méthodes des tranches », dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogène. [29]

On peut calculer le facteur de sécurité par plusieurs méthodes :

- Méthode de Fellenius.
- La méthode des tranches
- Méthode de bishop.
- Méthode de Morgenstern et Price.
- Méthode de Spencer.
- Méthode de Junbu.
- la méthode de Taylor.

3.1.1 La méthode des tranches :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surfaces de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. [30]

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

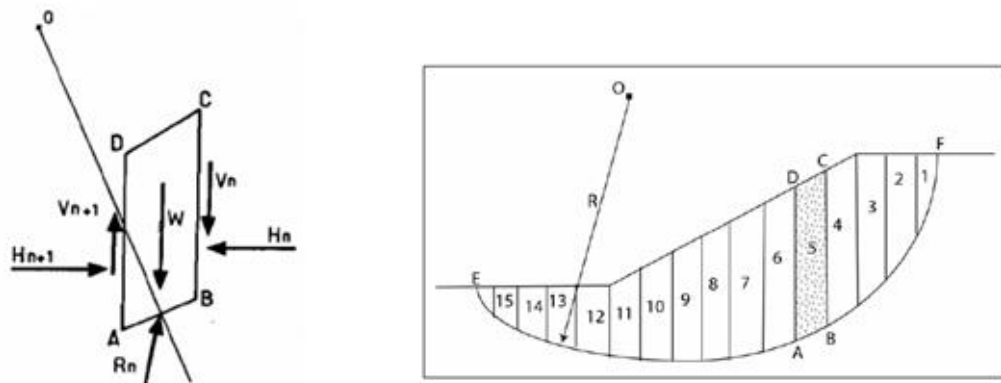


Figure II. 4 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.

[30]

La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limités par des plans verticaux .chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

Son poids : $W = \Delta n * hn * bn$ (II.10)

Les efforts inter-tranchent décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} . La réaction R_n du milieu sous -jacent sur l'arc AB (résistances de cisaillement) Elle se compose en une compose normale et tangentielle.

3.1.2 Méthode de Fellenius (1927) :

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent, elle est basée sur les hypothèses suivantes:

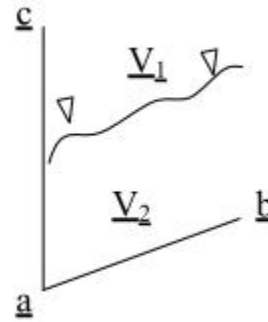
- ✓ La surface de glissement est de forme circulaire et divise le talus en tranches.
- ✓ Elle néglige totalement les efforts inter-tranches (efforts verticaux et horizontaux).

La méthode de Fellenius vérifié l'équilibre globale des moments tout en négligeant les forces entre-tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte .la résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment avec un bras de levier égale au rayon R, constant. Le coefficient de sécurité est

Donné par la formule suivante : [31]

a-Absence de la nappe :

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul



La valeur de la pression de l'eau :

$$U = Hw * \gamma_w \quad (\text{II.11})$$

Tel que :

Hw : la hauteur de l'eau

γ_w : le poids volumique de l'eau dans ce cas, le poids devient : $W = \gamma_d.V1 + \gamma_{sat}.V2$
(II.12)

$V1, V2$: les volumes des tranches situées respectivement au dessus de la surface de la nappe

γ_d : poids volumique du sol sec

γ_{sat} : poids volumique du sol saturé

γ_w : poids volumique d'eau (=10 KN/m).

La formule coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum Ci * \frac{b}{\cos \alpha_i} + (w \cdot \cos \alpha_i - \frac{U \cdot b}{\cos \alpha_i}) \cdot \tan \phi_i}{\sum w \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{II.13})$$

3.1.3 Méthode de Bishop simplifié (1955) :

La méthode de bishop est basée sur la division du talus en tranches égales, comme dans la méthode de Fellenius, mais en introduisant les forces inter tranches. Deux cas peuvent se présenter :

a-absence d'eau :

$$F_s = \frac{\sum (c_i \cdot b + w_i \cdot \tan \phi_i) * \frac{1}{\cos \alpha_i * (1 + \tan \alpha_i * \frac{\tan \phi_i}{F})}}{\sum w_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{II.14})$$

b-présence de la nappe :

$$F_s = \frac{\sum (c_i \cdot b + (w_i - U \cdot b) \cdot \tan \phi_i) * \frac{1}{\cos \alpha_i * (1 + \tan \alpha_i * \frac{\tan \phi_i}{F})}}{\sum w_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{II.15})$$

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

Tel que :

W_i : poids de la tranche i .

u_i : la pression interstitielle au centre de la base de la tranche i .

θ_i : l'angle de frottement de la tranche.

α_i : inclinaison du plan de rupture au niveau de la tranche i .

b_i : largeur de la tranche i .

h_i : hauteur de la tranche i .

c'_i : la cohésion effective de la tranche i .

3.1.4 La Méthode de Morgenstern et Price :

La méthode de Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches : [29]

$$\tan \theta_i = \frac{x}{E} = \lambda F(x_i) \quad (\text{II.16})$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure suivant :

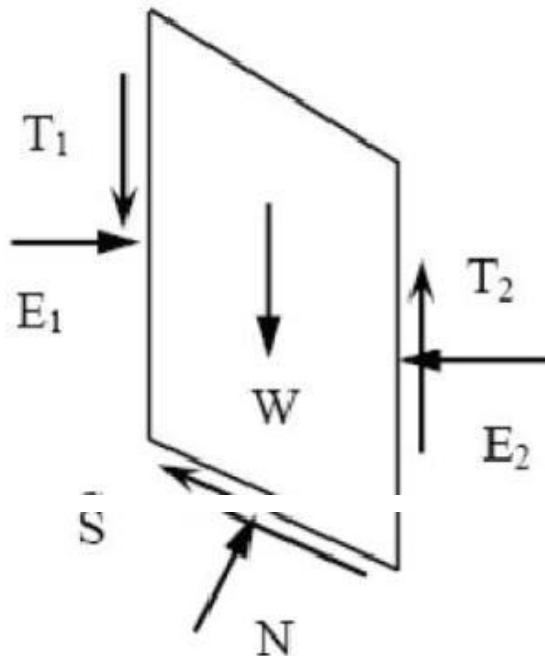


Figure II.5 : Représentation graphique des forces sur une tranche. [29]

Ou θ_i : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre, le long de la surface de glissement ;

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

λ : un scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité ;

$F(x)$: une fonction de variation par rapport à la distance le long de surface de glissement ;

X : une distance varie le long de la surface de glissement ;

Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces intertranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f est égal à F_m dans les équations suivantes [32] :

$$F_f = \frac{\sum [C' + (N - T) \tan \phi'] \sin \alpha}{\sum [W - (T_2 - T_1)] \tan \alpha + \sum (t_2 - t_1)} \quad (\text{II.17})$$

Et

$$F_m = \frac{\sum [C' + (N - T) \tan \phi']}{\sum w \sin \alpha} \quad (\text{II.18})$$

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

En 1977, Fredlund et Krahn ont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyses, que le choix de la fonction $f(x)$ dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

3.1.5 La méthode de Spencer :

3.1.5.1 Présentation :

La méthode de Spencer a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern et Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x)=1$), et que l'angle d'inclinaison θ est constant dans toutes les tranches. [29] Spencer (1979) a présenté cette méthode pour de rupture circulaire, Wright (1984) l'a développé pour une surface non circulaire.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque, et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, et elle est précise et applicable à toute la géométrie et types de sol.

Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité :

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

$$Q = \frac{-Fv \cdot \sin \alpha - Fh \cos \alpha - \left(\frac{C \cdot \Delta L}{F}\right) + (Fv \cdot \cos \alpha - Fh \cdot \cos \alpha + u \cdot \Delta L) \left(\frac{\tan \Phi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \cdot \tan \Phi'}{F}\right]} \quad (\text{II.19})$$

3.1.6 La méthode de Janbu(1956) :

La méthode de Janbu détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces horizontales et suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire), cette méthode vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation : [33], [34]

$$F_s = \frac{\sum [c' + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad (\text{II.20})$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à :

$$F_s = \frac{\sum [c' + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II.21})$$

Ce coefficient de sécurité F_s est corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol :

$$F_s = f_0 * F_s \quad (\text{II.22})$$

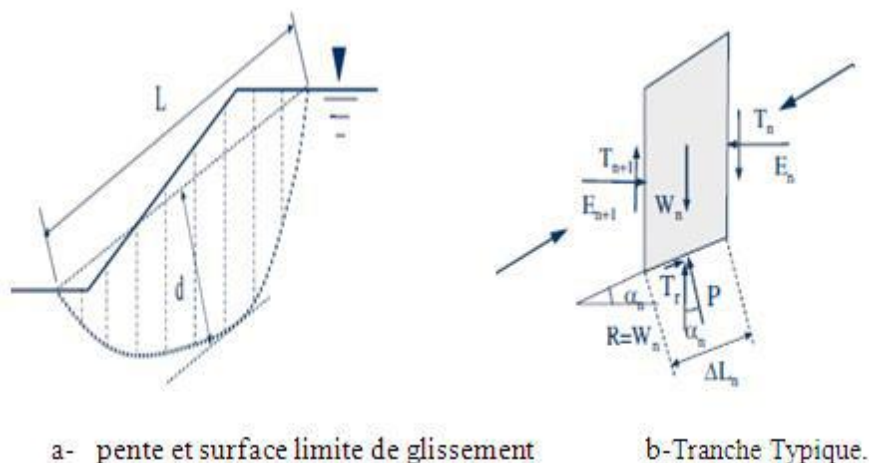


Figure II.6 : Forces considérées dans la méthode de Janbu. [34].

3.1.7 la méthode de Taylor :

Appliquons cette méthode pour un talus d'angle i avec l'horizontal, de hauteur H , de frottement ϕ , de cohésion C et de poids volumique γ , Taylor à calculer

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

systématiquement les cercles de glissement les plus défavorables et à exprimer par un facteur sans dimension : $T = \frac{C}{\gamma H}$ (II.23)

L'abaque de Taylor représenté par la(Figure II.7) pour les sols ayant une cohésion et frottement représente en abscisses la pente β du talus, en ordonnées le coefficient de Taylor $T = \frac{C}{\gamma H}$ et des courbes de strict équilibre, graduées des courbes de strict équilibre, graduées en frottement φ .Dans un calcul de dimensionnement type, on choisit une sécurité F_e sur le frottement, ce qui donne frottement admissible φ_{ad}

$$\tan \varphi_{ad} = \frac{\tan \varphi}{F_\varphi} \quad (\text{II.24}) \quad [35]$$

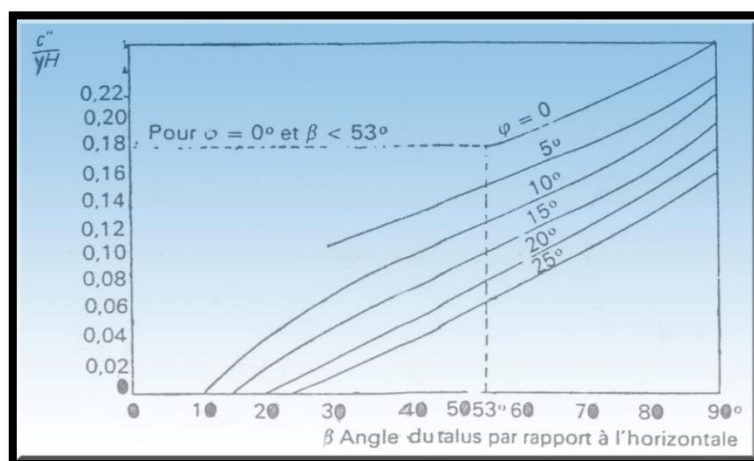


Figure II.7 :L'abaque de Taylor. [35]

3.1.8 La méthode de Sarma :

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb expression :

$$T = C' \cdot h + E \cdot \tan \varphi$$

h : hauteur de la tranche, les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments est satisfait.

En générale, la méthode de Sarma :

- ✓ Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,
- ✓ Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments. [36]

3.2 La méthode d'éléments finis :

Toutes les méthodes à la rupture permettant l'analyse de la stabilité des pentes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, les méthodes d'analyse numériques donnant accès aux contraintes et aux déformations au sein du sol connaissent une large utilisation. De plus, le comportement des massifs de sol avant la rupture ou au stade du pré rupture ne peut pas être analysé par des méthodes à l'équilibre limite, car on ne peut mettre en évidence aucune surface de rupture. Ce phénomène peut être décrit par les méthodes volumiques (méthodes des éléments finis) qui prennent en compte tout le massif dans l'analyse de la stabilité.

Plusieurs travaux ont été réalisés dans le domaine des éléments finis, on peut citer les travaux de référence de DHATT et al. (1981) ou ZIENKIEWICZ et al. (2000), l'application de VENGEON et al. (1999), les travaux de SU K. et al. (2001),...

Plusieurs types de calcul peuvent être réalisés sur un modèle géotechnique d'éléments finis. L'analyse du comportement d'un versant naturel instable nécessite d'effectuer des calculs à la rupture. Lorsqu'une pente naturelle se rompt, la résistance mobilisée n'est plus suffisante pour s'opposer aux efforts moteurs mobilisés le long de la surface de rupture. La méthode des éléments finis permet l'analyse de la stabilité des versants en utilisant la méthode Phi/c réduction. Un coefficient dit « coefficient de sécurité F » est utilisé pour la détermination de l'état de stabilité du terrain. Le versant peut être considéré dans un état stable, si le coefficient de sécurité est supérieur à 1 (MASEKANYA J. P., 2008). Ce coefficient est déterminé par la méthode des éléments finis par la réduction des caractéristiques de résistance au cisaillement jusqu'à la rupture du versant. Le coefficient de sécurité est considéré égal au facteur de réduction de la résistance. Plusieurs chercheurs ont utilisé la méthode Phi/C réduction pour l'analyse de la stabilité des pentes ; on peut citer les travaux de : SAN, MATSUI et KATSURAYA (1990) ; SAN et MASUI (1991) ; UGAI (1990) ; MASEKANYA (2008), etc. Ce type de calculs permet l'étude de la propagation de la rupture du versant et de l'évolution du coefficient de sécurité. La méthode Phi/c réduction peut se résumer en trois étapes principales :

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

Étape 1. Application du poids propre et de l'état de contrainte initial du modèle.

Étape 2. À partir de l'équation de Mohr-Coulomb et de la définition du coefficient de sécurité, le coefficient de sécurité F_s est évalué par réduction des paramètres de résistance, d'où, l'écriture des fonctions suivantes :

$$\frac{\tau}{F_s} = \frac{c}{F_s} + \sigma \frac{\tan \varphi}{F_s} \text{ OU } \frac{\tau}{F_s} = C_{crit} + \sigma \tan \varphi_{crit} \quad (\text{II.25})$$

Dans ce cas on obtient :

$$C_{crit} = \frac{c}{F_s} \text{ et } \varphi_{crit} = \arctan \frac{\tan \varphi}{F_s} \quad (\text{II.26})$$

Étape 3. La procédure de la deuxième étape est répétée en incrémentant le facteur de réduction des caractéristiques de résistance au cisaillement (le coefficient F_s) jusqu'à non convergence du calcul, autrement dit jusqu'à la rupture du versant. La valeur critique de F_s devient le coefficient de sécurité pour le talus considéré. [37]

3.3 Méthodes probabilistes et logique floue :

Ces méthodes tentent une prise en compte des incertitudes sur les différents paramètres. De nombreux modèles statistiques existent, mais souffrent d'un nombre trop réduit de données pour être vraiment opérationnels (MAGNAN et al, 1998). La mise en œuvre d'une méthode de Monte- Carlo (CHAISSON et al, 1998) peut donner un aperçu de l'importance des incertitudes. Si chaque paramètre est défini dans un intervalle et possède une fonction de répartition, il est possible, dans un calcul itératif de prendre un tirage de tous les paramètres et d'obtenir un coefficient de sécurité (un résultat de calcul). De nombreux tirages vont permettre de construire la loi de distribution du coefficient de sécurité. La logique floue possède un immense champ d'application dans la gestion des incertitudes en mécanique des sols ; si les outils théoriques existent (PHAM, 1994), leur mise en œuvre n'est pas généralisée et une mutation des modes de raisonnement est à faire (FAURE R.M., 2000). La première tentative d'application de cette technique en mécanique des terrains remonte vraisemblablement à 1979 par Brown (1979). Mais ce n'est que dans les années 80, que l'application du raisonnement flou a gagné l'attention des ingénieurs et des chercheurs en mécanique des terrains (Y. EL SHAYEB, 1999). Plusieurs auteurs ont étudié des problématiques géotechniques en utilisant la logique floue, on peut citer :

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

- Kawakami et al. (1984) qui ont appliqué la logique floue pour la détermination des zones à risque de glissement de terrain ;
- Fairhurst et al. (1985) qui ont utilisé la logique floue pour déduire un système permettant de connaître la durée de stabilité d'une galerie sans soutènement artificiel ;
- Nguyen (1985) a tenté d'appliquer la logique floue pour la détermination des zones à risque de glissement de terrain ;
- Nguyen et al. (1985) ont tenté de réaliser une classification des sites en utilisant la logique floue ;
- Wenxiu (1987) a proposé un modèle mathématique pour l'analyse des déplacements et des déformations des massifs sous l'influence d'excavations ;
- Sakura et al. (1987) ont effectué une comparaison entre le facteur de sécurité et le nombre flou qui représente le risque ;
- Kacewicz (1987) décrit les paramètres du sol avec des nombres flous ;
- Sui (1992) applique des concepts de systèmes d'information géographiques pour l'évaluation d'un plan d'urbanisme du terrain en utilisant la logique floue ;
- Burrough et al. (1992) réalisent une classification des terrains, à l'aide d'observations et de la topographie du site, en appliquant le concept de raisonnement flou ;
- Fukagawa et al. (1996) appliquent la logique floue pour l'estimation des propriétés du sol à partir d'un forage vertical ;
- Zettler et al. (1998) développent un système flou pour le contrôle d'un tunnelier (comparaison entre un système flou et une galerie pilote). [38]

4. Evaluation et limitations des méthodes :

a) - Pour les méthodes circulaires : [39]

- **Fellenius** : Pour $\Phi=0$ et surface circulaire. C'est une méthode simple qui donne FS de façon explicite. Peut être utilisé à des dépôts non homogènes. Elle sous-estime le facteur de sécurité en c' et Φ' , surtout si μ est élevé.
- **Bishop Simplifié** : s'applique à des dépôts de sol non homogènes. Pour $\Phi \neq 0$ et donne des facteurs de sécurité $>$ a ceux obtenus par la méthode des tranches. Elle ne satisfait pas des forces horizontales.

b) - Pour les méthodes non circulaires : [39]

Chapitre II : Présentation des méthodes de calcul

- **Méthode de Jambu:** surface non circulaire pour $\Phi \neq 0$. Il s'agit d'une bonne méthode pour des surfaces de rupture non circulaires et elle peut être utilisée à la main.

5. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents types de confortement pour un talus instable, et l'efficacité de chaque méthode, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'un talus.

Pour un calcul de coefficient de sécurité par la méthode inverse en se basant sur un ensemble fixe des conditions et des paramètres matériels ; cette méthode demeurent appliquées à ce jour tant donnée qu'elles renseignent sur le plan de glissement le plus probable et par conséquent permet à l'ingénieur de mieux appréhender le problème sur plusieurs aspects dont la reconnaissance géotechnique.

Chapitre III

*contexte géologique, hydrogéologique,
géotechnique de site*

1. Introduction :

Dans ce rapport, on présentera les résultats du stage, qui a duré un mois dans le groupement algéro-turc composé de ÖZGÜN, NUROL et ENGOA à tizi ousou. Le but de ce stage est de réaliser un mouvement de terrain sur du projet de réalisation de la pénétrante reliant tizi ousou à l'autoroute est-ouest au niveau de djebahia sur 48 km, initialement le glissement avait un petit volume. Cependant, une fissure de grande longueur a apparue

Englobant un grand volume de masse potentiellement instable.

Dans l'intérieur de cette fissure, en la partie plus élevée, il y a des bâtiments qui pourraient être endommagés.

Après avoir survenu le glissement, on a planifié une campagne de reconnaissance qui inclut des différents types d'investigation :

- ✓ sondages carottés avec ou sans pressiomètre.
- ✓ inclinomètres carottés ou destructifs avec ou sans pressiomètre.
- ✓ cibles topographiques.
- ✓ profils géophysiques.

Objectif d'essais détermination la surface de glissement et le type de soutènement, groupement de réalisation du projet (**ÖZGÜN, NUROL et ENGOA**) a sollicité le laboratoire **INZAMAK** et **tec4** pour le contrôle externe des différents travaux de laboratoire et sur le chantier.

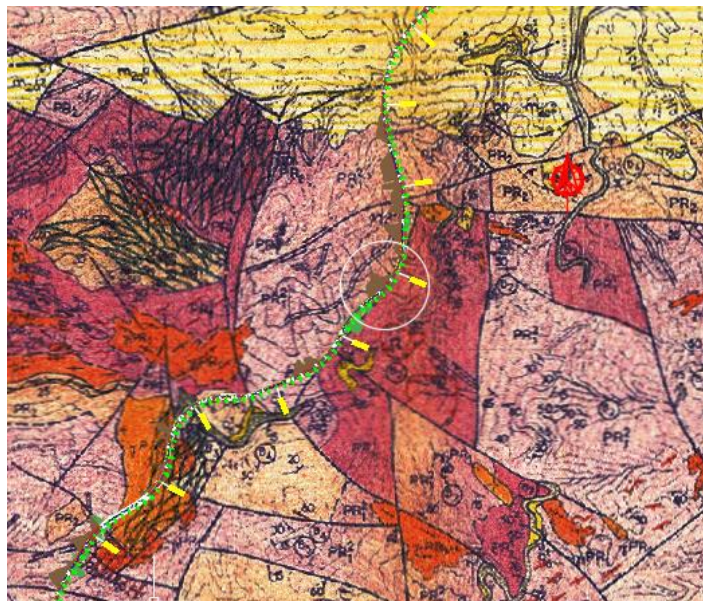


Figure III.1: carte de l'emplacement du site du glissement.

2. présentation de projet :

La pénétrante de tizi ousou fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'autoroute est-ouest à plusieurs villes. Celle de tizi ousou qui a été annoncée en 2006 doit relier l'autoroute est-ouest depuis la sortie n°28 dans la commune de djebahia à la ville de tizi ousou à travers le massif du Djurdjura. Cette autoroute longue de 48 km traverse les wilayas de Bouira et tizi ousou.

Les études ont été réalisées par le bureau d'étude algérien **SAETI**.

Le projet a été déclaré d'utilité publique par décret exécutif en avril 2010.

Il a été attribué en gré à au groupement algéro-turc composé de **ÖZGÜN, NUROL** et **ENGOA** en avril 2013 pour un montant 55,96 milliards de DA (près de 500 millions d'€) et un délai de 36 mois^{3,4}. la pose de la première pierre du projet a été effectuée par le premier ministre abdelmalek sellal le 16 juillet 2013.

2.1 Caractéristiques techniques :

- ✓ Linéaire de l'axe principal de l'autoroute: 48KM
- ✓ Profil en Travers: 2x3 voies
- ✓ Nombre total d'ouvrages: 41 Unités répartis sur 10 KM.
- ✓ Nombre de viaducs: 21 Unités répartis sur 09 KM.
- ✓ Nombre d'ouvrages hydrauliques: 51 Unités
- ✓ Nombre de tunnels: 02 Unités en Bitube réparti sur 1.620 km
- ✓ Nombre d'échangeurs: 08 Unités.

Afin d'assurer une bonne maîtrise de qualité, quantité et délai des travaux, le tracé a été subdivisé en trois sections : section 01 débute au raccordement avec la route nationale RN12 dans la commune de Draa Ben Khedda dans la Wilaya de Tizi Ouzou (PK00+000), et se termine à la limite de la commune de Ait Yahia Moussa (PK18+000). La section 02 débute et se termine dans la commune de Draa El Mizan au (PK36+000). La section 03, elle prend naissance à la limite de la commune de Draa El Mizan jusqu'au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans l'échangeur de Djebahia

dans la wilaya de Bouira (PK45+080). La longueur totale de ce tracé est d'environ 48Km (Figure 01).

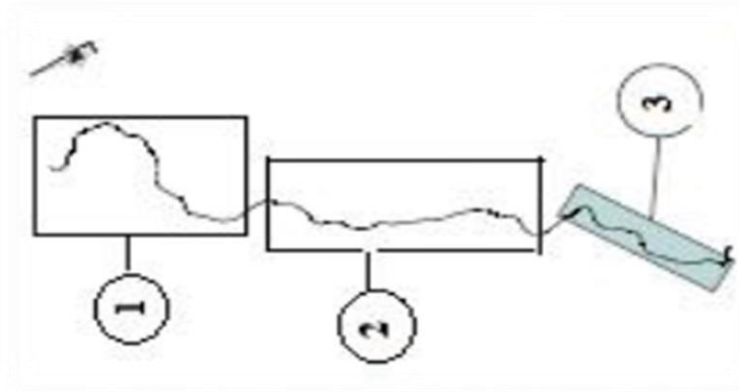


Figure III. 2 : Tracé de la route.

1 présentation de la région :

3.1 situation géographique de point de glissement :

La wilaya de tizi ousou est une wilaya algérienne située dans la région de la Kabylie en plein cœur du massif du Djurdjura. La wilaya de tizi ousou est située au nord de l'Algérie, dans la région de la Kabylie, elle est délimitée à l'ouest par la wilaya de boumerdès; au sud par la wilaya de Bouira; à l'est par la wilaya de Bejaïa; au nord par la mer méditerranée. Le réseau hydrographique renferme deux grands bassins versants à savoir le bassin de l'oued- sebaou et le bassin côtier.



Figure III.3 : situation de la wilaya de tizi ousou.

3.2 limites géographique de ait yahia moussa :

Est une commune de wilaya de tizi ousou dans la région de grande Kabylie en Algérie elle est situiez a30km au sud – ouest delà ville de tizi ousou et 115 km sud – est d'Alger

La commune de ait yahia moussa entourée de l'est par les communes de Draa ben khedda tiritine, de l'ouest les communes de Draa el mizane et de m'kira, sud les communes de timezrit (boumerdes)

Les coordonnées géographiques :

Altitude : 36°38'28 nord ;

Latitude : 3°53'12 est ;

Longitude : 161m ;



Photo III.1 : image satellitaire de la zone d'étude.

3.3 présentation de site :

le présent document constitue l'étude d'alternatives de la stabilité du glissement qui s'est initié lors des travaux d'excavation des talus supérieurs du déblai entre le pk 17+060 et pk 17+480 dans la région d'ait yahia moussa dans la wilaya de tizi ousou. Du projet de réalisation de la pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de djebahia sur 48 kms dans son tronçon 4.2.

Initialement le glissement avait un petit volume. Cependant, une fissure de grande longueur est apparue englobant un grand volume de masse potentiellement instable. Dans l'intérieur de cette fissure, dans la partie plus élevée, il y a des bâtiments qui pourraient être endommagés.

Une fois produit le glissement, on a planifié une campagne de reconnaissance qui inclut des différents types d'investigation : des sondages carottés avec ou sans pressiomètre ; des inclinomètres carottés ou destructifs avec ou sans pressiomètre ; des cibles topographiques ; et des profils géophysiques. En outre, les topographes ont mesuré la fissure de grande longueur qui définit le volume maximal de masse qui peut glisser. [40]



Photo III.2 : situation actuelle des talles

2 sismicité :

La sismicité de la zone de projet doit être déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (prao 2008). Les ouvrages d'art de la pénétrante doivent être classés dans l'un des trois groupes définis ci-après :

Groupe 1 : ponts stratégiques.

Groupe 2 : ponts importants.

Groupe 3 : ponts d'importance moyenne.

Selon la norme citée **les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dedans le groupe 2.**

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

- zone 0 : négligeable
- zone I : faible
- zone IIa : moyenne
- zone IIb : élevée
- zone III : très élevée

Tableau III.1 : Accélération selon la zone et le type du pont (les valeurs applicables au projet sont signalées).

groupe de pont	zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,4
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

La carte de zonage sismique ci-dessous, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la zone IIa, le coefficient d'accélération à prendre en compte est $a = 0,20$, avec:

✓ $k_h = 0.5 a$ (%g) = forces horizontales = 0,10 g

✓ $k_v = \pm 0,3 k_h$ = forces verticales = 0,03 g

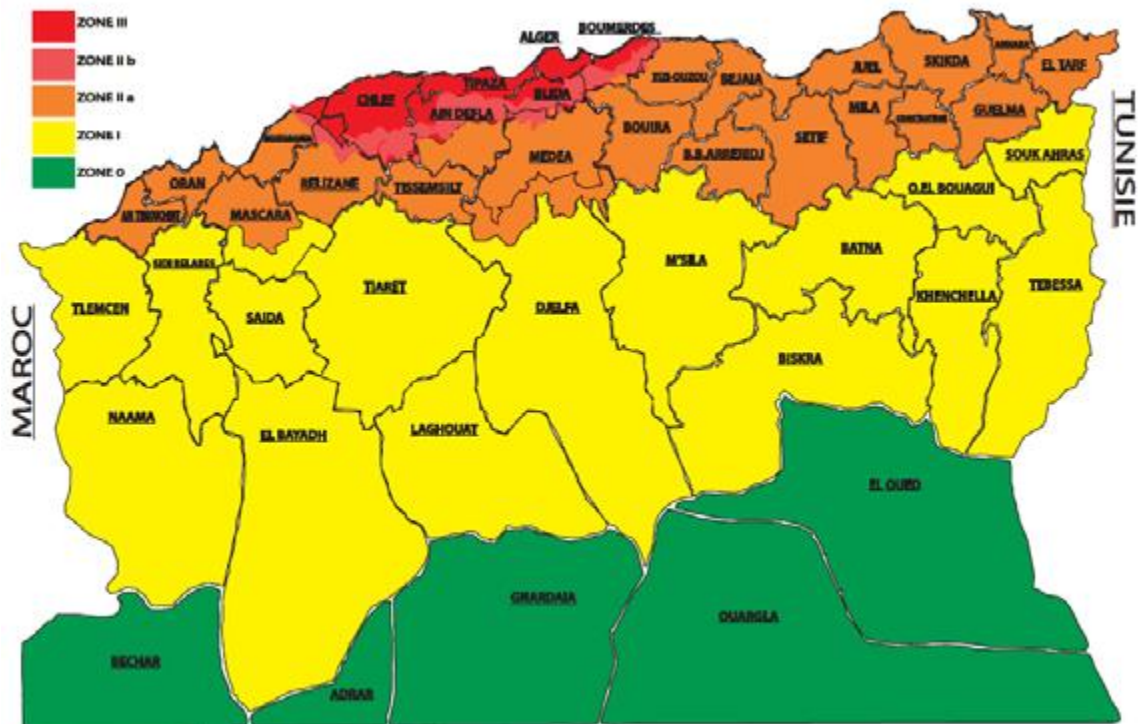


Figure III.4 : Zones sismiques d'Algérie après RPOA 2008.

3 géologie de la zone d'étude:

5.1 Géologie régionale :

Le nord de l'Algérie est située entre les plaques d'Afrique et d'Eurasie vers le no-se sur la zone montagneuse des atlas dont le rapprochement continental continue (Anderson and Jackson 1988). L'atlas se prolonge sur une longueur de 2400 pk et d'une largeur de 350 pk, entre les rives méditerranéennes du nord ouest de l'Afrique et le Sahara (**figureIII. 5**). Le sommet du massif montagneux atteint les 4167 m (Toubkal, sud ouest du Maroc).



Figure III.5: vue d'ensemble du massif d'atlas et unités principales qui forment le massif montagneux dans le modèle numérique srtm.

L'histoire tectonique mésozoïque-tertiaire du nord de l'Algérie comprend : l'épisode de rifting du trias, une phase trias supérieur – jurassique inférieur dominé par post rift affaissement thermique et une phase de compression cénozoïque (benaouali et al. 2006). Le résultat de la phase de compression d'une valeur minimale de 40 km de raccourcissement est formé. Cette phase s'est reflétée par une impulsion éocène supérieure, déposition miocène inférieur d'une séquence de flexion d'épais. Mise en place des nappes tell en moyen-supérieur miocène et une poussée miocène supérieur – récent chevauchement.

Algérie nord est subdivisé en quatre unités paléogéographiques et structurales ; Oran meseta, l'atlas saharien, la région du sud-est de Constantine, et le domaine tellien (**figure III.5**). Le système atlas est compris entre le tell et fronts sud-atlas. L'atlas a été reconnu comme une partie du système alpin pendant une longue période (Gautier, 1922). Le système étend de l'océan atlantique au sud-ouest Maroc à la Tunisie. En Algérie, le système atlas comprend la ceinture de plissement et de chevauchement d'atlas (l'atlas Sahara et Aurès) et le domaine de haut plateau avec une séquence mésozoïque mince et tabulaire. Le contact entre le tell et les systèmes d'atlas est marquée par un domaine de pré-atlas, ça c'est une région caractérisée par anticlinaux

Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site

développées au cours des évaporites du trias supérieur. Le pré-atlas et le Sahara atlas sont séparés par la faille de nord-atlas (nafé) qui est une faille de chevauchement avec une direction nord. La naf est une caractéristique composite impliquant déformation peu fine peu profonde dans la couverture sédimentaire. La naf est une caractéristique composite impliquant déformation susceptible, peu profonde dans une couverture sédimentaire (bracene & frison de Lamote, 2002; bracene et al. 1998). Inversion et le soulèvement connexe du système atlas de l'Algérie résultent de deux principaux événements tectoniques ; le premier est causé une déformation majeure et le développement de grands plis et les chevauchements en direction de nord-ouest-sud-est au cours du pléistocène (benaouali et al. 2006 et références citées). La période miocène était une relativement tranquille qui est caractérisée par le dépôt d'une séquence continentale et marine relativement épaisse.

Le système tell externe est situé entre le domaine flysch et de la chaîne d'atlas. Il est formé par une dérivation complexe d'accrétion de la paléo marge africaine en maghrébins Téthys. La plupart de triasique néogène séquence est composé par des marnes. Le système chevauchement est de tell atlas. Il est recouvert par la séquence du miocène de m'sila, Chélif, et les bassins hodna.

Le domaine flysch est exposé dans des grandes chevauchements ou nappes de charriage entre le chevauchement imbriqué de Bibans et de kabyle des (benaouali et al. 2006). le Domain de flishe est un décollement important situé entre les niveaux siliciclastiques crétacé inférieur et le substrat du jurassique, et les séries achadiches. Les niveaux oligocène-miocène inférieur sont également détachés de leur substrat, formant le chevauchement de numide composée de jusqu'à 2000 m d'épaisse de séquence turbiditique.

Les kabyli des forment un prisme supérieur de la croûte terrestre qui a été initialement situé au nord de la Téthys maghrébins (bouillin 1986) mais il a été limité chevauchement d'Afrique du nord le long de la zone de suture du miocène q est pendant de l'orogénèse alpine. L'est divisé en deux unités géographiques ; la grande Kabylie et le petit Kabylie.

Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site

Les dépôts marins et lacustres du jurassique sont sur la plupart de la province du trias. La séquence jurassique commence avec des dolomites. Le lias inférieur du nord de l'Algérie est dominé par dolomitiques et calcaires oolithiques, changeant progressivement vers le haut dans les marnes du lias supérieur. A la partie occidentale du nord de l'Algérie, le lias est représenté par dolomites massive et calcaires dolomitiques. Le toarcien compose de marnes et de calcaires marneux jusqu'à 350m. Le dogger est composé de calcaires et marno-calcaires en 80m. Dans nord Algérie les monts des ksour sont situés près de la frontière marocaine et forment une série de plis orientés no-se entre les faille de l'atlas nord et du sud (mekahli et al. 2004).

pendant du miocène inferieur, transgression marine couvert nord de l'Algérie a peu près d'une long ligne de direction ouest-est de la région de Tlemcen à la dépression Biskra et conduit au dépôt de marnes bleues plus de 1000m d'épaisseur, changer latéralement dans des grès de schiste marins. Les bassins de la Tafna, Chéelif, hogna et sebaou ont été formés pendant ce temps. La fin de cette période est marquée par une régression au cours de burdigalien supérieur. La transgression miocène supérieure sur l'Algérie nord a conduit au dépôt de noir et bleu marnes, sable et grès, calcaires, diatomites et gypsium dans le bassin du Chéelif.

Dans les bassins Chéelif et de la Mitidja dans le nord de l'Algérie la condition marine est prévale pendent pliocène. Dans d'autre région les sédiments lagunaire pliocène est ascendant gradationellment vers les dépôts quaternaires continentaux. Près de la zone du projet dépôts plio-quaternaire sont composées par des dépôts de terrasse fluviale qui sont déposés autour des grandes chaînes de rivière et alluviale terrestre et les dépôts de cônes alluviaux.

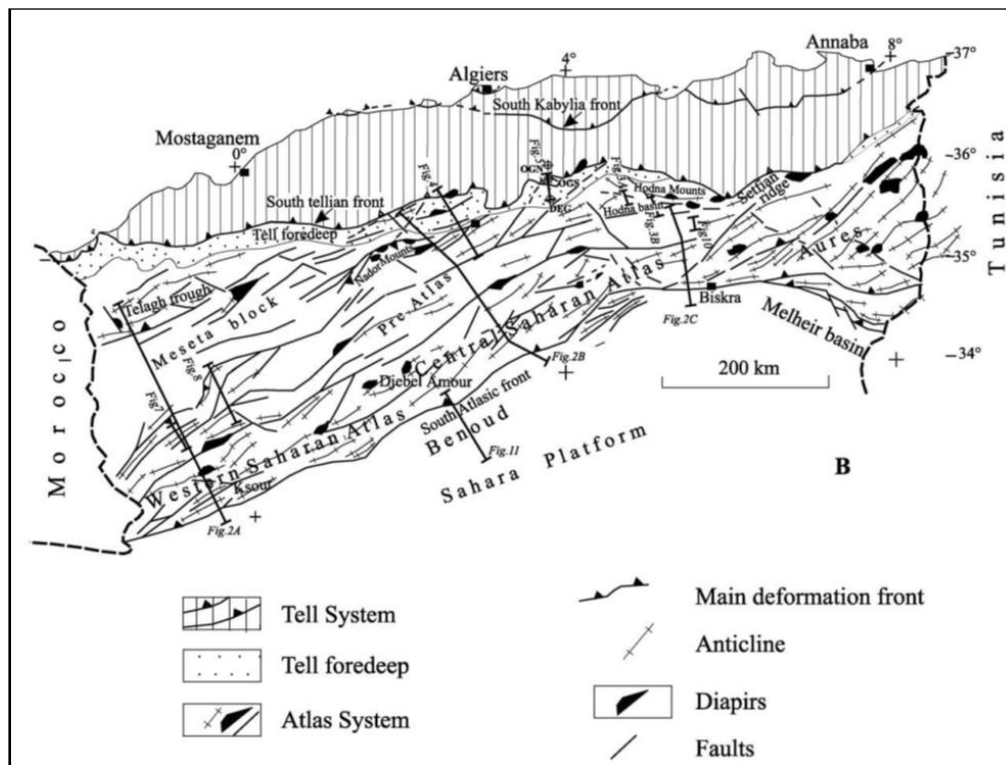


Figure III.6 : la carte schématique de l'Afrique du nord montrant les principaux domaines structuraux et la localisation de la zone d'étude. b.lla carte structurale l'Algérie du nord (de brac Greene & frison de Lamotte, 2002). . [40]

5.2 Tectonique régional actif :

La zone étudiée est une partie de la chaîne de l'atlas tell de l'Algérie. L'atlas de tell est la partie orientale du système rif-tell est composée une zone de collision active entre la microplaque Espagne et les plaques Afrique et Europe, dans le cas des montagnes bétiques, les zones internes et externes avec des différentes caractéristiques sismiques (**figureIII. 5**). Depuis du cénozoïque inférieur, cette zone est sous un régime de compression, avec une direction de convergence n-s et nord-ouest-sud-est depuis quaternaire supérieur. Post-nappes bassins présente les plis et les failles inverses en directions ouest-est à nord-ouest-sud-est. Selon meghraoui (1988), et bezzeghoud buform (1999), Henares et al. (2003) et bezzeghoud et al. 2014, cette active zone

Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site

absorbe 4-6 mm / an (à partir du modèle d'argus et al 1989, nouvel-1.) du rétrécissement de la croûte, avec cisaillement dextre prédominante, et il est responsable de la présente sismicité. Les failles principaux, qui a une grève ne-So, correspondent avec des failles de chevauchement plongeant au no, souvent organisés dans les systèmes d'en échelon, comme les fautes el Asnam et Tipaza (bezzeghoud and buforn, 1999; aoudia et al. 2000).

La plaque eurasienne se déplace vers l'Afrique avec une direction nord-ouest (315°) (nocquet and calais, 2004) (**figure III.6**). par conséquent, plusieurs actives failles inverses aveugle ou non identifié dans la région thomas, 1985; meghraoui, 1988; meghraoui, 1991; meghraoui et al., 1996; aoudia and meghraoui; bouhadad et al., 2003; bouhadad et al., 2004; meghraoui et al., 2004). Relativement une sismicité élevé et destructeur a été le résultat de l'activité tectonique pendant deux derniers siècles au moins couverts par les catalogues de sismicité. La sismicité de la région du nord de l'Algérie est dominé par des mécanismes focaux de la faille d'inverse à l'ouest et au centre et par Strike-slip failles à l'est (par exemple, bezzeghoud et al, 2014; ousadou et al, 2014).

Algérie du nord, est connue comme la zone la plus active sismogénique dans la région ouest de la méditerranée, dans la partie orientale de la zone ibéro-maghrébine. En effet, pendant le dernier siècle l'Algérie a expérience plusieurs tremblements de terre forts (craag - centre de recherche en astronomie and astrophysique et de géophysique, 1994) (**figure III.7**). L'analyse de la répartition des épicentres des tremblements de terre, pendant des trois derniers siècles est relevé que les tremblements de terre en Algérie sont occure surtout dans certaines zones de grappe tell d'atlas. Néanmoins, quelques tremblements de terre apparue dans les hauts plateaux et du Sahara à travers la gamme atlas (**figure III.8**).

pendant des trois dernières décennies, la région a connu de nombreux événements destructeurs qui ont été liés à des zones spécifiques sismogènes comme el Asnam, mont chenoua-Tipasa, et zemmouri failles de chevauchement et de la faille Constantine décrochant (ayadi and bezzeghoud 2015) . a cause de la sismicité historique un certain nombre de modérés à forts tremblements de terre qui ont eu lieu dans l'Algérie du nord cette endroit était l'objet d'études détaillées au cours du siècle dernier. le tremblement de

Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site

terre le plus destructeur de l'Algérie dans la période instrumentale est 10.10.1980 tremblements de terre d'el Asnam (ms: 7,3) qui a eu lieu sur une faille de chevauchement plongeant no. Cet événement a eu lieu sur la faille inverse oued-fodda. Cette faille est divisé en trois segments, rompu le long 26 pk. Cette faille se trouve dans le haut bassin du quaternaire sismogénique Cheliff, considéré comme très actif. Le dernier tremblement de terre destructeur survenu à l'Algérie du nord est séisme de zemmouri 21.05.2003 (mw: 6,8) qui a été produite par une faille de chevauchement dans tell atlas Edwards 2004; hamdache et al. 2004; maouche et al. 2011; ayadi and bezzegdoud 2015). Ce tremblement de terre a causé 2278 morts et 44.000 maisons endommagées.

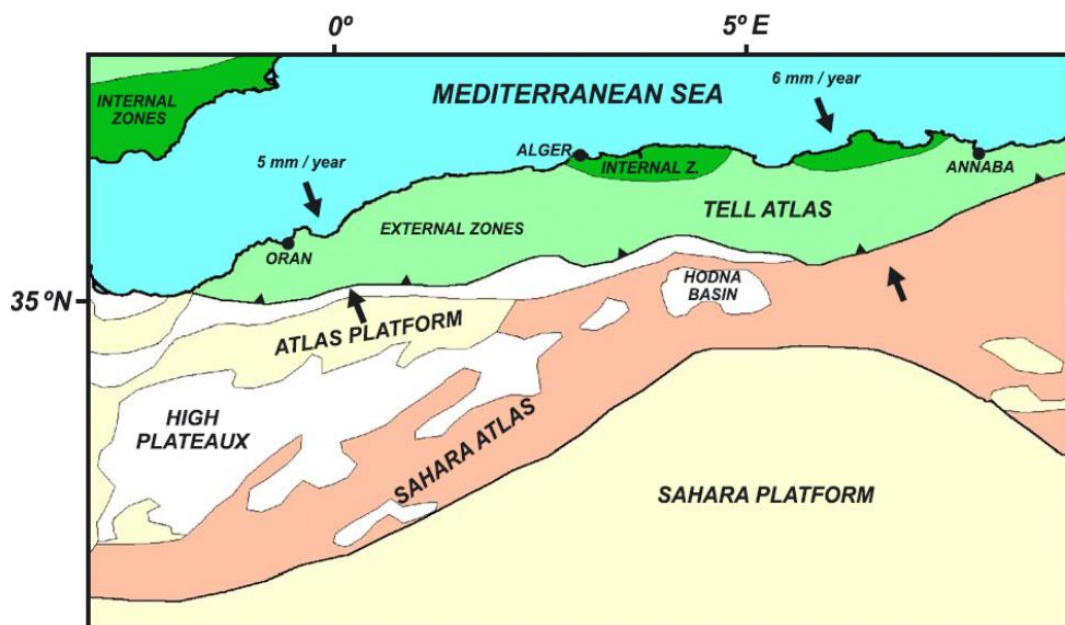


Figure III.7: carte schématique montrant les principaux domaines tectoniques et géologiques dans l'Algérie du nord (de Montilla et al. 2003).

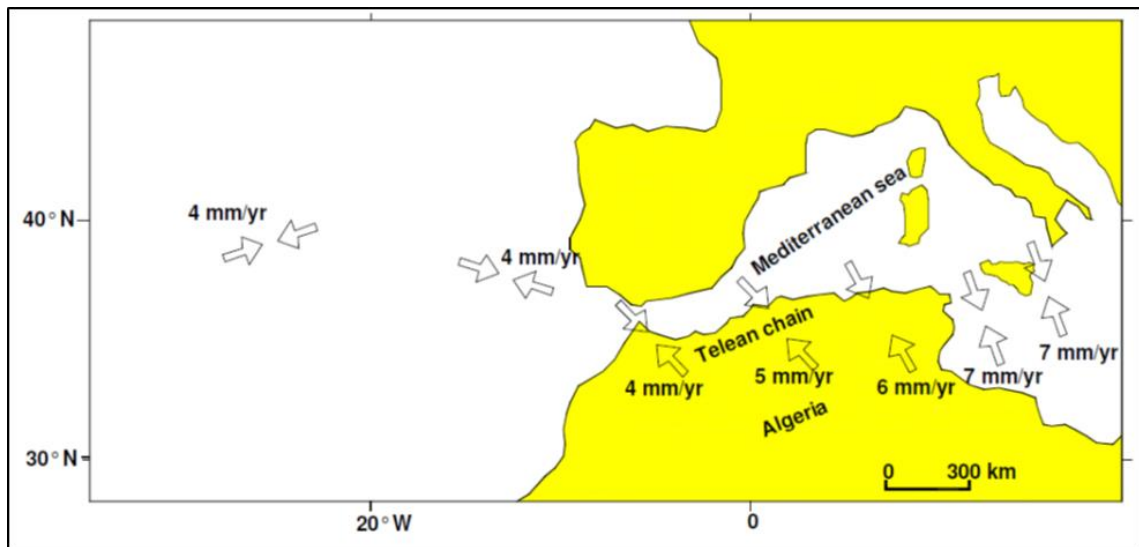


Figure III.8 : paramètre sismotectonique Algérie du nord (de démetts et al. 1989).

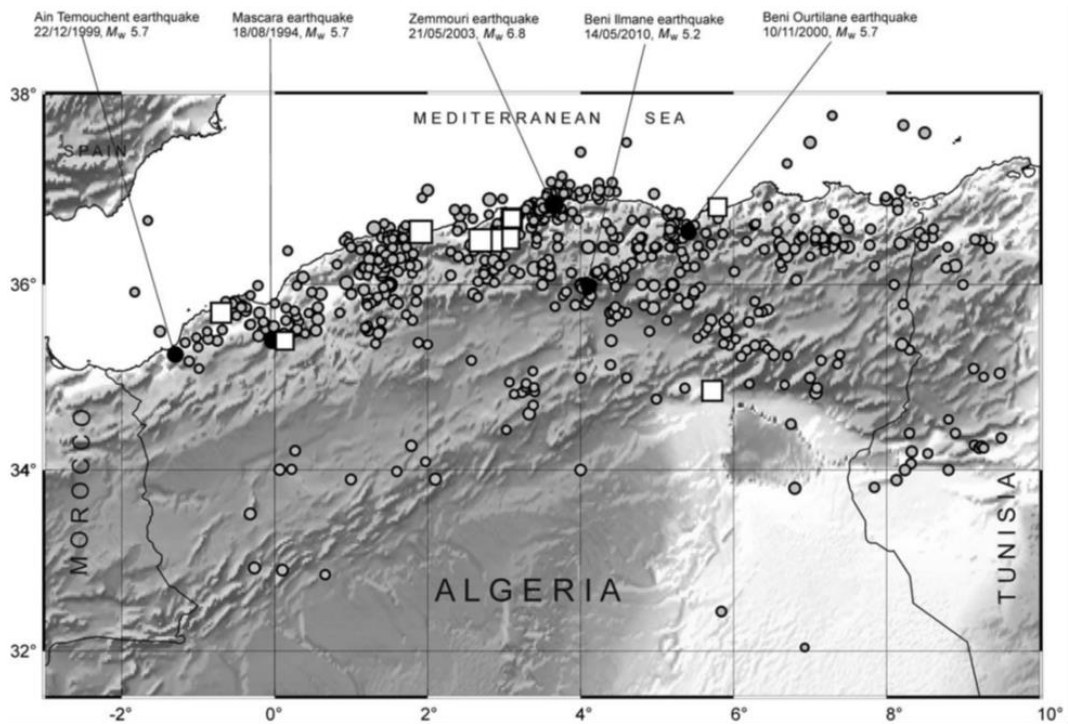


Figure III.9 : $m \geq 4.0$ sismicité d'Algérie compte tenu des événements d'une magnitude $m \geq 4.0$. Les cercles noirs et gris désignent des événements 1900-2013. Les carrés blancs désignent les événements de 1365 à 1900. (Ayadi et de bezzeghoud 2015).

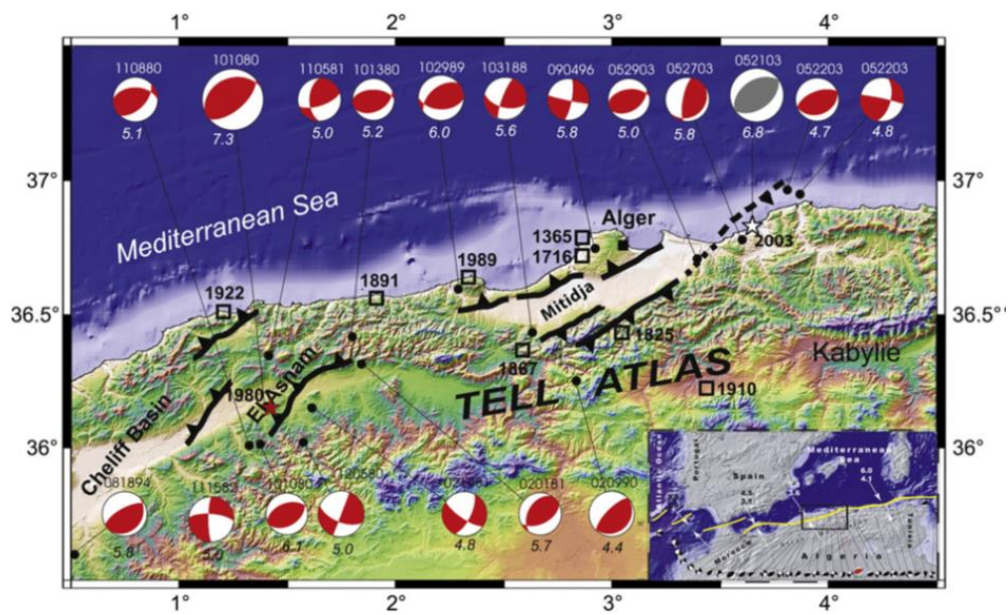


Figure III.10 : sismotectonique du nord-centre de l'Algérie (maouche et autres, 2011).

les mécanismes focaux (solutions Harvard cmt) sont principalement des failles de chevauchement illustrées par la plus grande tremblement de terre d'el Asnam $mW = 7,3$ (étoile rouge) et du tremblement de terre de zemmouri $mw = 6,8$ (mécanisme gris et étoile blanche); les carrés ouverts correspondent aux séismes historiques importants (benouar, 1994;. harbi et al, 2007); le relief ombré est srtm 3 secondes d'arc (~ 90 m) affichant le modèle numérique d'élévation (farr et kobrick, 2000); la bathymétrie est à partir de données globales de grille gebco_08. Les failles de chevauchement et inversées qui affectent les bassins chelif et Mitidja quaternaires (meghraoui, 1988) résulte de la convergence de la plaque oblique (voir encadré, la ligne jaune est la limite de la plaque et la boîte est pour le nord-centre de l'Algérie; le taux minimal et maximale du taux de convergence en mm / an de nocquet et calais, 2004). . [40]

5.1 géologie générale de la région (entre pk 17+067-pk17+900) :

La zone de déblai est constituée des unités métaclastiques d'âge paléozoïque et d'unités métamorphiques non classés.

- ✓ **les unités métaclastiques** : sont observées sous forme d'unités de phyllite, schiste à mica, schiste à séricine, schiste à chlorite, schistes hématites et

métagrès. les niveaux de phyllite sont observés dans diverses nuances brunes et les plans de foliation sont bien développés et présentent en général une résistance de roches mi-faibles. ces unités métaclastiques formées par la faible métamorphose des unités à granulométrie fine sont généralement représentées en forme de phyllite, de schiste à séricite et de schiste à chlorite sur la zone d'examen.

- ✓ **les unités métamorphiques** : non classés (série de gneiss) sont observées par une légère métamorphose de laves et de tufs de différentes épaisseurs et sont de couleurs bordeaux et gris. elles sont stratigraphiquement situées dans la partie supérieure des roches métapolitiques. les plans de foliation sont en bon état, mais ils gardent leur structure stratigraphique. d'après l'examen des études de terrain et des données de forage, on observe que les unités métamorphiques non classés sont assez dissociées dans les niveaux supérieurs et les propriétés techniques de cette unité se sont complètement transformées en sol.

Ces deux unités cités précédemment surplombent par des dépôts du quaternaires, colluvions, alluvions.

5.2 géologie locale (entre pk 17+067-pk17+900) :

Cette partie de la zone d'examen sera passée avec du déblai d'une hauteur maximale de 105m sur l'axe du trajet.les sondage de recherche v6-2et scfg13 proposés par **FUGRO** ainsi que le sondage de recherche sc. 79 sont situés dan cette zone de déblai.les emplacements des sondages de la zone d'examen sont indiqués dans la carte géologique et présentés dans le plan suivant. Les unités métaclastiques et métamorphiques affleurent dans la zone

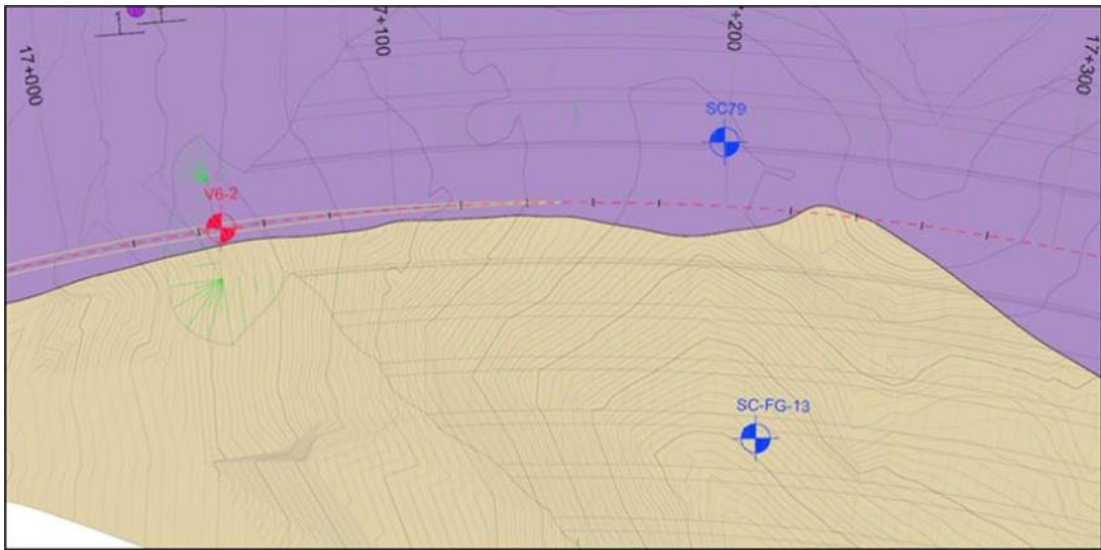


Figure III.11 : plan d'emplacement de recherche accompagné de la carte géologique entre pk17+067-pk17+466.



Photo III.3 : vue de la zone entre pk17+067-pk17+466.

Le sondage scfg13 fait observer jusqu'à 10.70 les unités de schiste gneissique et en veinules de quartz blanc a noté la présence des traces d'oxydation suivi par les unités de gneiss gris blanchâtre dur ferrugineux riche en veinules de quartz blanc a noté la présence des filons de quartz d'ordre décimétrique.



Photo III.4 : photos de caisses de carotte du sondage SCFG13. . [41]

Le puits de forage SCFG13 est également utilisé par la raison d'être proche de la région et d'être des valeurs RQD écrites dans le rapport de sondage.

SCFG13 : les unités de schiste gneissique marron brunâtre micacé altéré pyritisé a note presence des traces d'oxydation sont vues dans les premiers 3.0 m de sondage. À la suite de ces unités, les schistes gneissique plus ou moins altère micacé marron grisâtre

Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site

ferrugineux riche en veinules de quartz blanc a noté la présence des traces d'oxydation sont visibles jusqu'à 10.70 m. les unités gneiss gris blanchâtre dur ferrugineux riche en veinules de quartz blanc a noté la présence des filons de quartz d'ordre décimétrique sont observées de 10.70 À la fin du trou de forage 38.0 m. il n'y a pas de niveau statique dans ce sondage.

Sondage SC79 est foré dans la zone d'investigation les unités rencontrées dans la zone d'enquête sont résumées ci-dessous.

SC79 : des unités argile schisteuse brunâtre a jaunâtre compacte et friable. sont visibles jusqu'à 8.00 m. ces unités sont suivies par des unités micaschiste qui sont gréseux grisâtre récupéré sous forme de sable et fragments. à la suite de ces unités, mica schistes gréseux dur grisâtre récupère sous forme de fragments et carottes sont visibles à la fin du trou de forage à 44,40 m de profondeur. il n'y a pas de niveau statique dans ce sondage.

Sondage SCFG14 est foré dans la zone d'investigation Les unités rencontrées dans la zone d'enquête sont résumées ci-dessous.

SCFG14 : Des unités argile sableuses caillouteuse marron jaunâtre sont visibles jusqu'à 3.00 m. Des roches métamorphiques (gneiss) sont observées après ces unités jusqu'à la fin du trou de forage (30.00 m). Le niveau statique se trouve à une profondeur de 2.50 m. Les pourcentages de RQD ne sont pas trouvés dans les journaux de forage par cette raison, les photos de boîtes de base sont utilisées pour estimer cette valeur. Le profil du sol est soumis ci-dessous

Tableau III.2 : profil du sol

formation géologique	description	profondeur (m)
(scfg13)		
schiste - métapolitiques (Pmd)	schiste gneissique marron brunâtre micacé altéré pyritisé a note présence des traces d'oxydation	0.00-3.00
métapélitiques (Pmd)	schistes gneissique plus ou	

Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site

	moins altère micacé marron grisâtre ferrugineux riche en veinules de quartz blanc a noté la présence des traces d'oxydation	3.00-10.70
métapélitiques (Pmd)	gneiss gris blanchâtre dur ferrugineux riche en veinules de quartz blanc a noté la présence des filons de quartz d'ordre décimétrique	10.70-38.00
(sc79)		
métamorphiques non classés altérés (Pmv)	argile schisteuse brunâtre a jaunâtre compacte et friable	0.00-8.00
métamorphiques non classés altérés (Pmv)	mica schiste gréseux grisâtre récupère sous forme de sable et fragments	8.00-15.10
métamorphiques non classés (Pmv)	mica schiste gréseux dur grisâtre récupère sous forme de fragments et carottes	15.10-44.40
(SCFG14)		
Argiles - Métapélitiques altère (Pmd)	Sableuses caillouteuse marron jaunâtre	0.00-3.00

Métapélitiques (Pmd)	Roche métamorphique (Gneiss)	3.00-30.00
----------------------	---------------------------------	------------



photo III.5: le système de roche.

4 caractéristique géotechniques sur le site :

la couche superficielle est décrite comme une argile limoneuse très compacte ou un schiste argilo-limoneuse friable ; et le substrat roché est constitué par schiste, gneiss ou micaschiste avec différents degrés d'altération.

la géomorphologie originelle de la zone est vallonnée, de morphologie plus au moins lobulaire (**Photo III. 6**) et les versants ont 10-15° d'inclination moyenne ; ces caractéristiques font penser en un grand glissement ancien.

l'eau de pluie peut être infiltrée dans les matériaux plus superficiels et atteindre la surface de glissement. cette situation peut favoriser l'activation d'une instabilité ancienne.

Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site

la surface sur laquelle se produit le mouvement est plus ou moins parallèle à la surface du terrain originel et est située aux environs 30 m de profondeur.

la compacité de l'ensemble est variable selon la nature de la couche mais généralement est élevée. néanmoins, dans la zone plus superficielle on peut observer des matériaux moins compacts (moins d'âge) ou des matériaux rochés avec un majeur degré d'altération, lequel se reflète dans des valeurs des pressions limites plus bas : en particulier on a obtenu résultats à l'environ 10-15bar pour les sols colluvions et d'approximativement 30-40 bar pour les sols d'altération.

Comme on a indiqué dans ce document le début du glissement est bien identifié par les fissures qui ont apparu (**Photo III.7** et **Photo III.8**). La fin du glissement survenu est interprétée avec les données des fissures après l'excavation, au niveau de la troisième berme (**Photo III. 9**).



Photo III.6: vue de certaines formes lobulaires autour le site.



Photo III.7 : vue de la fissure latérale droite.



Photo III. 8 : vue de la fissure latérale gauche.



Photo III. 9 : vue de la sortie des fissures au niveau de la troisième berme.

Les paramètres géotechniques ont été déterminés comme il est indiqué ci-dessous :

- ✓ les **paramètres de la résistance au cisaillement** (cohésion et frottement) au long de la surface du glissement, qui est incluse dans l'unité qce, ont été estimés moyennant une analyse inverse en reproduisant le glissement.
- ✓ les restants **paramètres géotechniques** qui sont nécessaires pour les calculs, pour l'unité pr (substrat roché) autant pour l'unité qce (sols colluviaux ou éluviaux), ont été estimés en base aux résultats des sondages et pressiomètres disponibles sur le site.

6.1 Paramètres Géotechniques :

Les données de forage ont été utilisées pour obtenir les paramètres pris en compte dans les analyses faites dans le cadre du présent rapport. Les unités de remplissage seront des unités méta granites et métamorphiques obtenues par l'explosion de la fente avoisinante et lors du choix de paramètres les caractéristiques de ces unités ont été

Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site

également pris en compte. Les caractéristiques du remblai doivent être confirmées par des expériences en place lors de l'exécution. Pour les études, les données des forages SC 79, SCFG 14 ainsi que des données de forages des unités similaires rencontrées au cours du trajet forage ont été évaluées.

Pour la caractérisation du profil du sol dans cette section, le trou de forage SCFG-14 est requis par Fugro.

Pour la confirmation du profil, le puits de forage n ° SC FG 14 et SC79, SCFG13 (PK 17+200) ont utilisé et pour obtenir des paramètres géotechniques localement, les données des unités Pmv et Pmd des autres forages situés sur le même chemin ont été prises en compte par la raison des données SPT et RQD manquantes. Les données de laboratoire pour le fourrage SCFG14 et SCFG13 sont utilisées pour l'analyse.

Lors du forage SC 79, aucune nappe phréatique (NP) n'a été constatée et le niveau d'eau du forage SCFG 14 est de 2.50 m (Groupement One coit que l'eau mesurée à cette profondeur s'agit de l'eau de forage du sondage) et les données des niveaux d'eaux des autres forages environnants ont également été évaluées. Les analyses des sections ont été effectuées en tenant en compte la condition de prise de mesures de drainage expulsant les eaux des résurgences au niveau supérieur du talus et au fond du remblai contre l'infiltration d'eaux souterraines dans les unités altérées.

Les paramètres d'ingénierie nécessaires pour les analyses ont été obtenus en conformité avec les données acquises à partir des puits de forage énumérés ci-dessus et document présenté dans les **Annexe A**. Les données utilisées pour l'obtention des paramètres sont divisés en volumes géologiques et illustrées sur des graphiques.

En tenant en compte les valeurs SPT des unités Pmd-3 ,Pmv-1, Pmd1, Pmd-2 et Pmv-2 et le fait que le matériel est constitué d'unités métamorphiques non classés et métapélitiques décomposées, les paramètres drainés et non drainés de ces unités ont été obtenus en utilisant la formule et abacas suivants.

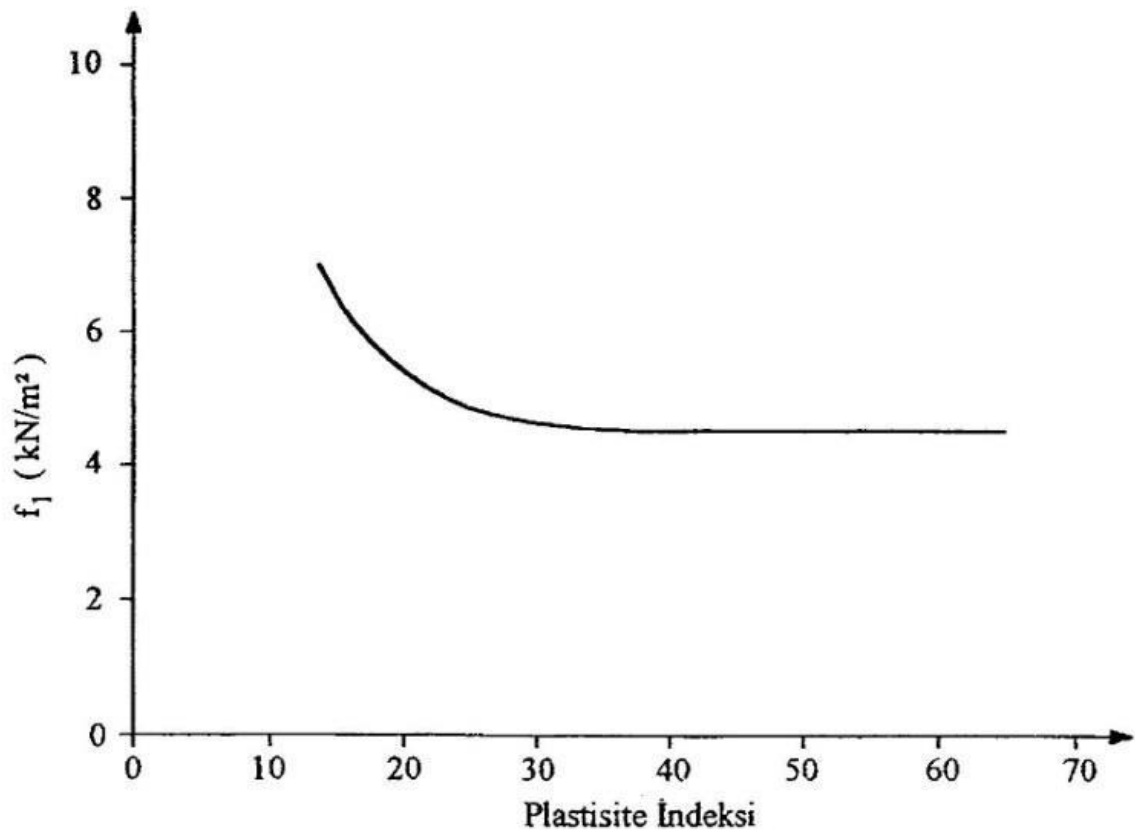


Figure III.12 : $f_1 = c_u/N$ – Variation d’Indice de Plasticité (Stroud&Butler–1975).

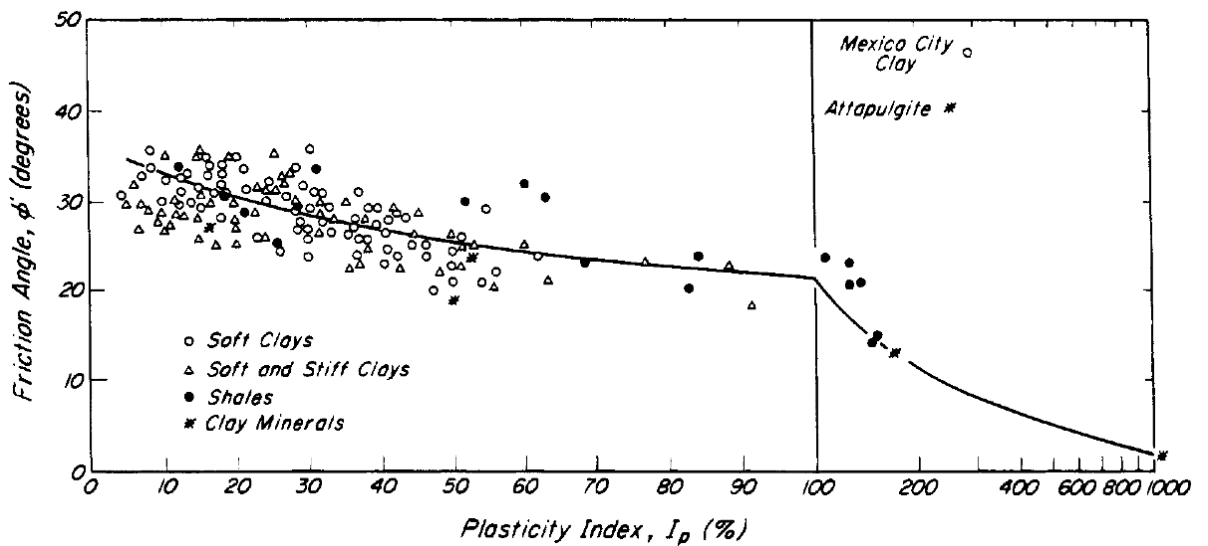


Figure III.13 : Angle de Résistance de Cisaillement Effective– Rapport PI (Terzaghi, Peck, Mesri) . . [41]

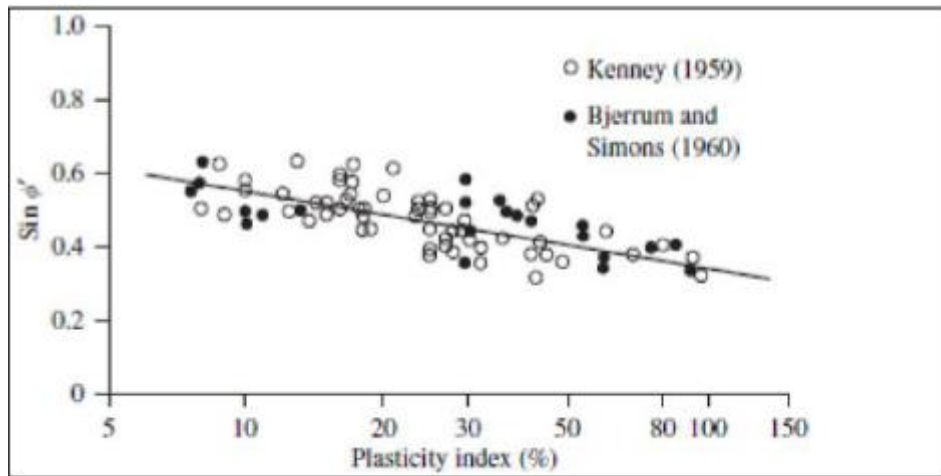


Figure III.14 : Angle de Résistance de Cisaillement Effective– Rapport PI (Das-2004).

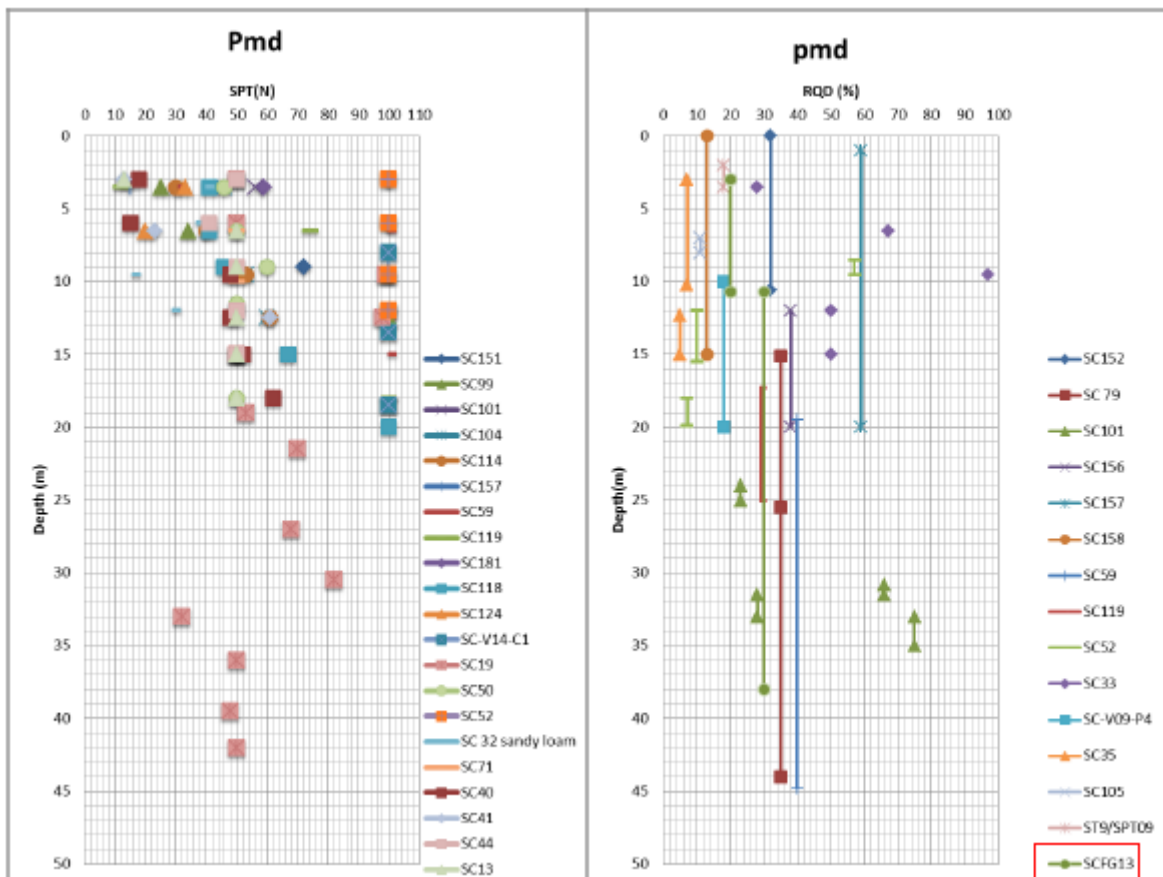


Figure III.15 : Graphiques montrant la variation des valeurs SPT(N) et RQD (%) de l'unité Pmd sur la route avec la profondeur.

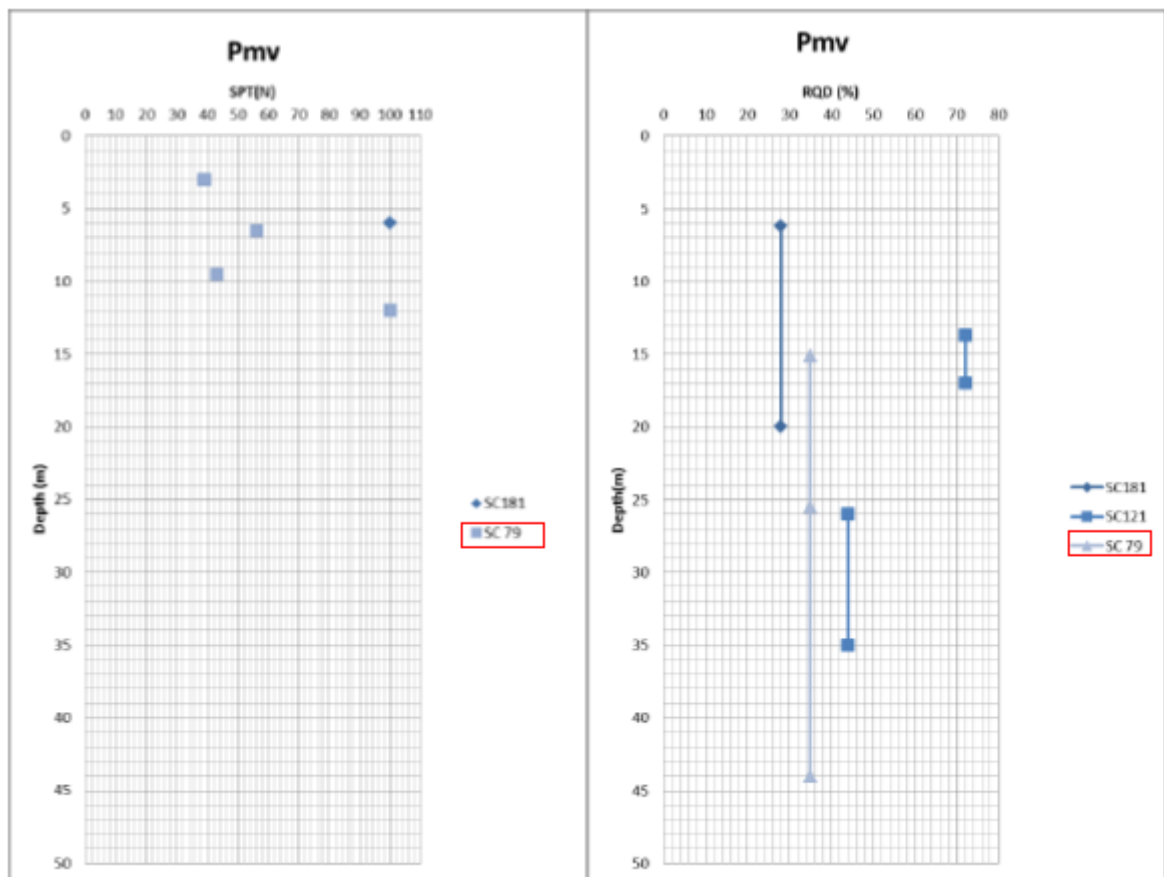


Figure III.16 : Graphiques montrant la variation des valeurs SPT(N) et RQD (%) de l'unité Pmv sur la route avec la profondeur.

La classification Hoek brown des unités est effectuée par le logiciel d'analyse Rocklab V1.0 en se basant sur les données du tronçon.

Chapitre III : Contexte géologique, hydrogéologique, géotechnique de site

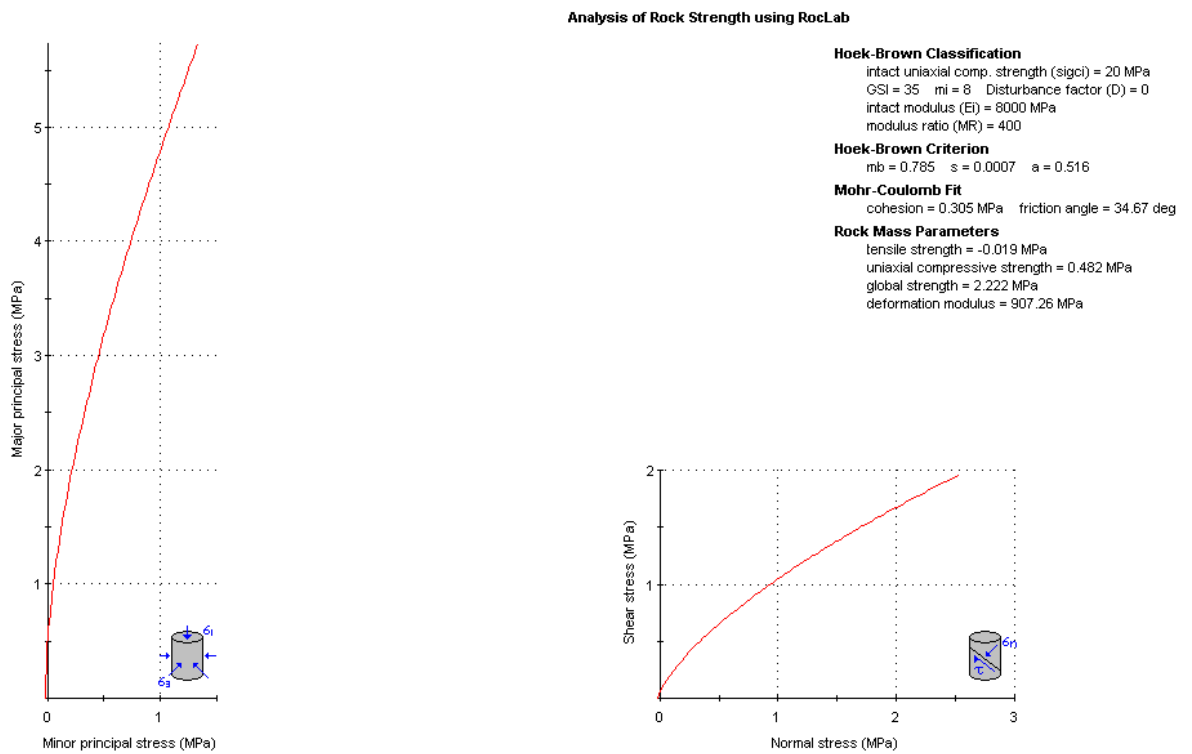


Figure III.17 : Paramètres Pmd-3 Mohr Coulomb.

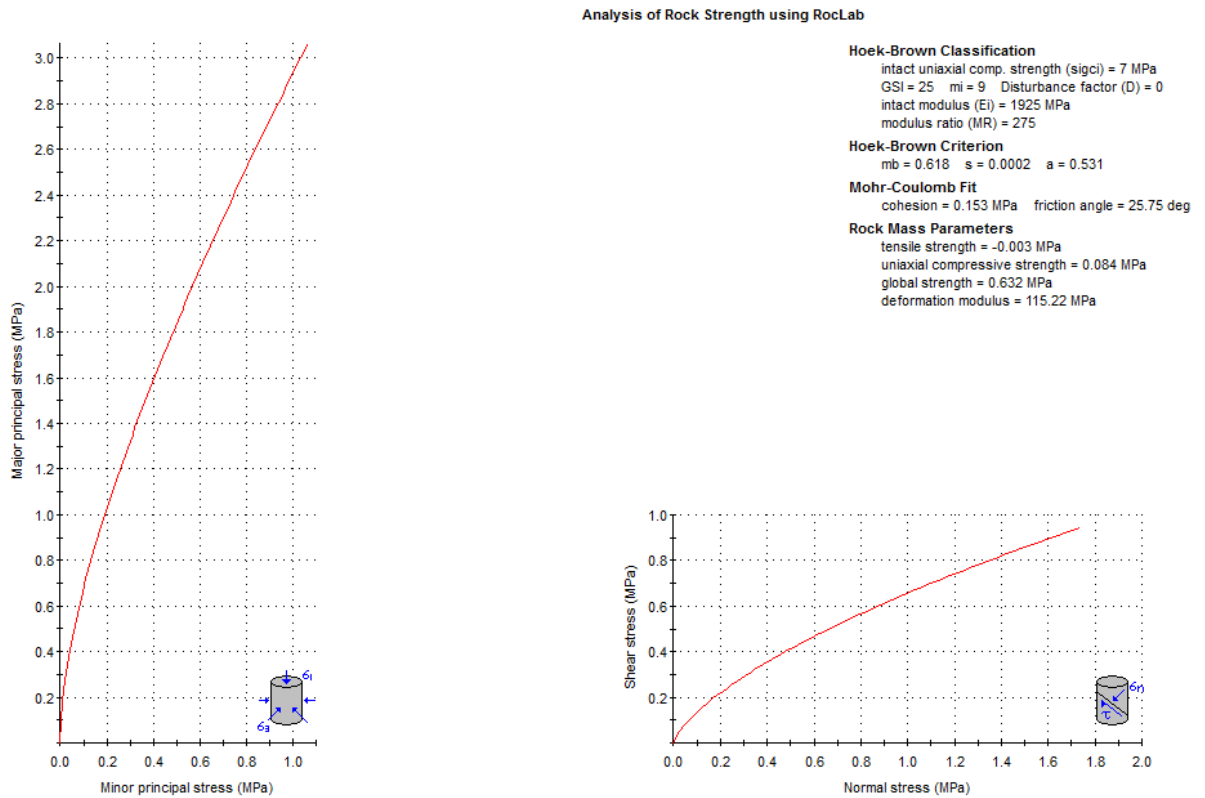


Figure III.18 : Paramètres Pmv-2 and Pmd-2 Mohr Coulomb

Les paramètres géotechniques tenus en compte conformément aux études mentionnées ci-dessus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.3: Paramètres Géotechniques :

Formation Géologique	γ' (kN /m³)	Cu (kPa)	$\phi(o)$	C' (kPa)	$\phi(o)$
Remblai de Route	19	-	-	5	30
Métapélitiques (Pmd-1)* (Schiste gneissique)	19	130	0	5	23
Métapélitiques (Pmd-2)** (Schiste gneissique)	20	-	0	150	26
Métapélitiques (Pmd-3)*** (Schiste gneissique)	22	-	-	300	35
Métamorphique non classés altérés (Pmv-1)* (Mica Schiste)	19	130	0	5	23
Métamorphique non classés (Pmv-2)** (Mica Schiste)	22	-	-	150	26

* Couche faible

** Roche altérée

*** Roche relativement solide

5 hydrogéologie :

Les roches de cette zone faiblement métamorphique. Les unités métamorphiques sont représentées par des unités métaclastiques et méta granites. Les unités métaclastiques sont constituées de lithologies faiblement métamorphosées dans une famille de schistes de couleur verte des rochers sédimentaires à granulométrie fine

Le système de discontinuité principal dans les rochers métamorphiques est la foliation (schistosité). Cependant, ce sont des systèmes de discontinuité généralement observés dans les systèmes de joint et les failles.

Les 2837 sondages au total d'une profondeur variant entre 10m et 120m ouverts tout au long de la partie 4. Peu de ces sondages ayant subi une mesure de nappe phréatique, elle est comparée avec la nappe phréatique régionale (APPB).

Lors du forage SC 79 (entre pk17+067-pk17+466), aucune nappe phréatique (NP) n'a été constatée et le niveau d'eau du forage SCFG 14 (entre pk 17+500 – pk 17+900) est de 2.50 m (Groupement One considère que l'eau mesurée à cette profondeur s'agit de l'eau de forage du sondage) et les données des niveaux d'eaux des autres forages environnants ont également été évaluées. Les analyses des sections ont été effectuées en tenant en compte la condition de prise de mesures de drainage expulsant les eaux des résurgences au niveau supérieur du talus et au fond du remblai contre l'infiltration d'eaux souterraines dans les unités altérées.

Il existe des ruisseaux latéraux coulant en direction no et So tout au long de la ligne et des ruisseaux principaux coulant en direction sn. Les ruisseaux en forme d'affluents possèdent un débit saisonnier. Ces affluents possèdent des bassins capables d'apporter de l'eau à court terme en périodes pluviales. Bien que rarement, des petites sources et des zones de fuite existent tout au long de la ligne. . [41]

6 les travaux effectués durant le stage :

- ✓ utilisation de logiciel slide
- ✓ suivre un mouvement de terrain par: des sondages carottés avec ou sans pressiomètre ; des inclinomètres carottés ou destructifs avec ou sans pressiomètre ; des cibles topographiques ; et des profils géophysiques
- ✓ connaître les déferont département de groupement one

7 conclusion :

l'étude des mouvement des terrains commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, qui permettent de déterminer surface de glissement et le type de soutènement.

Chapitre IV

Calcul de la stabilité et modelisation

Chapitre IV : Calcul de la stabilité et modélisation

1. Introduction :

L'étude géotechnique et la configuration des terrains nous permettent de choisir la solution convenable et le type de confortement à adopter. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à l'investissement consenti, l'accessibilité de site, la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, et les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Le choix de la technique de la stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- L'analyse des paramètres techniques de site,
- La connaissance des techniques de stabilisation,
- Les impératifs technico-économique

2. Caractéristiques géotechnique :

D'après l'étude géotechnique de projet, les éléments géotechniques suivants ont été pris en compte pour le dimensionnement :

3. Application au glissement étudié :

On fait entrer les paramètres géotechniques de chaque couche et on modélise le terrain suivant un profil qui coupe la zone du glissement au milieu et suivant le sens du mouvement.

4. Calcul de la stabilité par logiciel :

L'ingénieur choisit l'outil de calcul qui lui paraît adapté ; il opère seul la modélisation de l'objet réel (processus de réduction d'un objet réel à un objet virtuel simple) ; il décide seul de prendre en compte le résultat obtenu sur l'objet virtuel simple pour définir le comportement de l'objet réel.

5. présentation du logiciel slide :

Actuellement, ils existent plusieurs logiciels pour l'analyse des glissements de terrain, mais qui se différencient chacun par ces méthodes de résolution et ces paramètres de modélisation.

Dans notre cas nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse

limite appelé : **SLIDE V 6.0.**

Ce logiciel utilise la méthode de l'équilibre limite pour déterminer le coefficient de

sécurité **F_s** selon le principe suivant :

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

$$F = \frac{\text{la somme des moments résistants}}{\text{la somme des moments moteurs}}$$

Tableau IV.1 : Les données et les résultats du logiciel :

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
<ul style="list-style-type: none"> - La méthode de calcul. - Les paramètres géotechniques de chaque couche γ(KN/m³), c (KN/m²), φ(°). - Les surcharges si nécessaire - Géométrie du talus. -La grille des centres de ruptures. -Le niveau de la nappe phréatique. -le type de confortement et ce après l'analyse de stabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le facteur de sécurité avant et après le confortement. - Les cercles de ruptures. - Les sollicitations sur les tranches. - La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus.

6. METHODOLOGIE DE L'ANALYSE :

La méthodologie du calcul utilisée est telle qui suit :

1. En première lieu, on a réalisé une analyse inverse, c'est-à-dire, on a reproduit la rupture du terrain. Cette analyse a permis estimer le jeu des **paramètres de la résistance au cisaillement** (cohésion et frottement) au long de la surface du glissement, qui est incluse dans la couche superficielle de l'unité QCE.

2. Les restants **paramètres géotechniques**, qui sont nécessaires pour les calculs, ont été estimés en base aux résultats des sondages et plessimètres disponibles dans le document de référence « 000-GGL17-S42-DS0001-V01 » (31/10/2019). Ces paramètres sont présentés après, dans le paragraphe 5. « PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES ».

3. Comme confortement, on a prévu la construction d'un **groupe des pieux** en une surface rectangulaire d'environ **25 m x 120 m1 avec deux alternatives de localisation** (cf. Figure 2 et Figure 3), étant le coté long orienté perpendiculairement à la direction du mouvement. Les caractéristiques des pieux sont qui suivent : • Matériaux : Béton HA-30 + acier B-500-S

- Longueur = 30-40 m (en fonction de la profondeur de la couche plus résistant de la roche)
- Section : circulaire de diamètre $\varnothing=1.2$ m
- La résistance limite structurel des pieux, en tenant compte des caractéristiques indiquées ci-dessus, est établie comme :

$M_{max} = 4100 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (moment maximal) $V_{max} = 2200 \text{ kN}$ (cisaillement maximal)

- FSseisme = 1.0 (pour garantir la sécurité routière)
- FSstatique = 1.2-1.3 (selon recommandations du SETRA)
- FSstatique ≥ 1.5 (pour garantir la sécurité des bâtiments)

La vue en plan des alternatives est présentée dans la Figure 2. Dans cette figure, on peut observer aussi la représentation des éléments de la campagne géotechnique disponibles et le coupe d'étude.

Chapitre IV : Calcul de la stabilité et modelisation

La vue en profil peut être observer dans le profil dessiné dans la Figure 3.

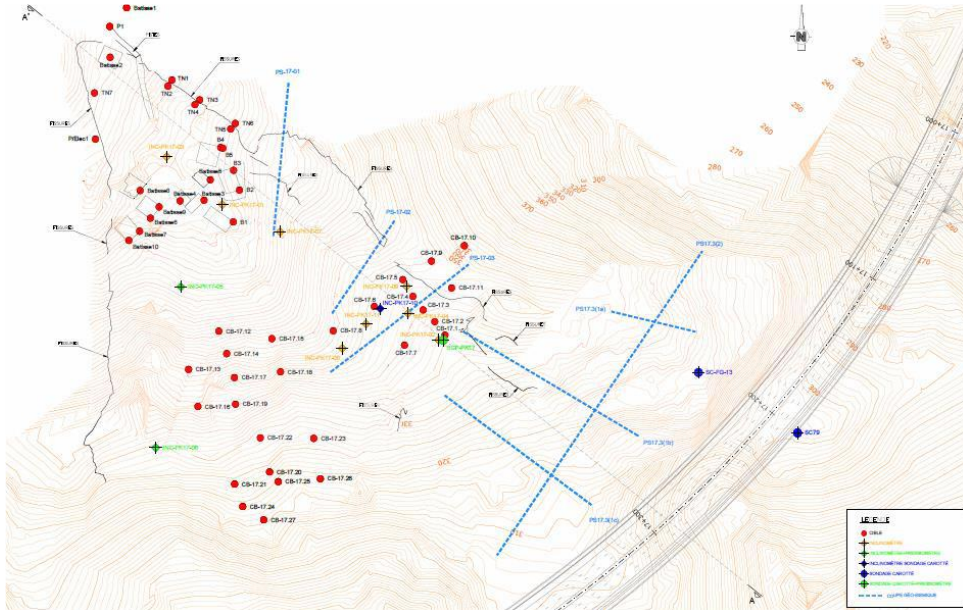


Figure IV. 1 :Plan du site PK17 avec des alternatives du confortement.

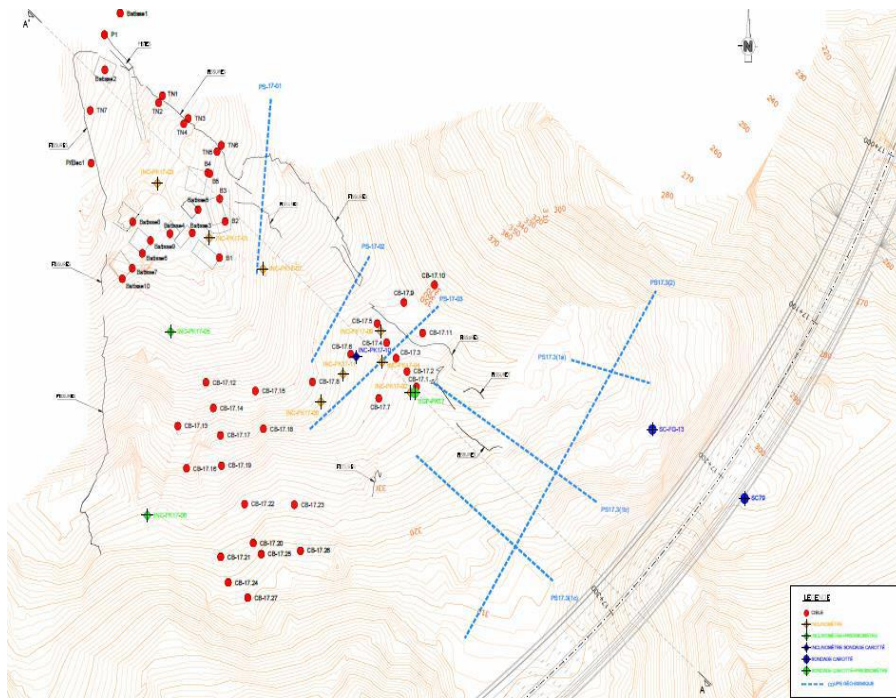


Figure IV.2 :Profil avec des alternatives du confortement.

7. ANALYSE INVERS :

L'analyse inverse est réalisée moyennant le logiciel *Slide 2018* sur la coupe A de la Figure 2.

Les résultats de l'analyse inverse sont montrés dans la Figure 3.

Tableau IV.2 : Paramètres de résistance au cisaillement – analyse inverse

paramètre	Symbole	Valeur	Unités
Densité	γ'	20	kN/m ³
Cohesion effective	c'	4	kN/m ²
Angle de frottement effectif	ϕ'	14	°

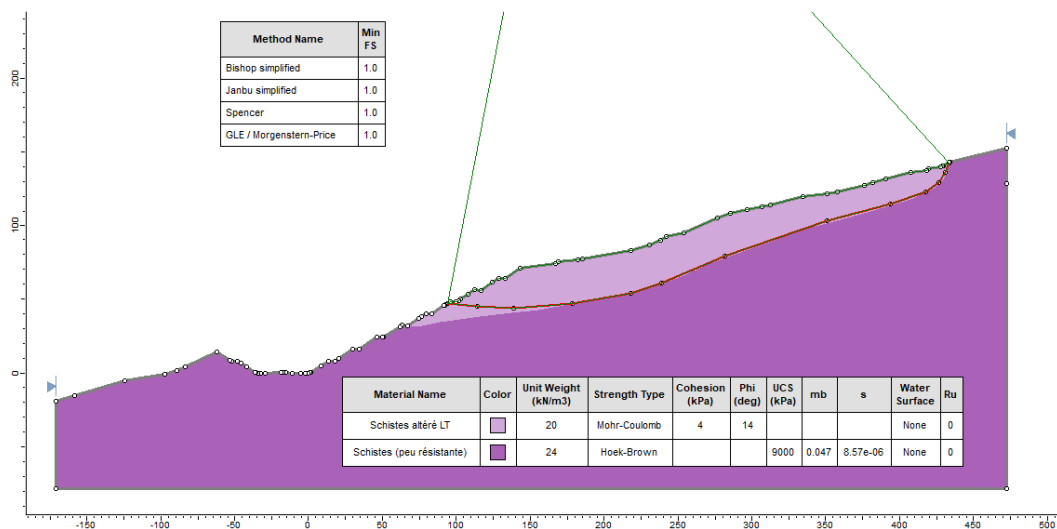


Figure IV.3 : Résultat graphique de l'analyse inverse Après l'excavation

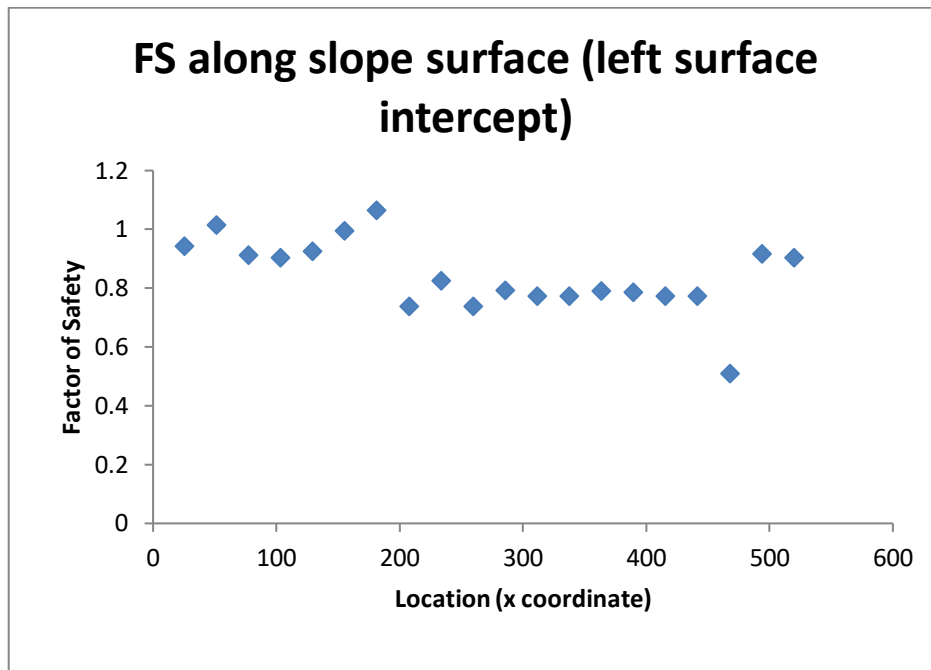


Figure IV .4 : graphique de l'analyse inverse Apres l'excavation

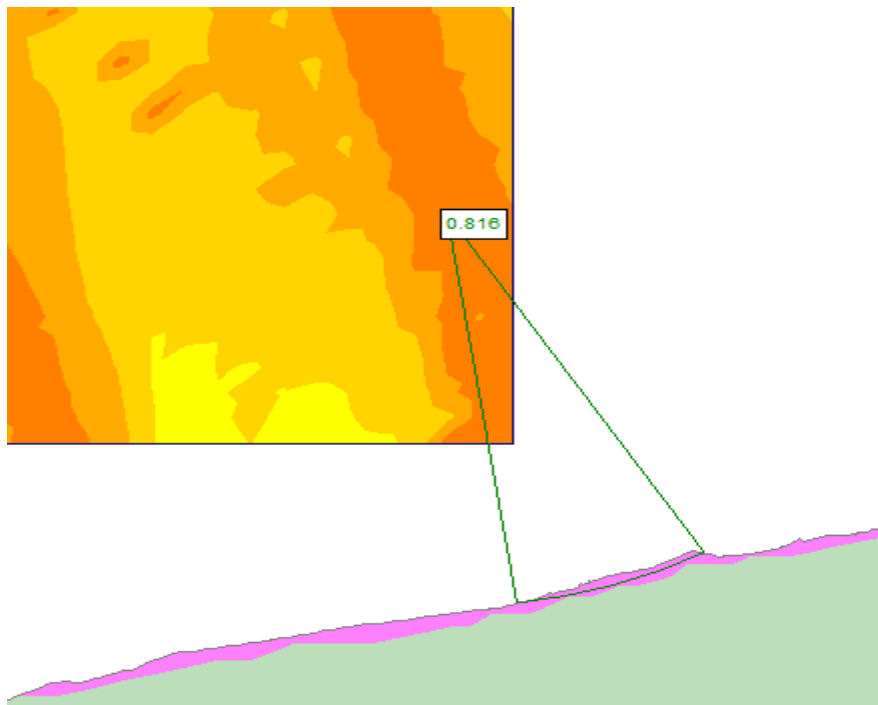


Figure IV .5 :Résultat graphique de l'analyse inverse avant l'excavation

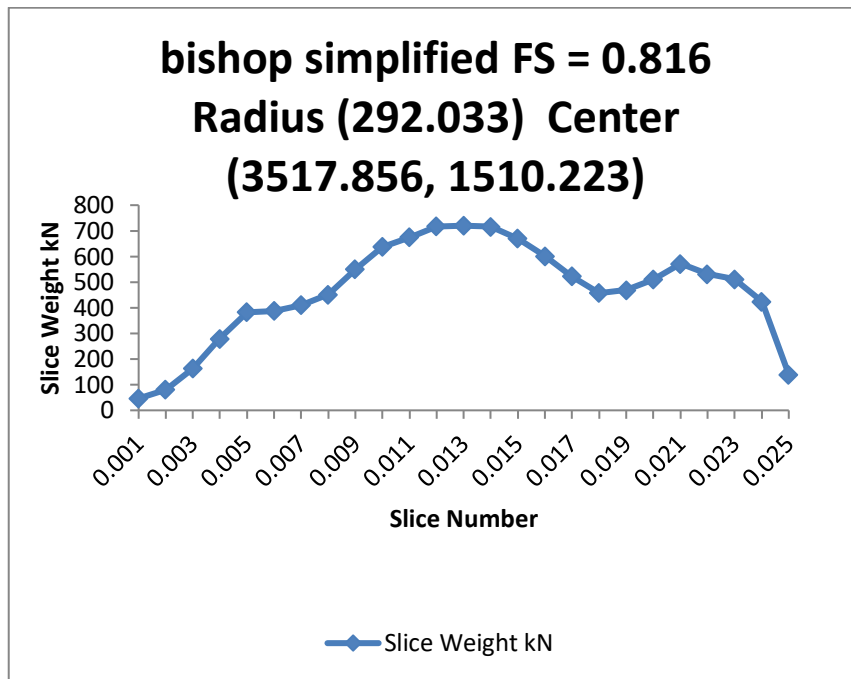


Figure IV .6 :graphe de l'analyse inverse avant l'excavation

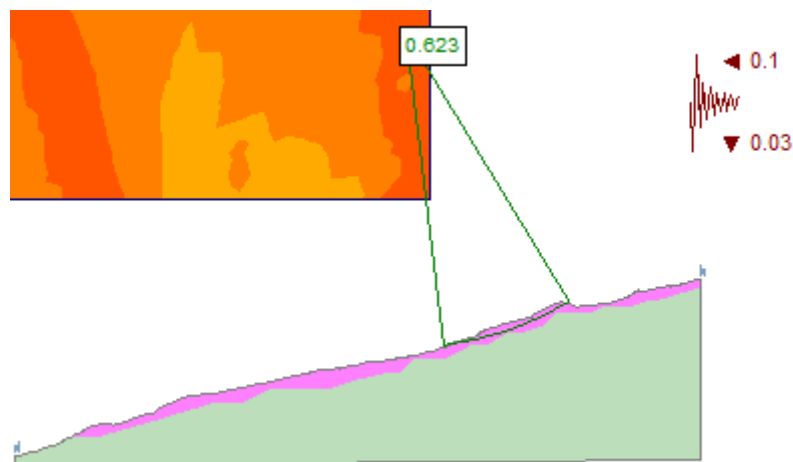


Figure IV .7:Résultat graphique de l'analyse inverse avant l'excavation avec séisme

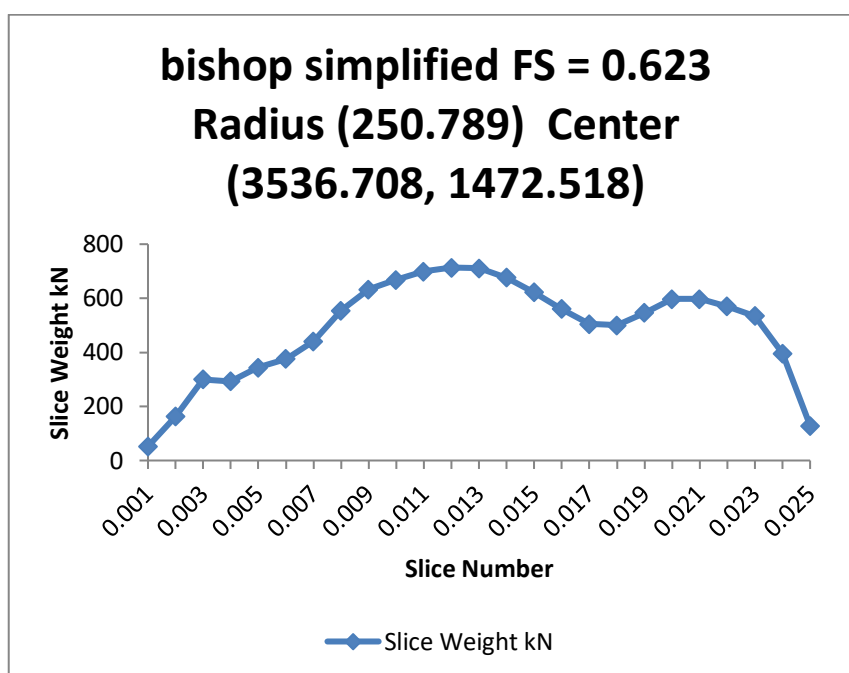


Figure IV.8 : graphe de l'analyse inverse avant l'excavation avec séisme

7.1 PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES

Comme on a dit avant, à exception desquels que correspondent au sol glissé qui ont été déterminés moyennant une analyse inverse, les paramètres ont été obtenus à partir des résultats de laboratoire et des corrélations avec des essais pressiométriques disponibles autour. Toutes les données utilisées ont été inclus dans le document de référence « 000-GGL17-S42-DS0001-V01 » (31/10/2019).

Les paramètres géotechniques utilisés pour les calculs sont montrés ci-dessous :

Unité PR (roche) :

paramitre	valeur	unites
densite	24	Kn/ m3
Résistance compressive uniaxiale UCS	9000	kPa
Indice de la qualité de	25	%

Chapitre IV : Calcul de la stabilité et modélisation

roche RQD		
Coefficient Hoek&Brown, mb	0.047	-
Coefficient Hoek&Brown, s	8.54e-06	-

Unité QCE (sol) :

paramètre	valeur	unités
Densité	20	Kn/ m ³
Résistance au cisaillement non drainée cu	150	kPa

Unité PR (roche) :

- La résistance au compression simple (UCS) et la densité ont été estimées à l'aide des résultats des essais de laboratoire réalisés.
- Le paramètre de qualité de la roche RQD a été obtenu en base aux logs des sondages.
- Les paramètres *mb* et *s* du modèle Hoek&Brown ont été estimés moyennant le logiciel *RocLab*.

Unité QCE (sol) :

- La résistance au cisaillement sans drainage cu a été estimée à l'aide des résultats des essais de SPT disponible dans les sondages et avec les résultats pressiométriques.
- La densité a été obtenue en base aux résultats des essais de laboratoire.

8. DETERMINATION DE LA SEPARATION DE PIEUX :

8.1 ALTERNATIVE 1 : PLUS BASSE

La séparation entre pieux nécessaire (en la direction transversal au mouvement) pour cette alternative est de **2.2 m**.

Les résultats graphiques sont montrés dans la Figure 1, pour le cas statique, et dans la Figure 2 et dans la Figure 3, pour les cas de séisme ascendant et descendant, respectivement.

8.2 ALTERNATIVE 2 : PLUS HAUTE

La séparation entre pieux nécessaire (en la direction transversal au mouvement) pour cette alternative est de **2.0 m**.

Les résultats graphiques sont montrés dans la Figure 4, pour le cas statique, et dans la Figure 5 et dans la Figure 6, pour les cas de séisme ascendant et descendant, respectivement.

On présente le tableau qui résume les résultats des cas étudiés

Figure IV. 1 : Comparative des résultats

	Alternative 1 Plus basse	Alternative 2 Plus haute
FSstatique = Facteur de sécurité en condition statique	1.3	1.4
FSSismique = Facteur de sécurité en condition sismique	1.0	1.0
□ = diamètre des pieux	1.2 m	1.2 m
L= longueur des pieux	30 m	40 m
SB= Séparation entre pieux en la direction du mouvement	2.2 m	2.2 m

Comme conclusion préliminaire, on peut extraire que l'alternative 1 semble préférable, donc en fixant la section du pieu et le nombre de files dans la direction

Chapitre IV : Calcul de la stabilité et modélisation

longitudinal du mouvement, la longueur et la quantité de pieux en la direction transversal sont plus grandes, c'est-à-dire, que la quantité des mètres linéaires de pieux nécessaire est plus grande dans l'alternative 2.

Localisation alternative 1

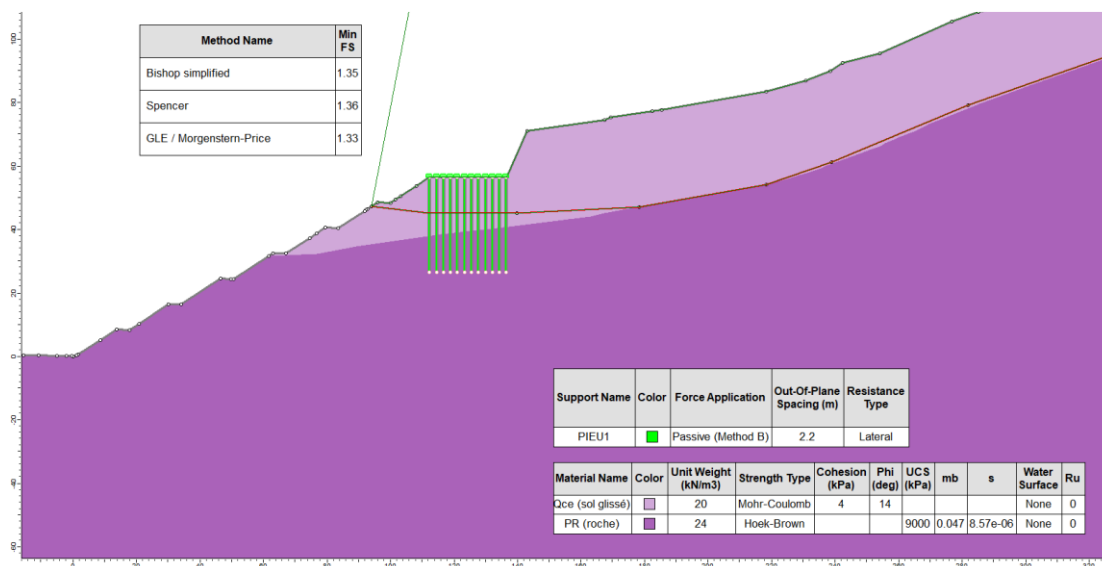


Figure IV. 9: Résultat graphique de l'analyse en condition statique – alternative 1

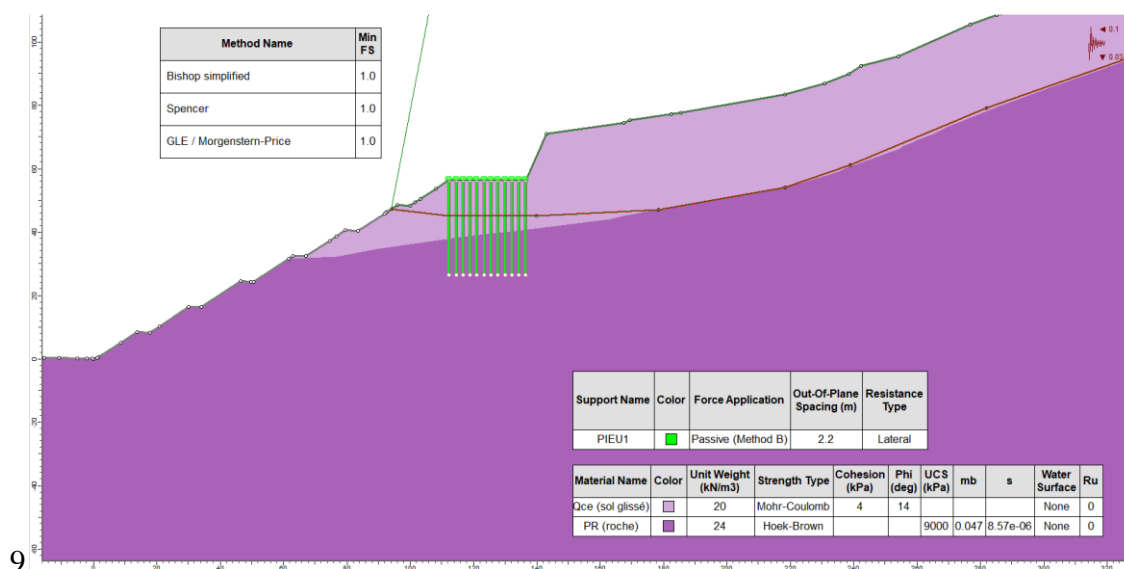


Figure IV. 10 : Résultat graphique de l'analyse en condition seisme descendant – alternative 1

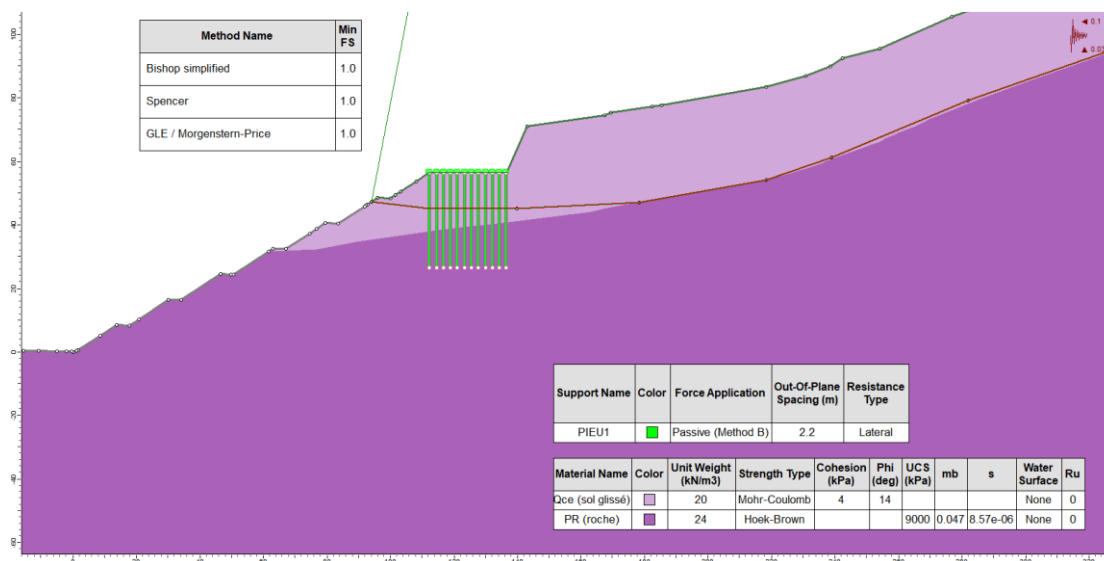


Figure IV.11: Résultat graphique de l'analyse en condition seisme ascendant – alternative 1

Localisation alternative 2

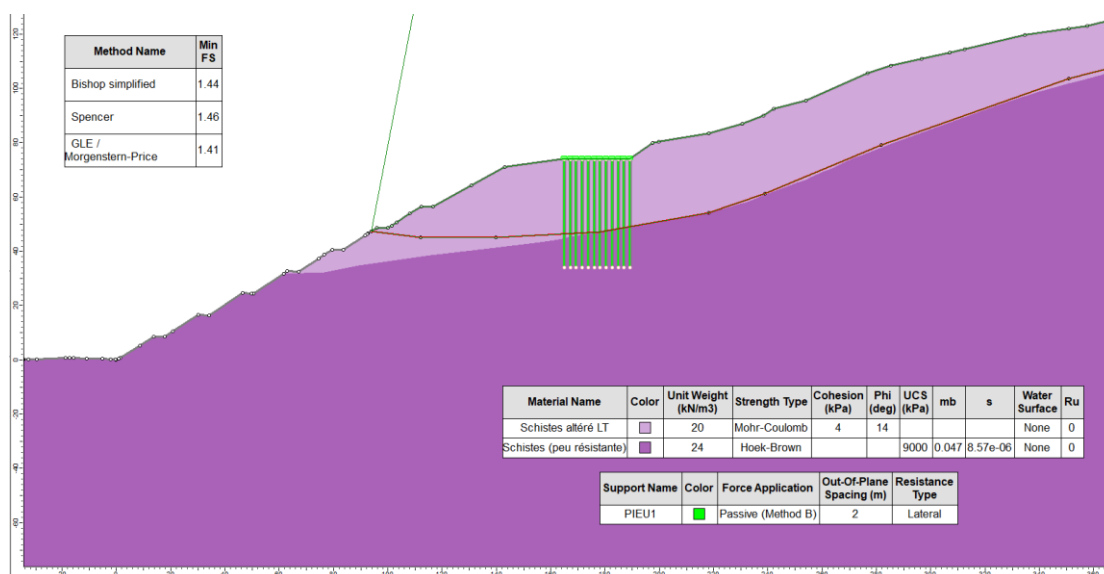


Figure IV. 12 : Résultat graphique de l'analyse en condition statique – alternative 2

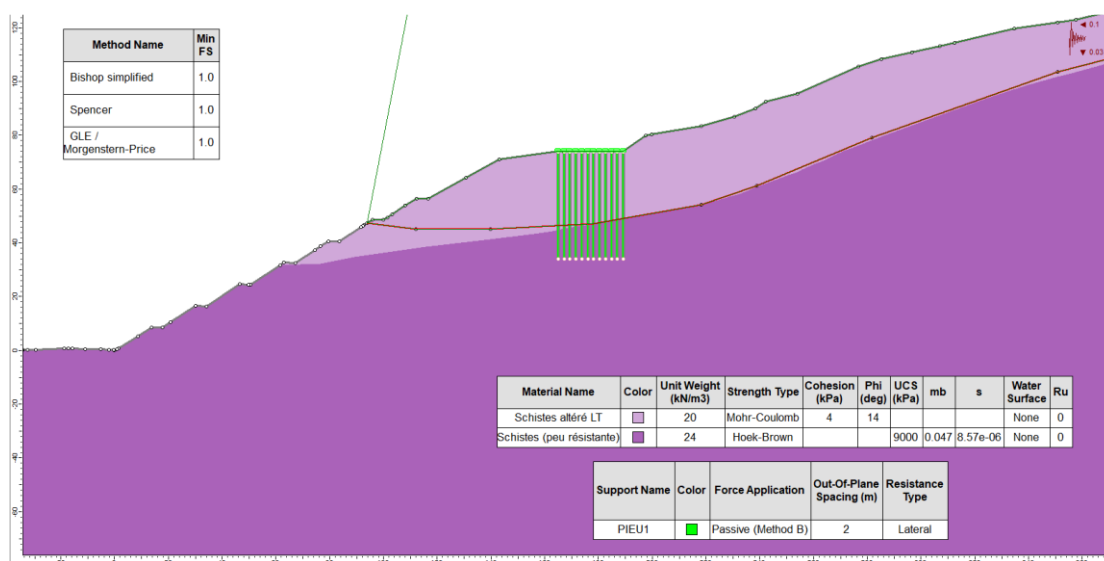


Figure IV. 13 : Résultat graphique de l'analyse en condition seisme descendant – alternative 2



Figure IV. 14 : Résultat graphique de l'analyse en condition seisme ascendant – alternative 2

9. CONCLUSIONS :

La typologie de confortement avec pieux est plus efficace s'ils sont plus proche à la surface du glissement (alternative 1).

Chapitre IV : Calcul de la stabilité et modélisation

Nous recommandons ainsi localiser le confortement le plus bas possible.

La possibilité d'une excavation partielle très importante dans l'alternative 1 sera étudiée en fonction des sondages pressiométriques qui sont en train de se réaliser.

Le ferrailage définitif des pieux est fonction des pressions et des déplacements du terrain. Il sera défini en base aux résultats des pressiomètres (qui donneront la courbe d'interaction pression-déformation de l'ensemble terrain plus structure).

L'analyse exhaustive pour définir en détail les caractéristiques des pieux sera réalisée en tenant compte des essais pressiométriques une fois fixée la position de la solution définitive

*Conclusion
Générale*

Conclusion Générale :

Conclusion Générale :

À la lumière de ce travail nous pouvons conclure par les points suivants : Un phénomène de glissement de terrain s'est produit au PK14+400 de la section 2 lors des travaux de l'excavation sous forme d'une longue fissure débordant largement sur le terrain naturel aux deux extrémités gauche et droite. Cette longue fissure est sur la plate-forme entre les PK14+400 et PK14+950. Le talus du déblai est formé de bancs de grès avec des intercalations de lits de chester. Sensiblement parallèle aux bancs, indique un glissement probable le long des plans de stratification. Les facteurs responsables du déclenchement du glissement peuvent être :

- ✓ La saturation qui provoque la modification des caractéristiques mécaniques des surfaces vers le mauvais, il est à noter que ce glissement est apparu au moment de pluie.
- ✓ La stratification des différentes couches peut être médiocre pourrait être l'une des causes de l'instabilité de ce talus.

Pour réduire, voire éliminer le risque de glissement, nous pouvons proposer des solutions adéquates, efficaces et économique telles que :

- ✓ Le traitement s'articulant sur le confortement du glissement par la mise en place d'un merlon de stabilisation au pied du talus, avec le reprise de traitement de la chaussée en insistant sur le colmatage des fissures et un renforcement de la plate-forme en géotextile de renforcement pour but de stopper la remonter des fissures sur la chaussée sous trafic. Au terme de cette étude dont le but a été la détermination du rôle de l'eau dans le déclenchement de glissements de terrain,
- ✓ L'aperçu sismique : le site est classé selon les règlements parasismiques algériens

Comme zone II de moyenne sismicité.

L'aperçu hydrogéologique de la région d'étude révèle l'existence :

- ✓ Nous avons conclu qu'il y a deux types des eaux souterraines sont présentées :

*RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUE*

Bibliographie

- [1] : **FLORENCE CHEVALLIER**, Édition : Mai 2011. Collection Prévention des risques naturels »,
- [2] : **BOUDLAL OMAR**; [2013], thèse de doctorat en génie civil. Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations
- [3] : **ALP'GEORISQUES**; "Les mouvements de terrain" ; ministère de l'écologie et du développement durable ; Page (5);Septembre 2004 ; France.
- [4] : (**Géo risques mieux connaitre les risques sur le territoire**).
- [5] (https://fr.wikipedia.org/wiki/Affaissement_et_effondrement_miniers)
ZOGLAMI TAREK : "La résistance au glissement d'un tronçon de la route nationale n°16 d'EL-MACHROUHA menant à Annaba " ; memoir d'ingénieur ; Université Chikh Larbi Tbessi, Tébessa ; page (1), (6) (28) ; **2007**; Algérie.
- [6] : **LANDEGHEM CHIKOUCHE FADILA** ; "prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres géotechniques " ; mémoire magister ; 2009 ; université de M'sila page 34 ; Algérie.
- [7] : **BOUHADAD, Y**, [15-16 novembre, 2005] : « Les glissements de terrains et Éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux, université de Guelma,
- [8] : **AISSA MOHAMED HAMZA** ; Maddouche khadidja ; " analyse et modélisation d'un Glissement de terrain" ; mémoire master ; Promotion 2010/2011 Université De Khemis Miliana ; page (16), (22) ; Algérie.
- [9] : http://www.prim.net/citoyen/definition_risque_majeur/21_5_risq_mouvement.html.
- [10] : <https://www.google.com/search?q=Érosion+littorale&tbm>.
- [11] : **Fillali Mira (2017)**, Stabilité des pentes, cours master 2 univ. Djellali Bounaama Khemis Miliana).
- [12]**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 industrieil2010 ; université de Saida ; Page (21), (13) ; (Alger).
- [13]: **DIRECTION DE LA SURVEILLANCE ET DE LA PREVENTION DES RISQUES** ;" glissement des terrains"; mission 1identification des risques ; page 20-21 ; Version 1.0 Septembre-2008 ; France.
- [14] : **REIFFSTECK PH**, 2001 « Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes ».
- [15] (**CITTIC CRCC, LA SECTION M5 [TRAITEMENT DES GLISSEMENT ET**

Bibliographie

MÉTHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS], 2009, P42.

[16] **SLAH ABDELGHANI (2012)** : Étude de stabilité d'un talus par la technique de mur en sol cloué dans le cadre de la réalisation de l'autoroute Est- Ouest, mémoire fin d'étude master, univ. Khemis Miliana.

[17] : **DURVILLE, JEAN-LOUIS** ; [2008], stabilité des pentes, glissement en terrain meuble.

[18] : **MOHAMMED HAMZA AISSA** ; [2011], « Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de sidi Yousef (Béni Messous, Alger) » ; mémoire de master en géotechnique.

[19] : **PHILIPPONNAT G, ET HUBERT B**, [1997] : « fondations et ouvrages en terre », Ed Eyrolles, par

[20] : « Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers », septembre 2009.

[21]: **SOCIETE SUISSE DE GEOMORPHOLOGIE (SSGm)** Géomorphologie de la montagne, Août 2000

[22] : **DJERBAL Lynda** ; Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture Progressive du versant instable d'Ain El Hammam ; THÈSE DE DOCTORAT; Soutenue publiquement le 01 juillet 2013. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ; Page(56), (60), (61).

[23] : **Bouguerra Abdenacer** ; ''Analyse de la stabilité et choix des procédés de confortement Cas : « Glissement de terrain 60 /420 logements Cherachria, Médéa » '' ; memoir master ; promotion 2013-2014 ; Université de Khemis-Miliana ; Page (31), (73). Alger.

[24] : **DURVILLE, Jean-Louis** ; [2008], stabilité des pentes, glissement en terrain meuble.

[25] : **Walid CHENAFI**, [2006], étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira, mémoire d'ingénieur.

[26] : **COLLIN, F ; FOX,R ; MAQUIL,R ; SCHROEDER, Ch** ; [2010] : « Stabilité des Parois Rocheuses : Eboulement de la carrière RN 27 Michelau » ; Journée Technique, administration des ponts et chaussés de Luxembourg.

Bibliographie

[27] : **Jean-Louis Durville** ; ''Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble'' ; Toute reproduction sans autorisation du Centre français d'exploitation du droit de copie est strictement interdite ; Techniques de l'Ingénieur ; traité Construction ; Page (6), (7).

[28] : **Medjitna Nasri Lamia** ;''Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis '' ; memoir magister ;10 juin 2008 .université20 Aout 1955 de Skikda ; page (32), (36). Alger

[29] : **BOUDLAL OMAR**; [2013], thèse de doctorat en génie civil. Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations

[30] : **Alexander Cabral** :''analyse de la stabilité des pentes'' ; université de Sherbrooke génie civil ; page (20) ; Canada.

[31] : **Djérbal lynda** ;[,2013] : « Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'ain El-Hammam,these de doctorat en geotechnique,université de T-Ouzou .

[32] : rapport d'essai géotechnique de la carrière de Meftah

[33]: **Société Suisse de Géomorphologie (SSGm)** Géomorphologie de la montagne , Août 2009.

[34] :**DURVILLE, J.L ; HÉRAUD, H** ; [2001] : «Description des roches et des massifs rocheux » ; Technique de l'ingénieur, traité construction.

[35] : **Zoghلامي Tarek** : ''La résistance au glissement d'un tronçon de la route nationale n°16 d'EL-MACHROUHA menant à Annaba '' ; memoir d'ingénieur ; Université Chikh Larbi Tbessi, Tébessa ; page (1), (6) (28) ; **2007**; Algérie.

[36] :**SEKKAK MOSTEFA (2014)** : Stabilité des mouvements de terrain en pentes (Traitement de cas au Niveau d'autoroute Est-Ouest), mémoire en vue de l'obtention du diplôme de magister en génie civil, univ Abou Bekr Belkaid- Tlemcen.

[37] **Chowdhury R. N., Tang W. H., Sidi I.** (1987) – Reliability model of progressive failure – Géotechnique vol. 37, n° 4, p. 467-481.

Bibliographie

[38] Clough, R. W. et Wilson E. L. (1962) – Stress Analysis of a Gravity Dam by the Finite Element Method – Proc. Symp. On Use of Computers in Civil Engineering, Lisbon, Portugal, 1962.

[39] : Guy songlurat ; Jean costet ; ''cour pratique de mécanique des sols''. Deuxième édition ; ancienne élève de l'école polytechnique ; Page(249), (264), (265), (266) ; France.

[40] Tronçon 4 Rapport de coception géotechnique_10.01.2018 (1)

[41] 201217-ONE-ADA-Réf 248-Rapport Géotechnique des alternatives de stabilité du Glissement PK17+400

[42] 000-GGL17-S42-DS0001-V01. ÉTUDE GLISSEMENT PK17

Annexe A



009

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-79

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Dossier N° : GLB-10-014

Client : Groupement ONE

Endroit : 17+200

Date début : 14/06/2016
 Date fin : 15/06/2016
 Profondeur forée (m) : 44,4
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 581092,6
 Y : 4057025,8
 Z : 283

Bois de forage : Eau claire
 Type forage : Carottage
 Foreuse : ROLATEC sur camion 4X4

Etat des échantillons :

Intact	Ramanité	Paraffiné	Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+N2)	RCD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
27,0													
28,5													
30,0													
31,5													
33,0													
34,5													
36,0													
37,5													
39,0													
40,5													
42,0													
43,5													
45,0	238,00 44,40												Mica-schiste gréseux dur grisâtre récupéré sous forme de fragments et carottes.
46,5													
48,0													
49,5													
51,0													
													Fin du forage à une profondeur de 44,4 m.

REMARQUES :	TYPE CAROTTIER :	ABREVIATIONS :
	CF : Carottier fendu TF : Tube à percussion PF : Tube à position fixe CR : Tube carottier TF : Tube fendu	AG : Analyse granulométrique E : Eau L : Lames d'Aréolog (SL, PL) W : Tests en eau PV : Poids volumique (D4, D5) AC : Analyse chimique
Préparé par : SED M	Vérifié par : BÉGINCHOU F	Téléphone : 10000000
		Page : 2 de 2

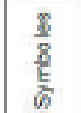


Projet : REALISATION DE LA PENETRANTE RELIANT TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DE DJERAHIA SUR 48 KM
Endroit : PK18 Client : GROUPEMENT ONE

Date début : 02/03/2017
Date fin : 03/03/2017
Profondeur forée (m) : 38
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 081016
Y : 4067073
Z :

Bois de forage : Eau claire
Type forage : sondage carotier
Pompe : TP50

Etat des échantillons :
Intact Ranconné Paraffiné Roca
   

Echelle (m)	Élévation (m) profondeur (m)	Récupération	SPPT (M + N2)	PC20	Tubage	Carotier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0.0	308.00	100 %									Schiste grésissique marmoré brunâtre micacé aéré pyritisé à noter la présence des traces d'oxydation	
5.0	308.00	100 %									Schiste grésissique plus ou moins aéré micacé marmoré grésâtre ferrugineux riche en veinules de quartz blanc à noter la présence des traces d'oxydation	
10.0	307.30 13.70										Grès gris blanchâtre dur ferrugineux riche en veinules de quartz blanc à noter la présence des fibres de quartz d'ordre décimétrique	
38.0	308.00 38.00										Fin du forage à une profondeur de 38 m.	

REMARQUES :



TYPE CAROTIER :

CF : Carotier foré
TM : Tube à paroi mince
CS : Tube à paroi épaisse
CR : Tube carotier

ABBREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
B : Béton armé
L : Limite d'humidité (W_L)
P : Teneur en eau
P₁₀₀ : Poids volumétrique (d_s)
A_d : Analyse chimique
OG : Essai de gonflement
TR : Essai de traction
R_c : Résistance à la compression
OGG : Essai gonflement
SC : Sondage foré
B : Béton à l'embasement

Préparé par : ZEUNOURIT

Vérifié par :

04/03/2017

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-79

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Dossier N° : GLB-10-014

Cliant : Groupement ONE

Endroit : 17+200

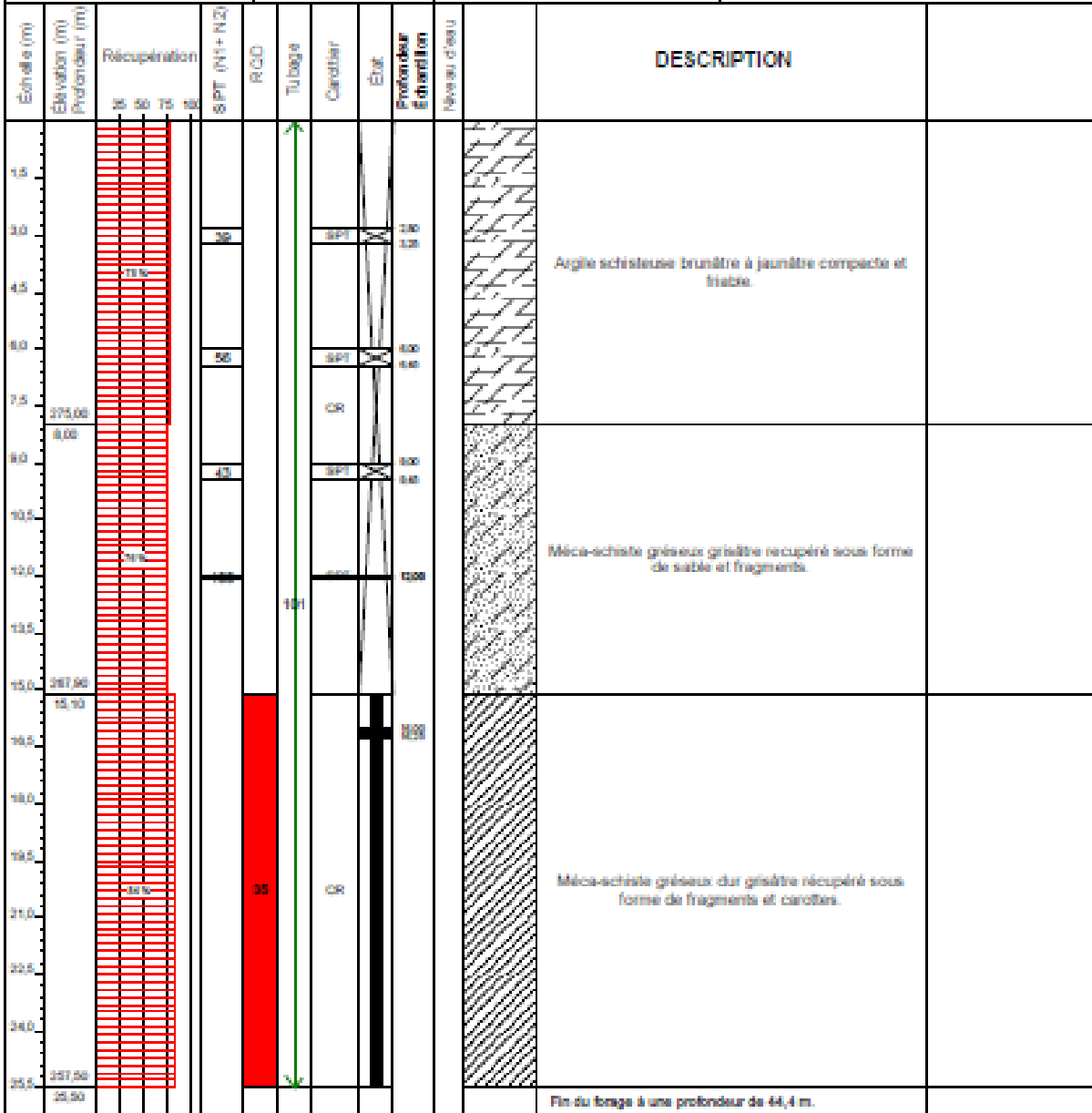
Date début : 14/06/2016
 Date fin : 16/06/2016
 Profondeur forée (m) : 44,4
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 581062,6
 Y : 4057025,8
 Z : 283

Sous de forage : Eau claire
 Type forage : Carottage
 Foreuse : ROLATED sur camion 4x4

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche



REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TR : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AO : Analyse granulométrique
 B : Béton-banché
 L : Lignes d'Atterberg (LL, PL)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (G_s, G_m)
 AC : Analyse chimique
 CO : Coefficient d'écoulement
 TS : Coefficient Triaxial
 R_c : Résistance à la compression
 CEB : Essai oedométrique
 CL : Coefficient de
 R : Ratio d'effortnement

Préparé par : SIDI

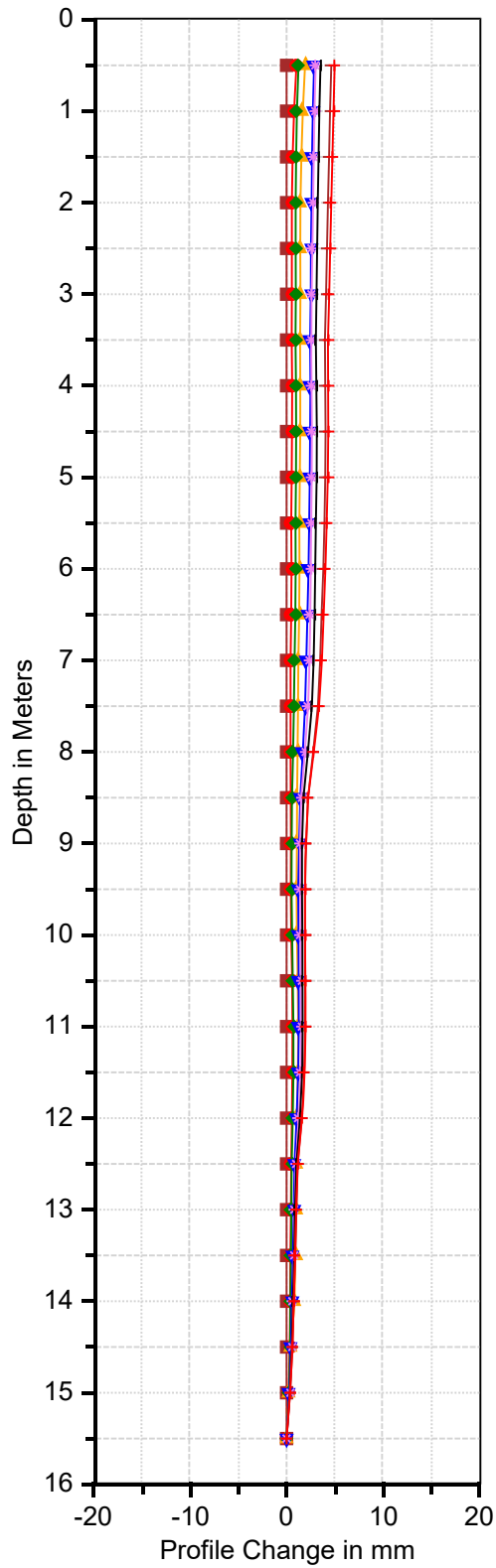
Vérifié par : BENOÛCHIF

16/06/2016

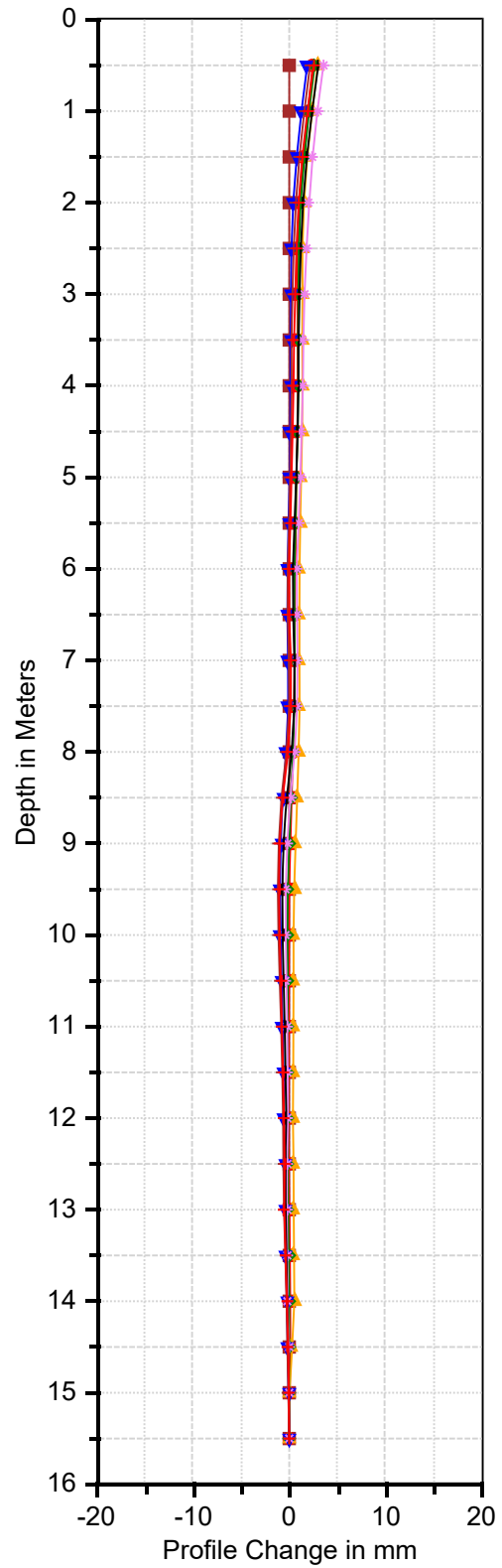
Page : 1 de 2

Annexe B

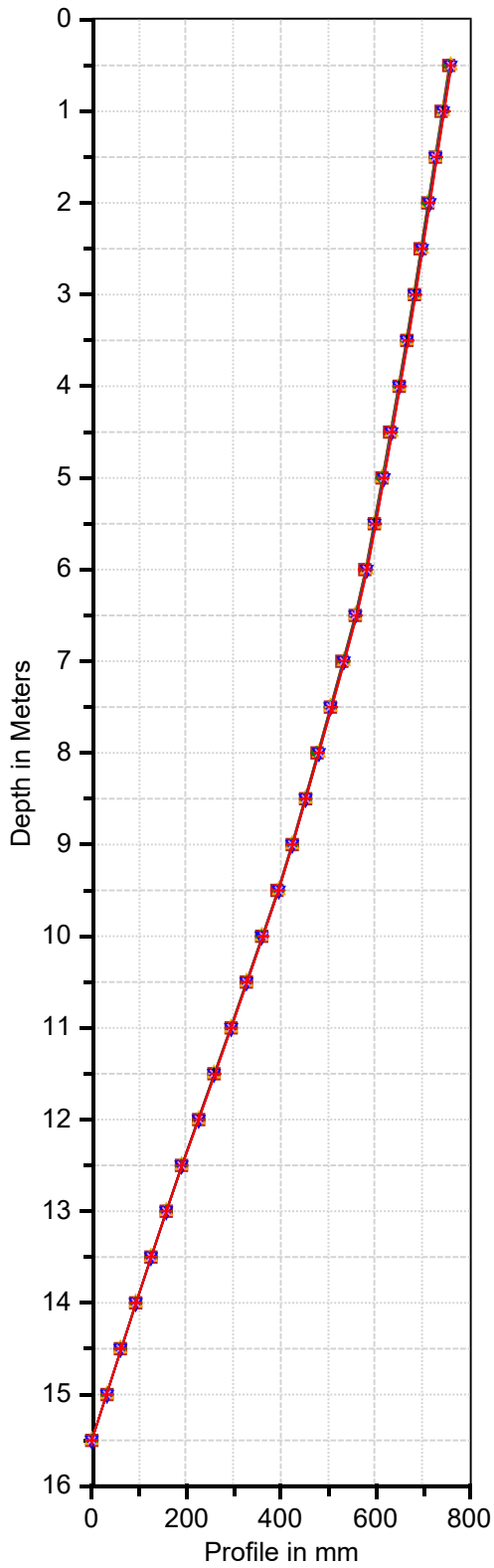
PK-17 INC-01-PK17 A



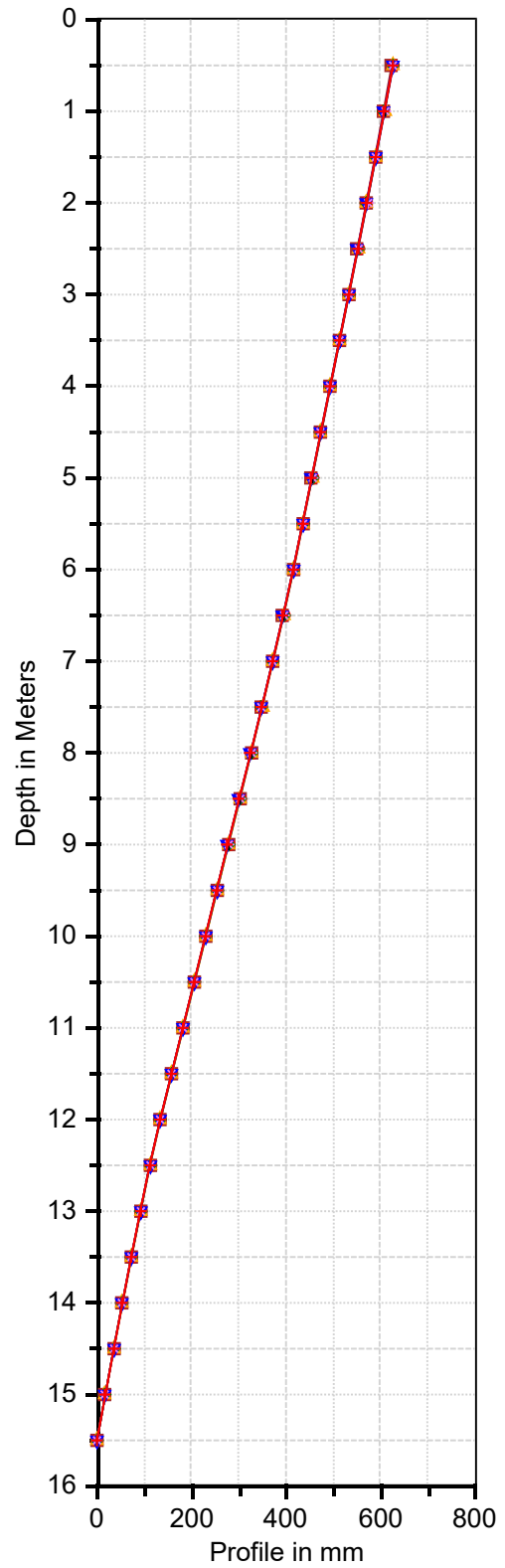
PK-17 INC-01-PK17 B



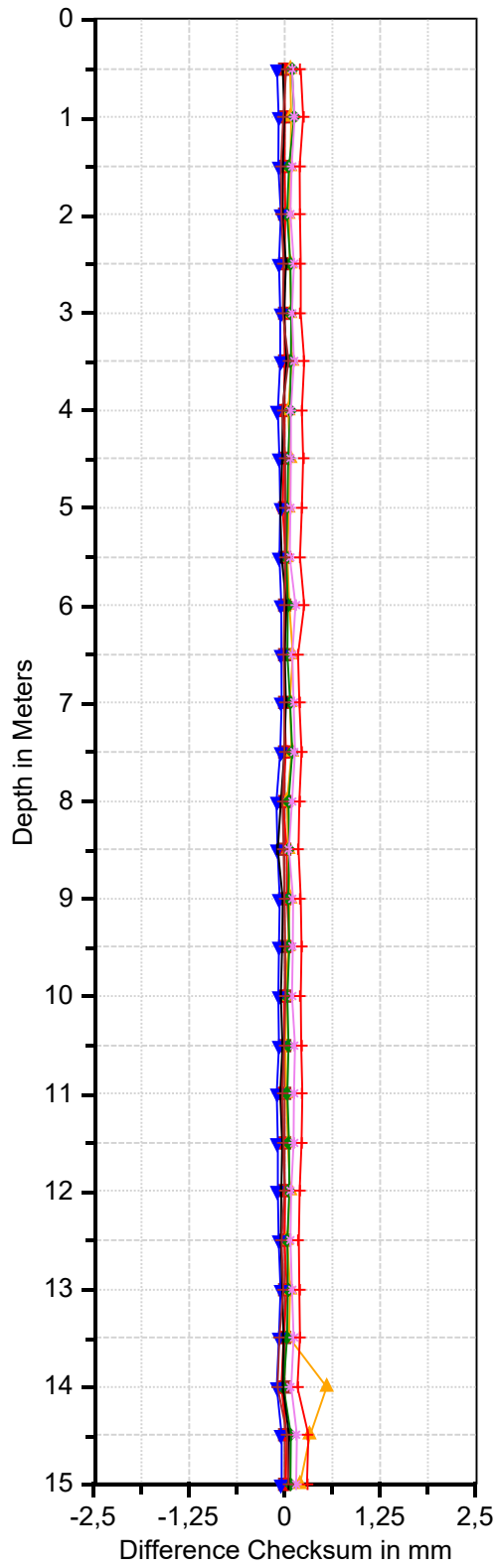
PK-17 INC-01-PK17 A



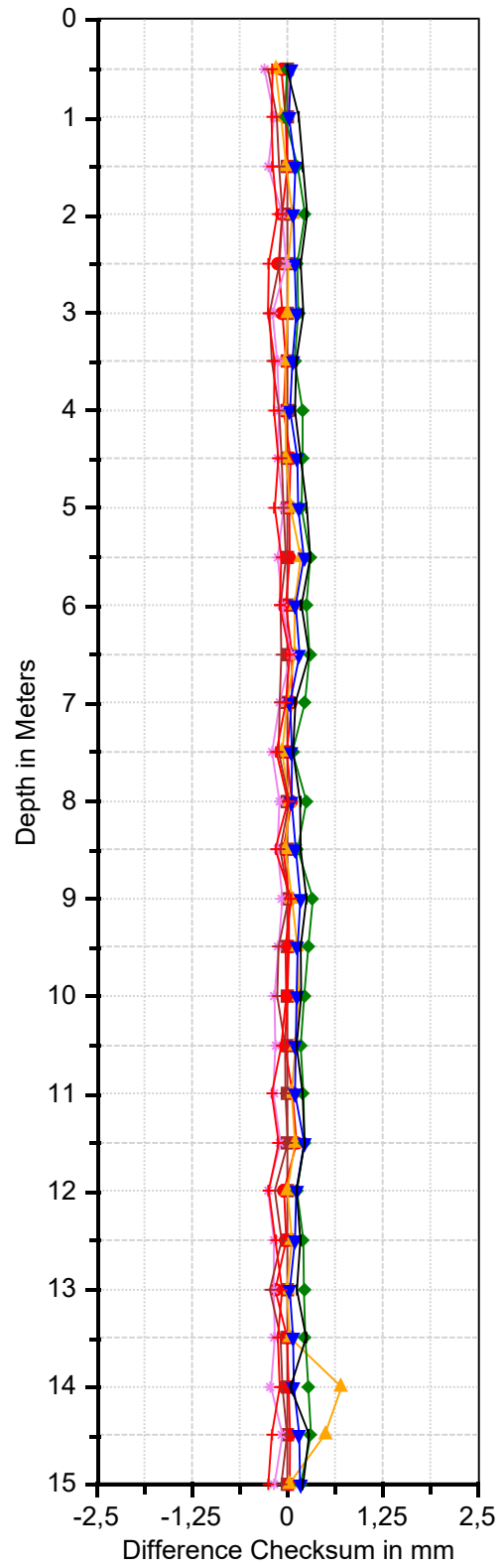
PK-17 INC-01-PK17 B



PK-17 INC-01-PK17 A

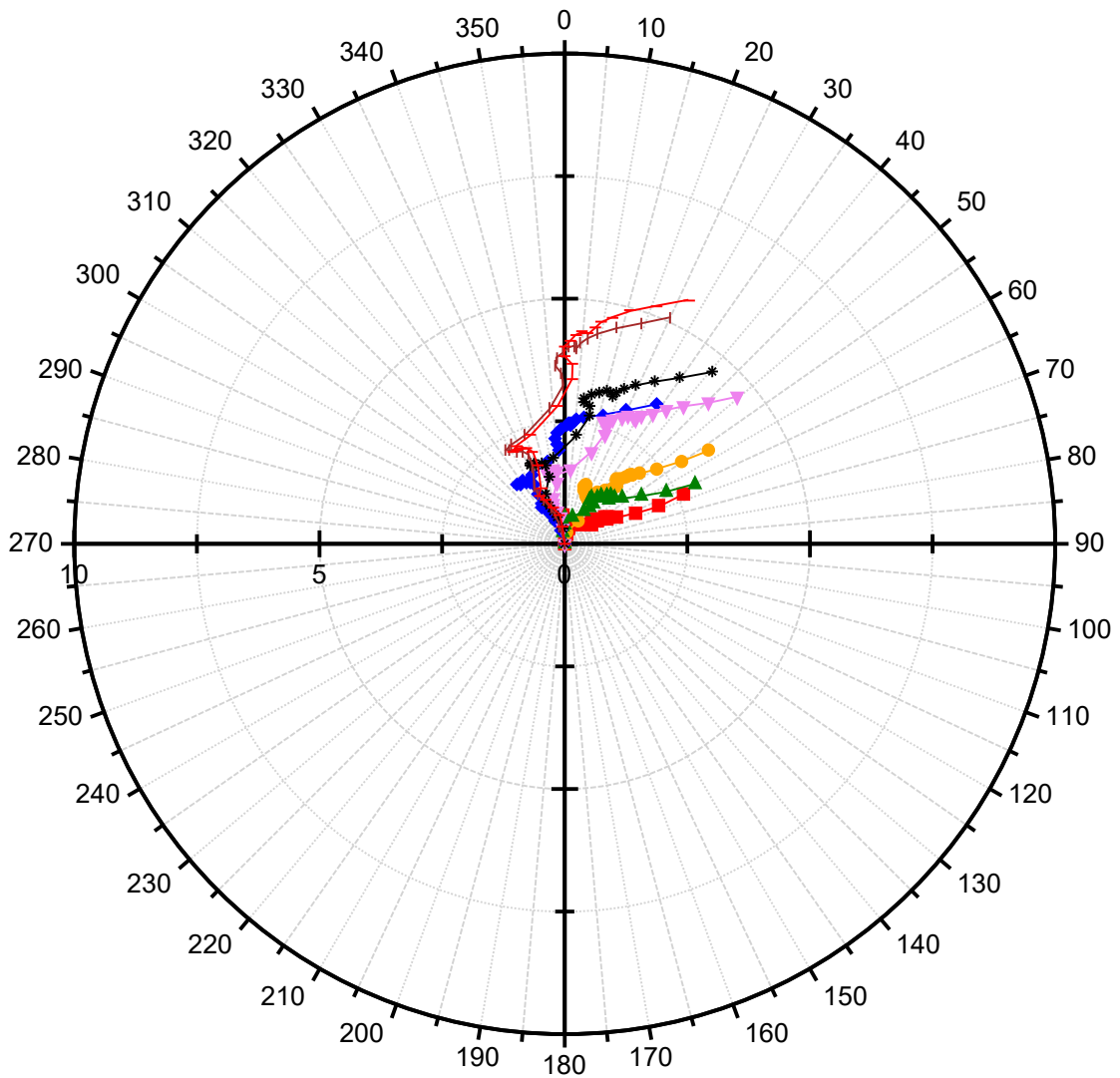


PK-17 INC-01-PK17 B



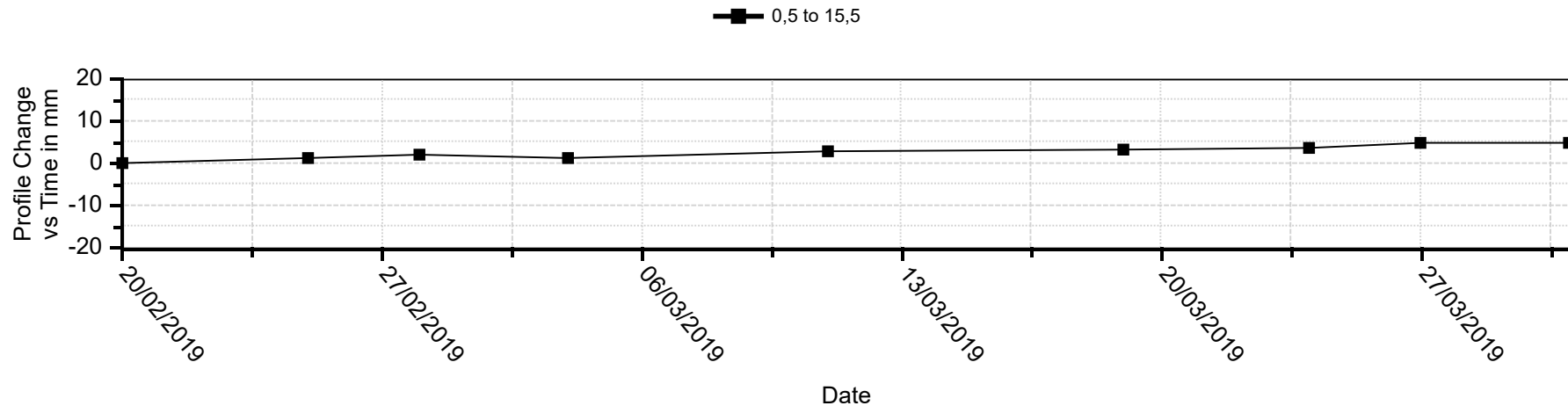
PK-17 INC-01-PK17 Top View

25/02/2019 28/02/2019 04/03/2019 11/03/2019
19/03/2019 24/03/2019 27/03/2019 31/03/2019

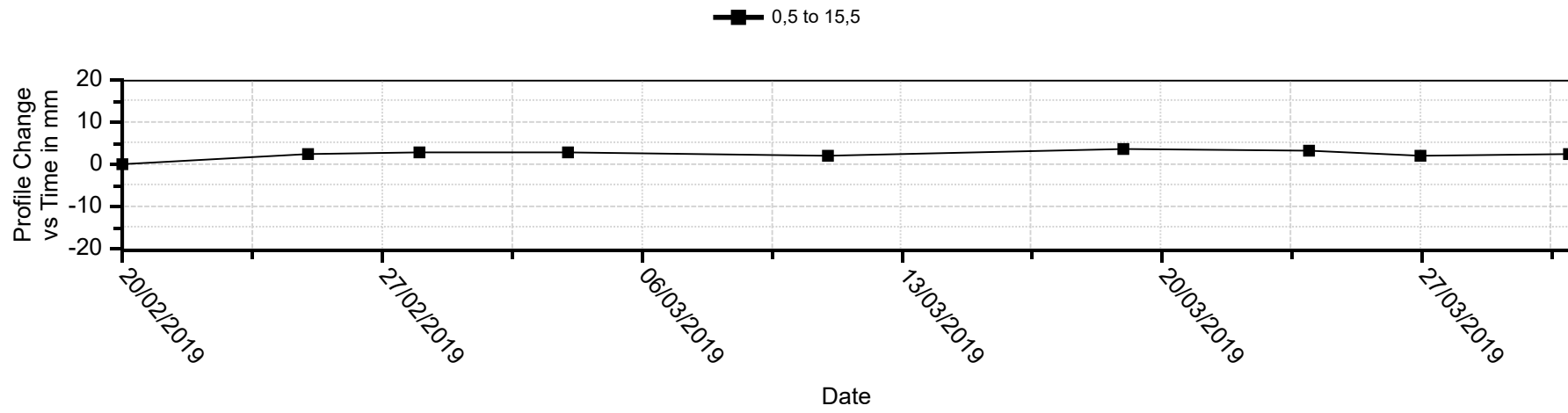


Resultant Profile_Change in mm

PK-17 INC-01-PK17 A

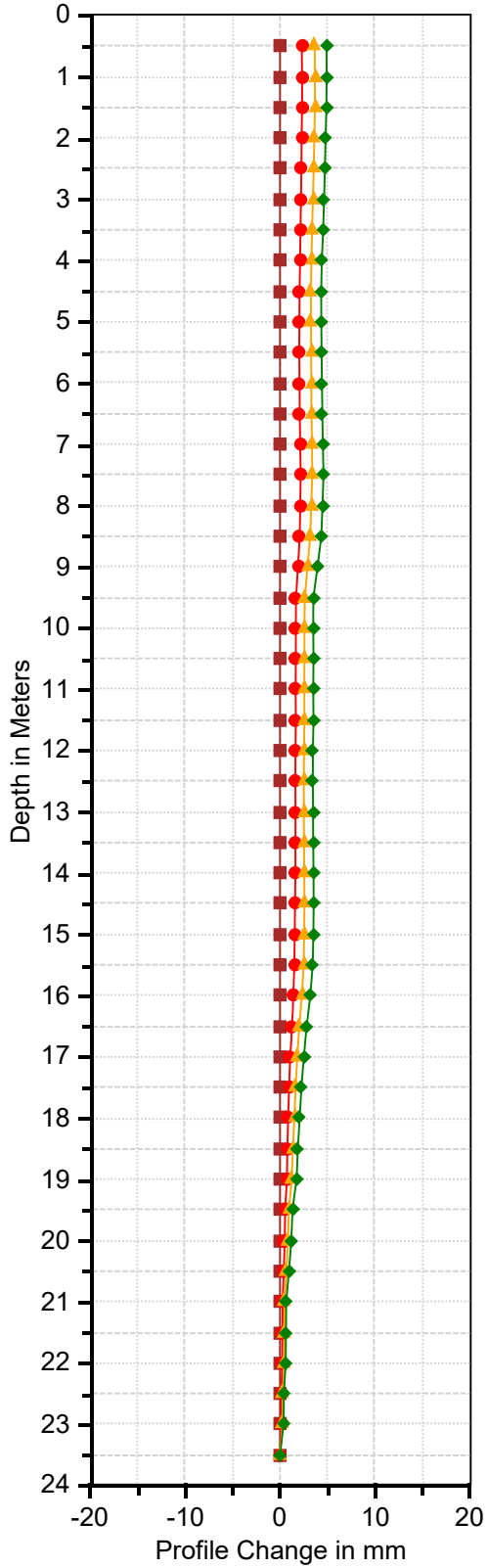


PK-17 INC-01-PK17 B



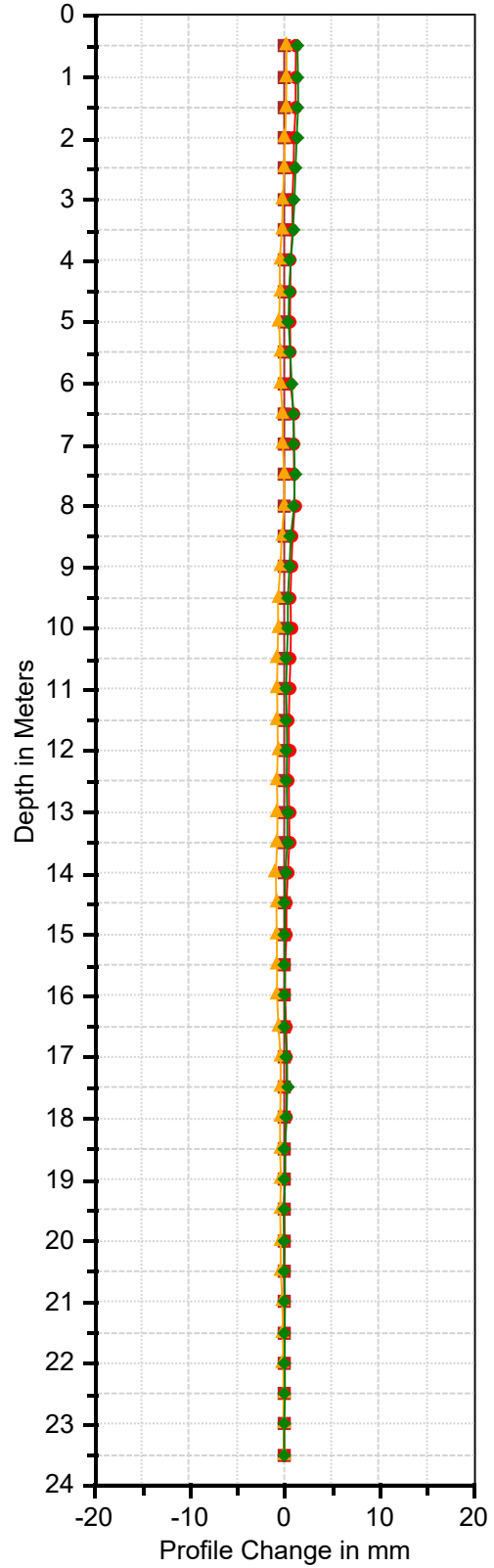
PK-17 INC-03-PK17 A

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



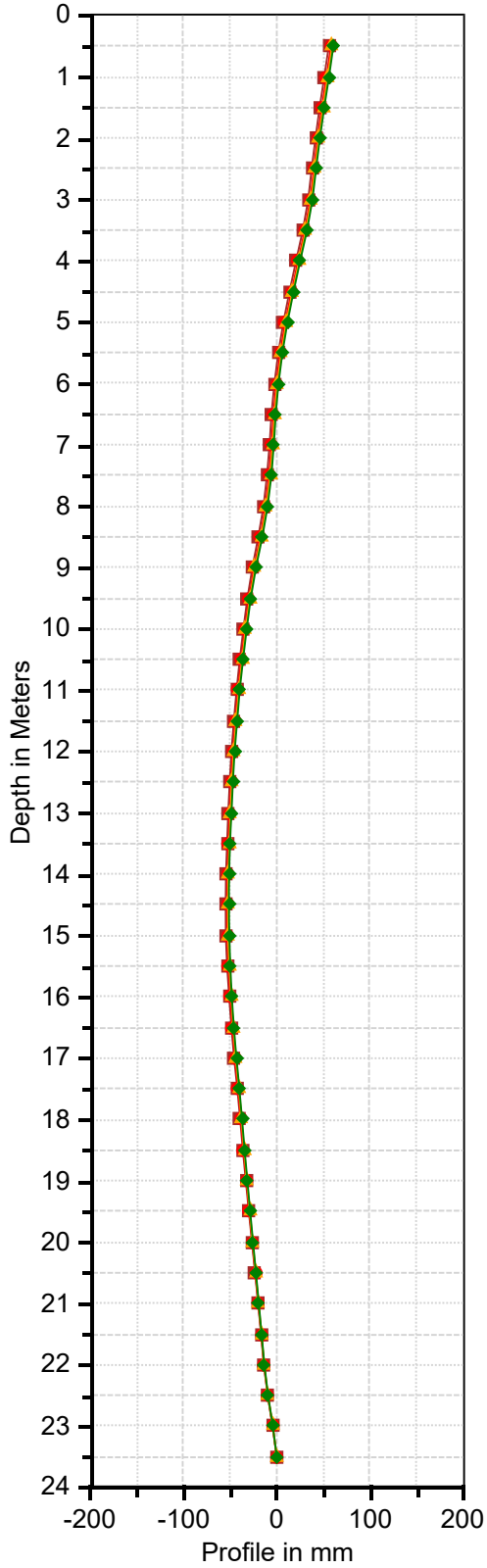
PK-17 INC-03-PK17 B

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



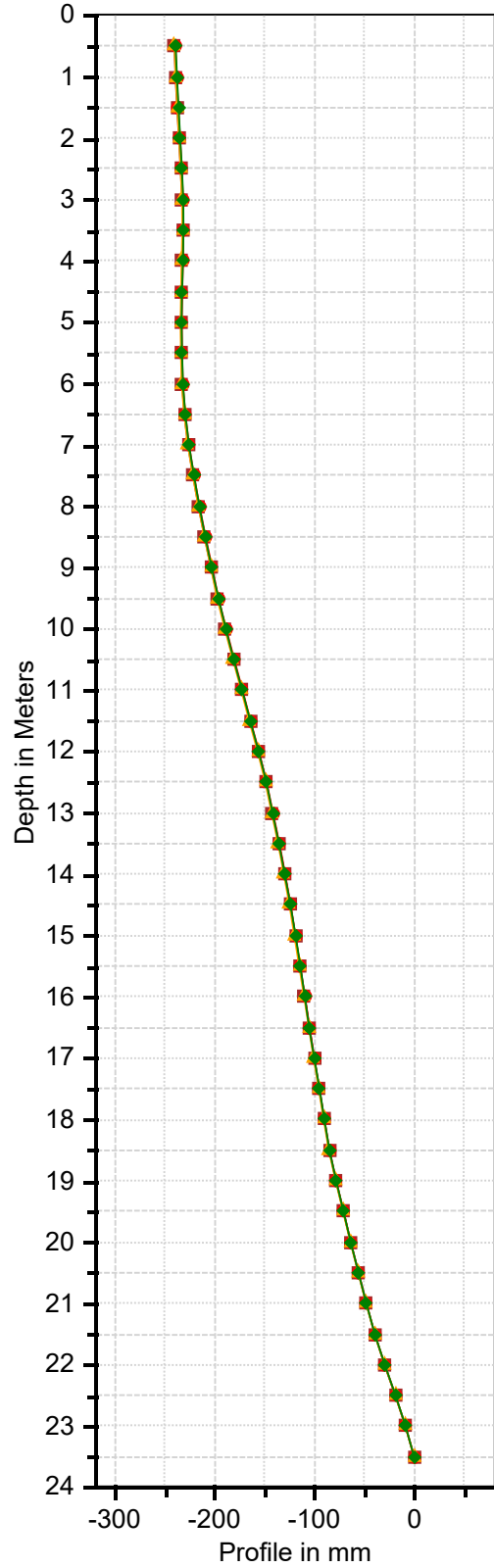
PK-17 INC-03-PK17 A

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



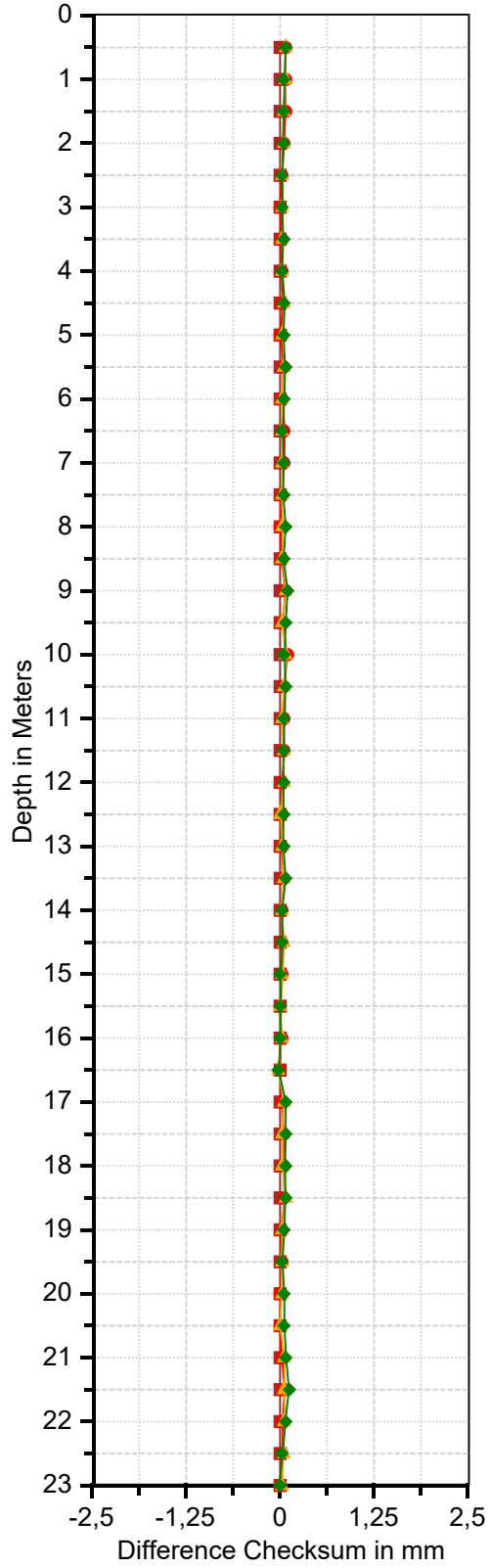
PK-17 INC-03-PK17 B

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



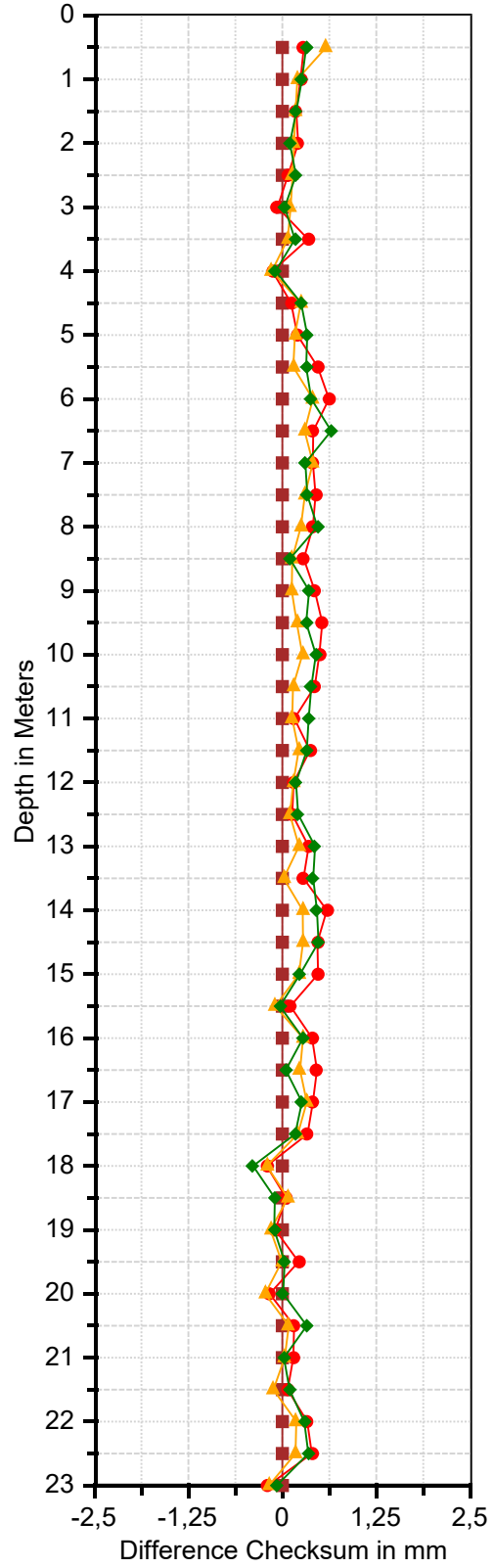
PK-17 INC-03-PK17 A

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



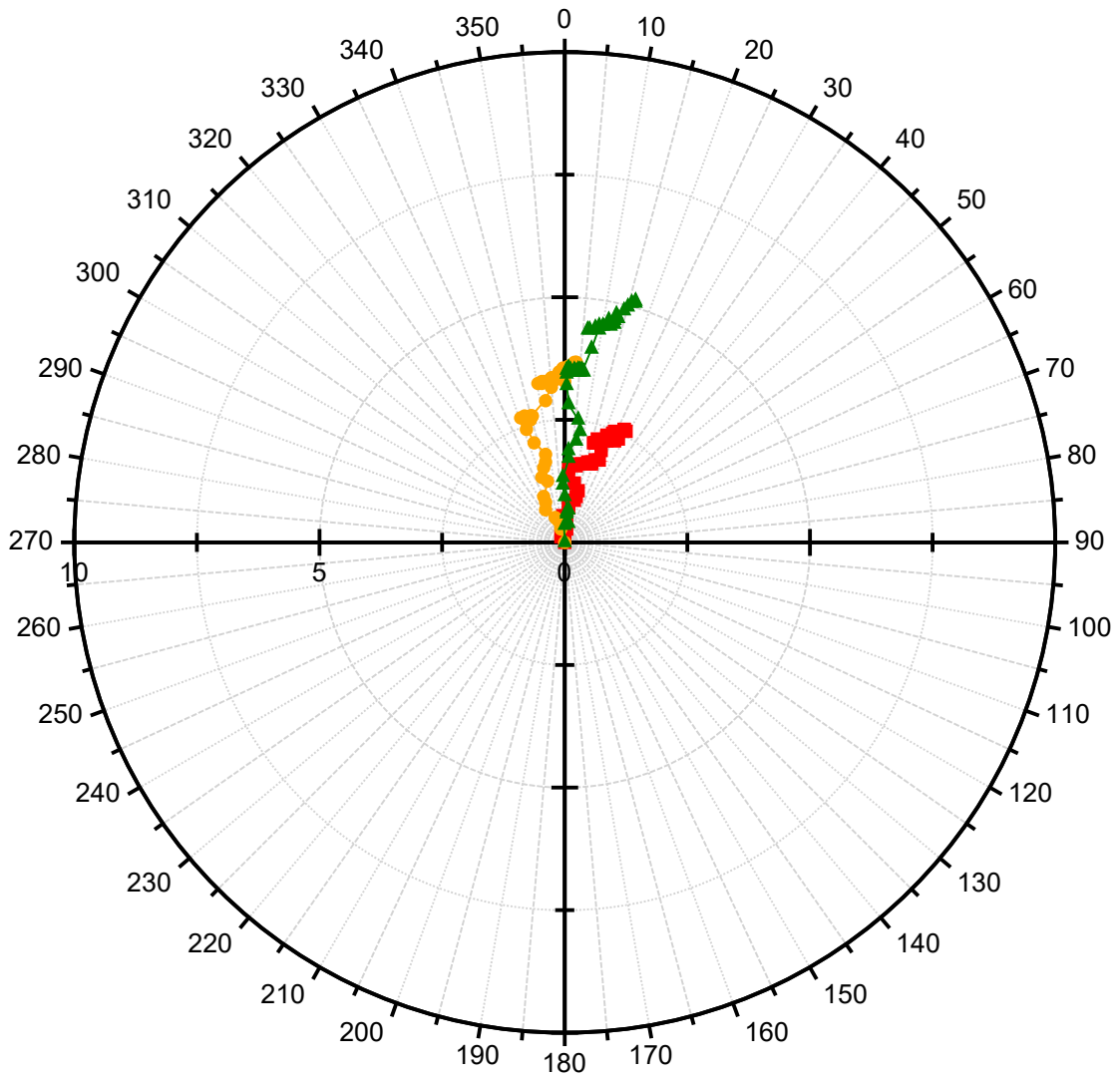
PK-17 INC-03-PK17 B

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



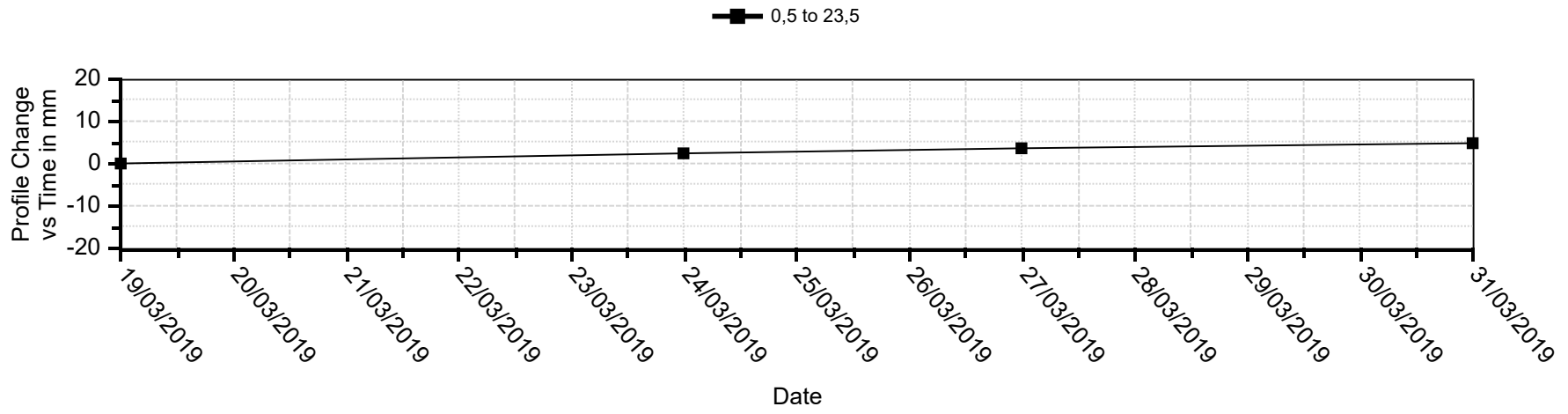
PK-17 INC-03-PK17 Top View

24/03/2019 27/03/2019 31/03/2019

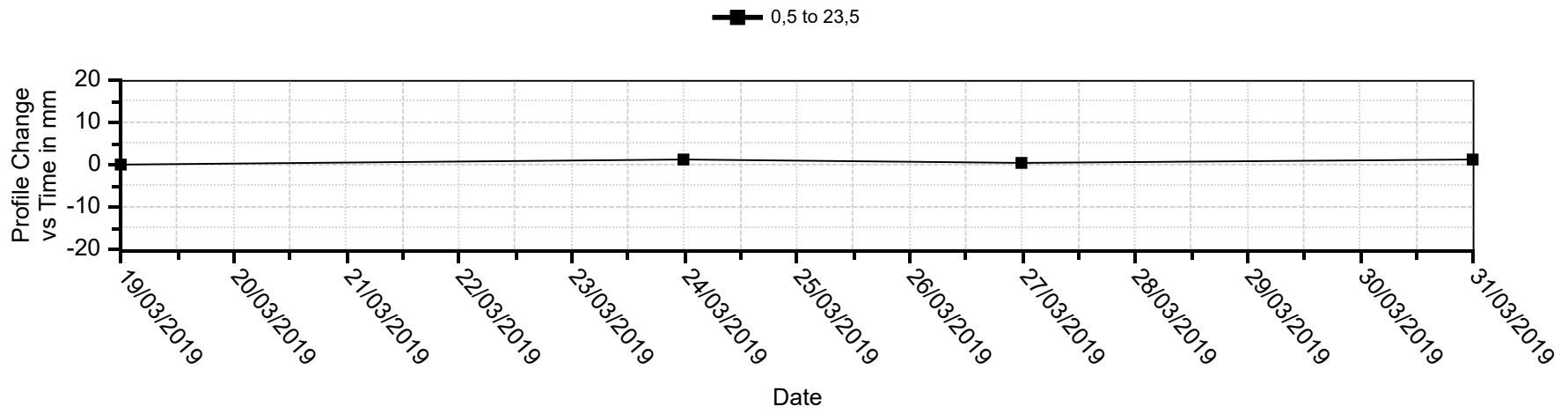


Resultant Profile_Change in mm

PK-17 INC-03-PK17 A

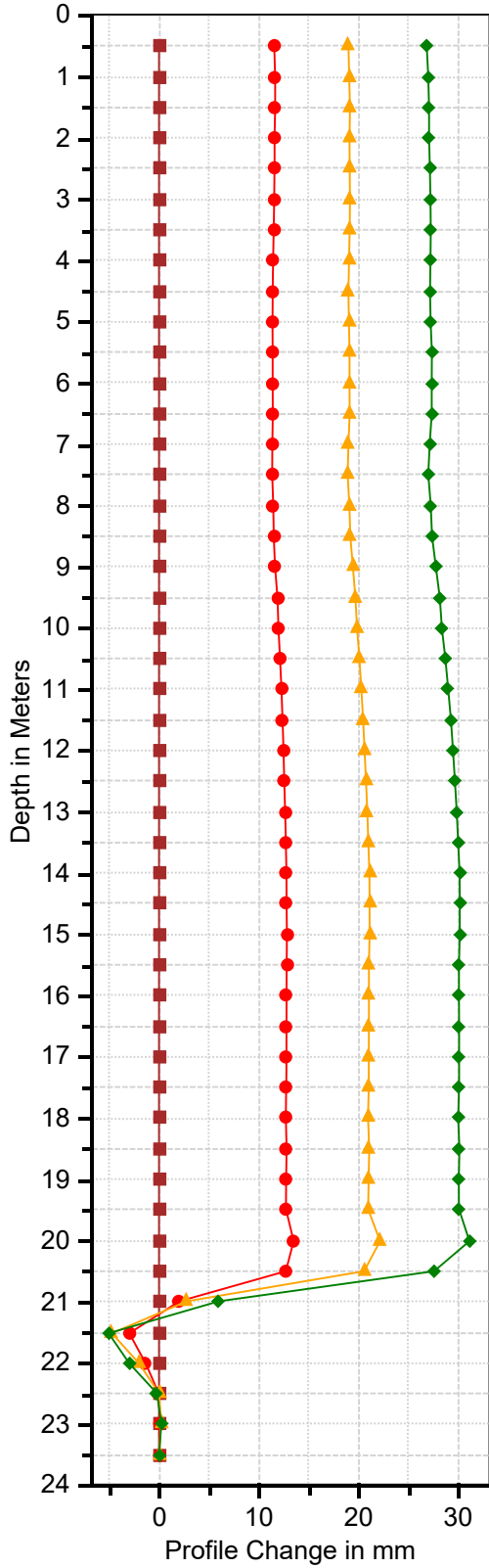


PK-17 INC-03-PK17 B



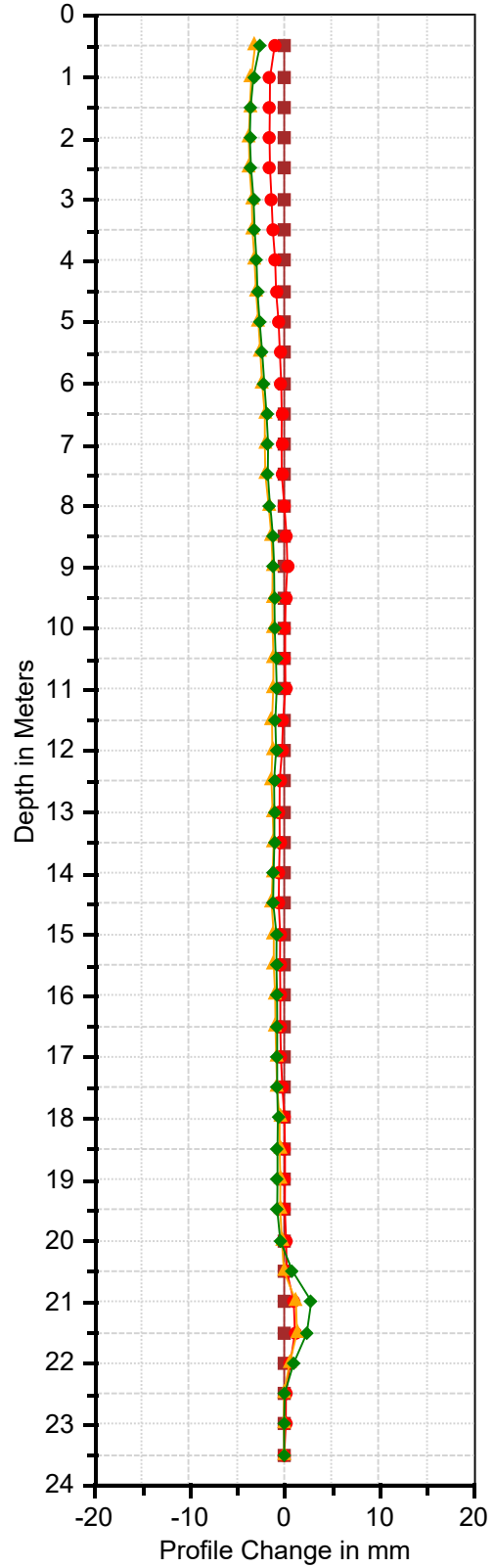
PK-17 INC-04-PK17 A

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



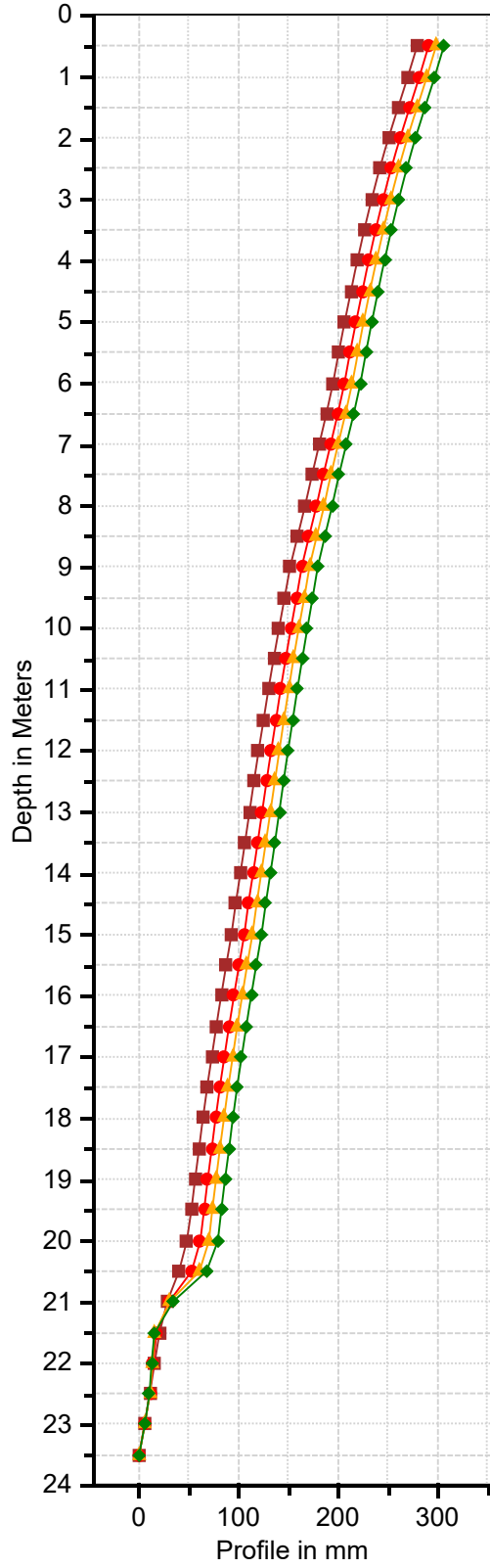
PK-17 INC-04-PK17 B

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



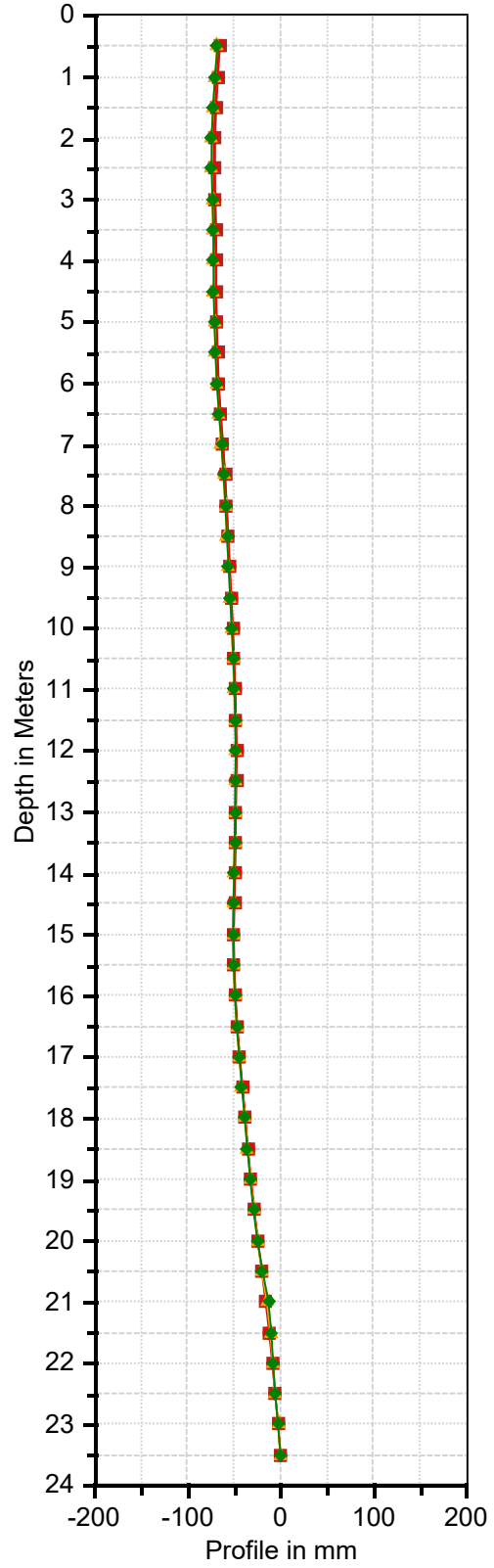
PK-17 INC-04-PK17 A

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



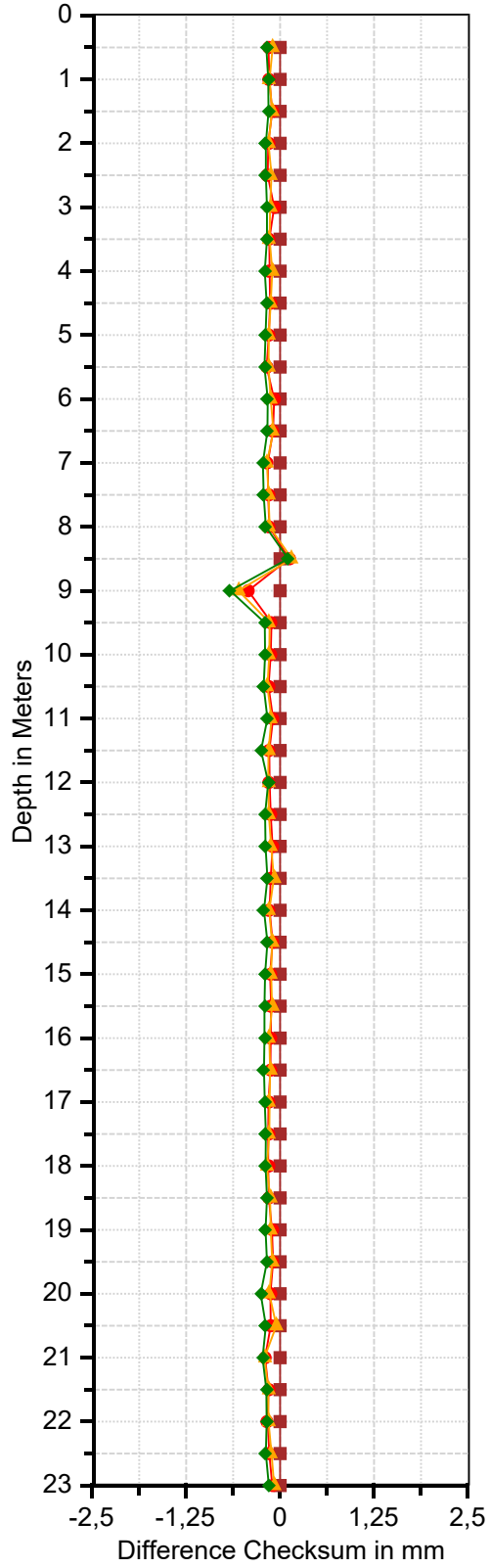
PK-17 INC-04-PK17 B

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



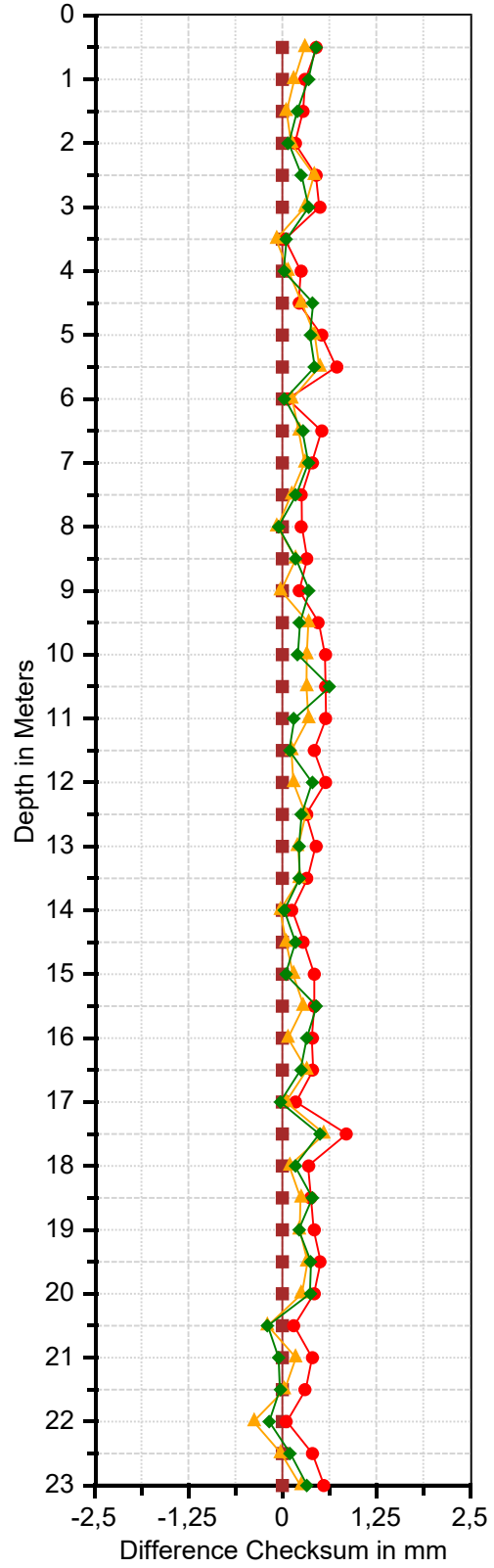
PK-17 INC-04-PK17 A

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



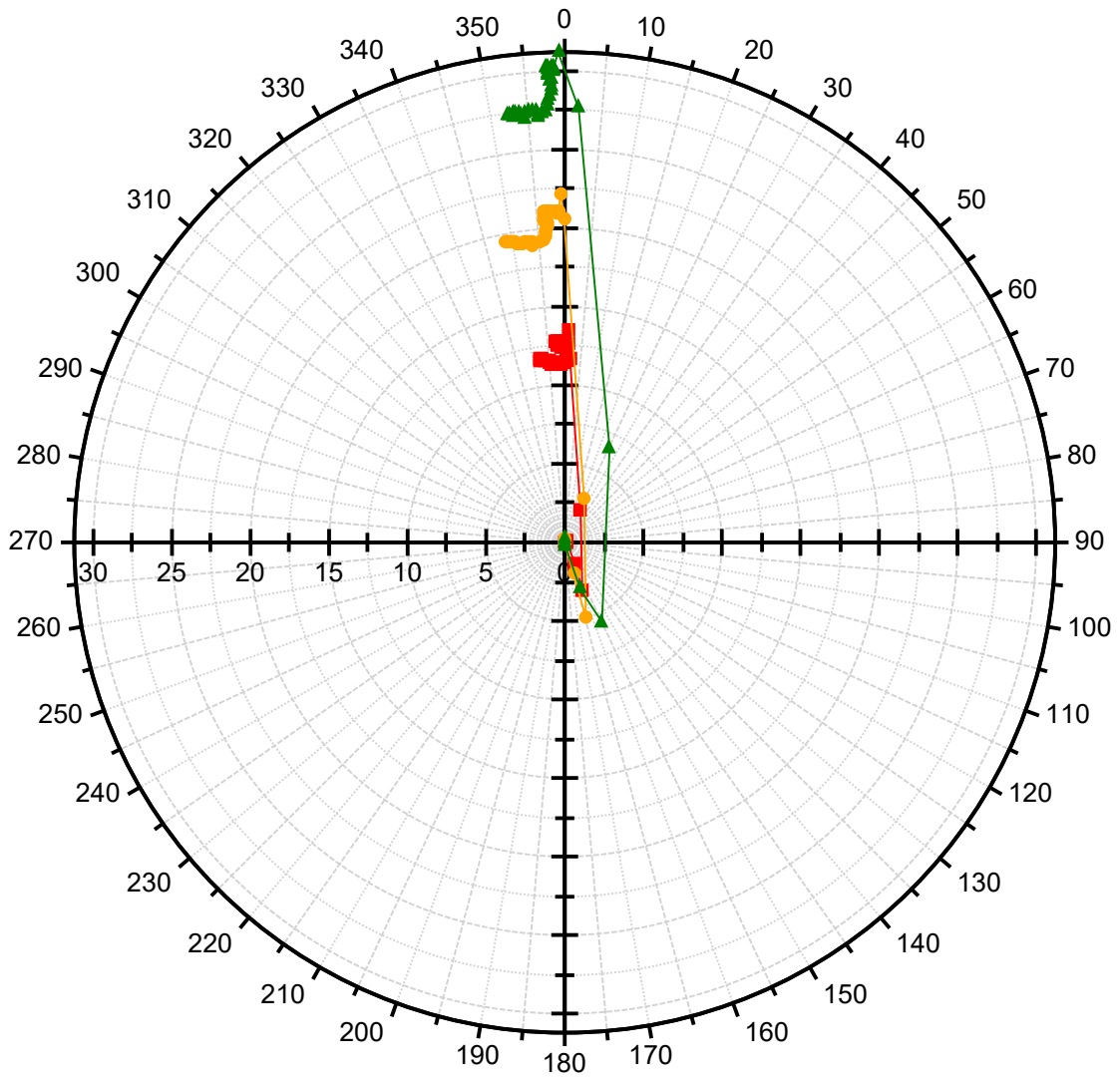
PK-17 INC-04-PK17 B

19/03/2019 24/03/2019
27/03/2019 31/03/2019



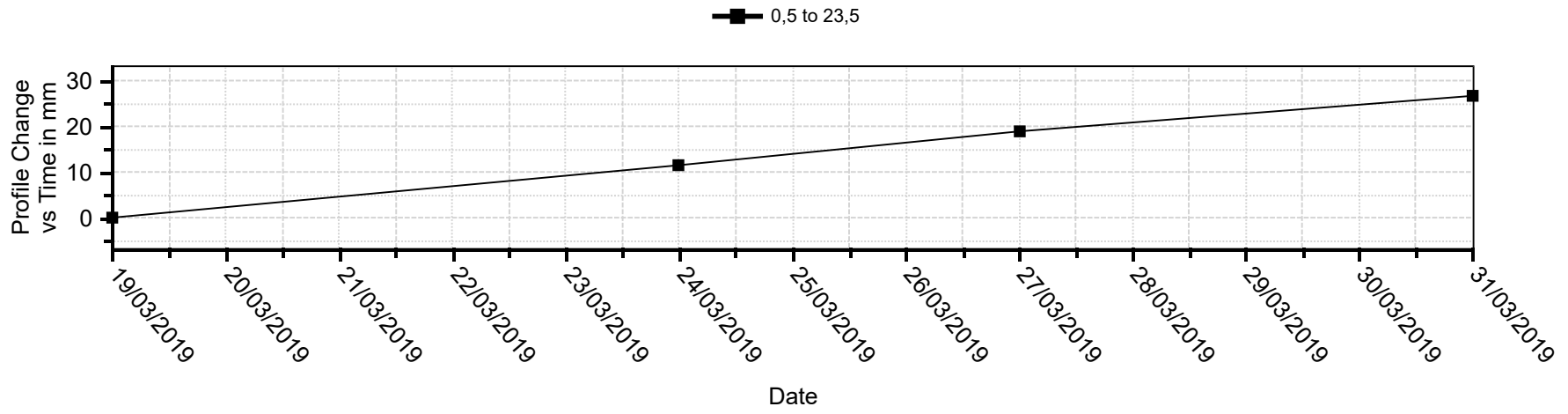
PK-17 INC-04-PK17 Top View

24/03/2019 27/03/2019 31/03/2019

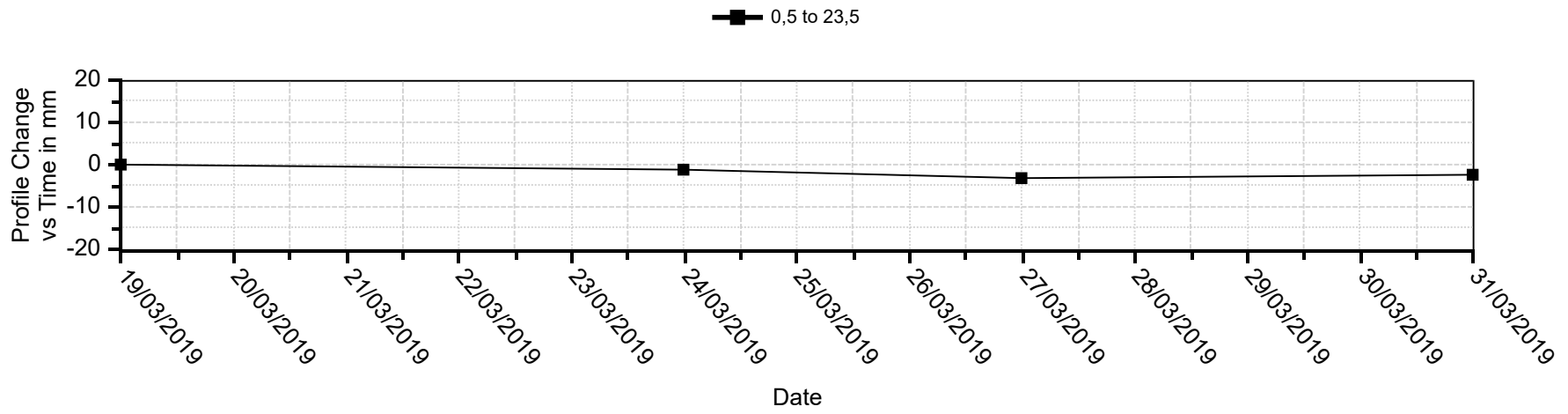


Resultant Profile_Change in mm

PK-17 INC-04-PK17 A



PK-17 INC-04-PK17 B





SARL INZAMAC Algerie

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Client : Groupement ONE
Dossier N° : GLX-17-076

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-05	L 0	19/05/2019	-	30
INC-PK17-05	L 1	23/05/2019	4	30
INC-PK17-05	L 2	28/05/2019	5	30
INC-PK17-05	L 3	13/06/2019	16	30
INC-PK17-05	L 4	09/07/2019	26	30
INC-PK17-05	L 5	07/08/2019	29	30
INC-PK17-05	L 6	14/08/2019	7	30
INC-PK17-05	L 7	27/08/2019	13	30
INC-PK17-05	L 8	15/09/2019	19	30

Coordonnées (x,y) :	580723 / 4057104
Orientation A+ :	193°
Date d'injection :	25/05/2018

INC-PK17-05

- . Courbe de forage
- . Courbe de déformation différentielle
- . Courbe de déformation cumulées
- . Schéma d'orientation par rapport au Nord géodésique
- . Courbe de suivi de vitesse de déformation.

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

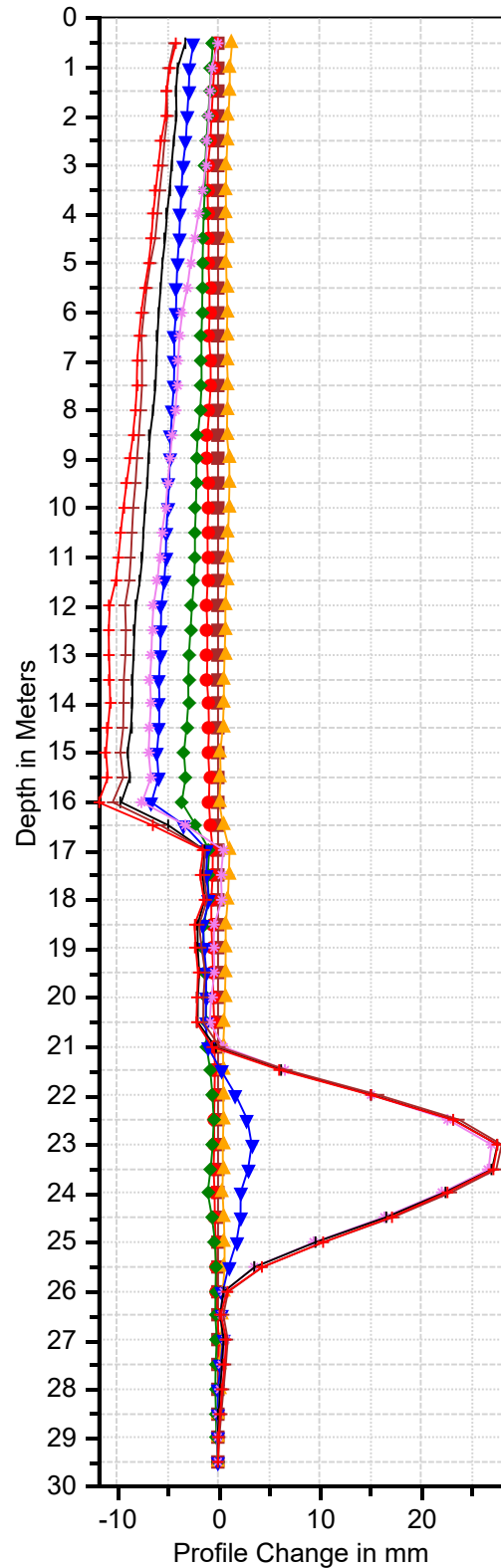
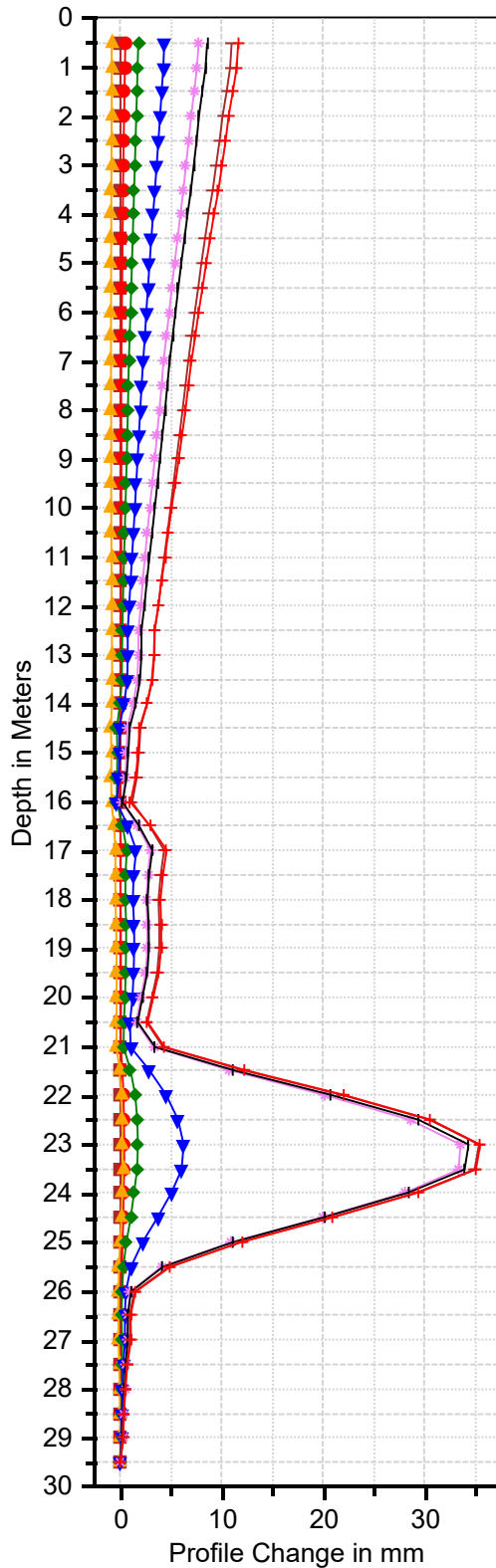
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-05	L0	19/05/2019	-	30
INC-PK17-05	L1	23/05/2019	4	30
INC-PK17-05	L2	28/05/2019	5	30
INC-PK17-05	L3	13/06/2019	16	30
INC-PK17-05	L4	09/07/2019	26	30
INC-PK17-05	L5	07/08/2019	29	30
INC-PK17-05	L6	14/08/2019	7	30
INC-PK17-05	L7	27/08/2019	13	30
INC-PK17-05	L8	15/09/2019	19	30

Coordonnées (x,y) :	580723 / 4057104
Orientation A+ :	193°
Date d'injection :	25/05/2018

PK-17 INC-PK17-05 A

PK-17 INC-PK17-05 B



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-05	L0	19/05/2019	-	30
INC-PK17-05	L1	23/05/2019	4	30
INC-PK17-05	L2	28/05/2019	5	30
INC-PK17-05	L3	13/06/2019	16	30
INC-PK17-05	L4	09/07/2019	26	30
INC-PK17-05	L5	07/08/2019	29	30
INC-PK17-05	L6	14/08/2019	7	30
INC-PK17-05	L7	27/08/2019	13	30
INC-PK17-05	L8	15/09/2019	19	30

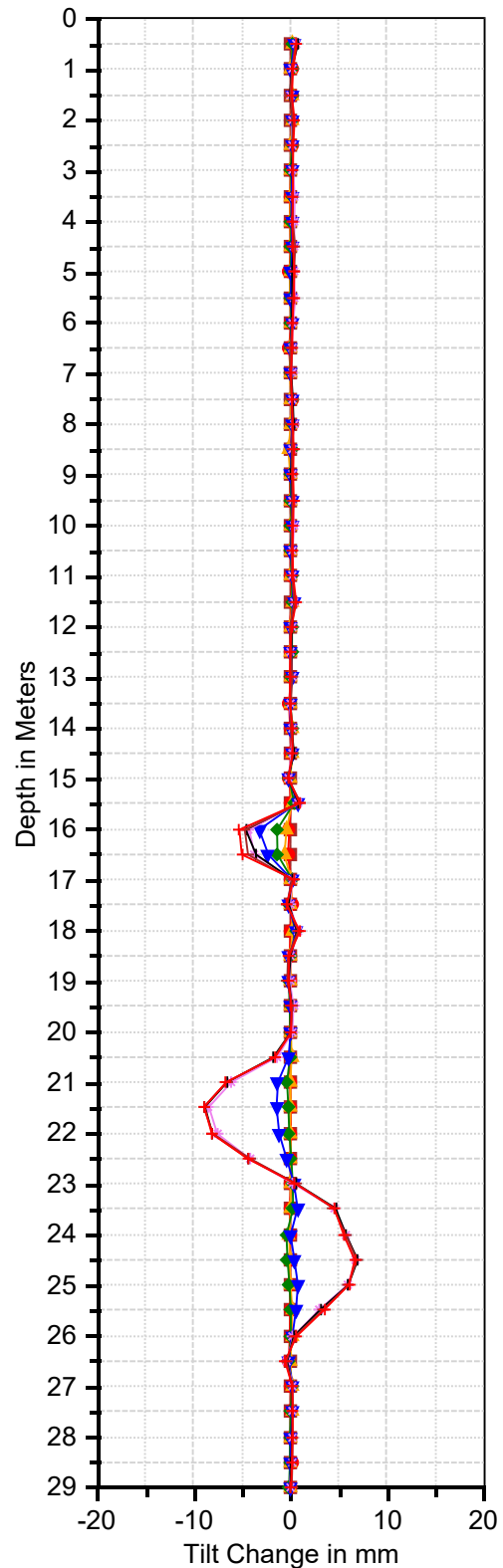
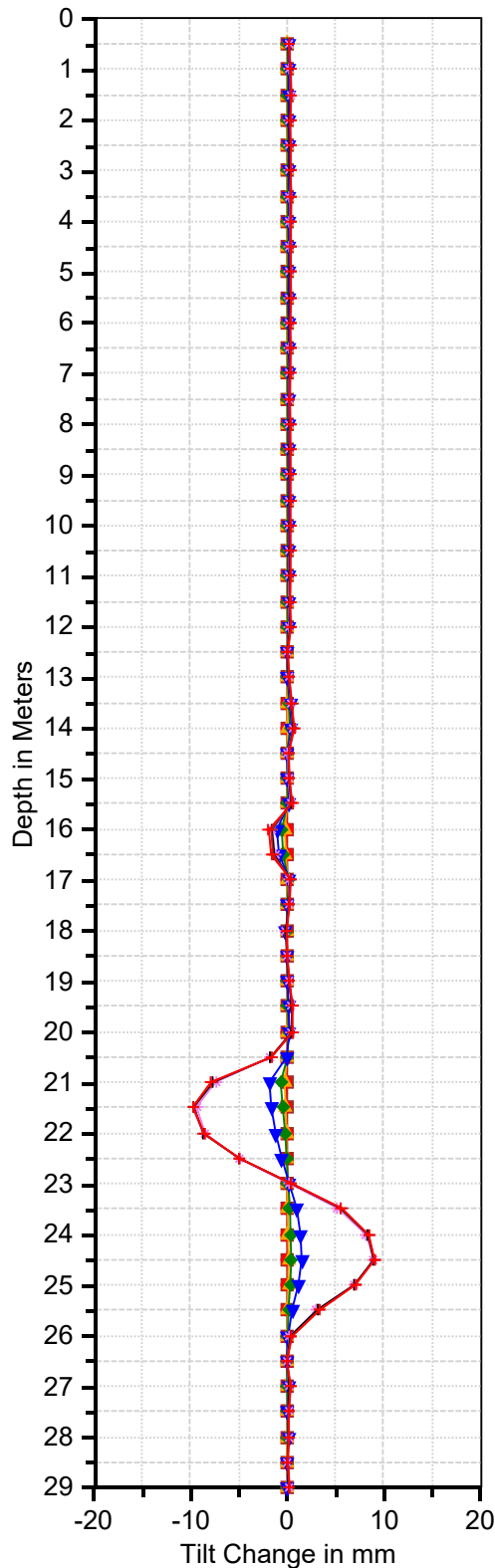
Coordonnées (x,y) :	580723 / 4057104
Orientation A+ :	193°
Date d'injection :	25/05/2018

PK-17 INC-PK17-05 A

PK-17 INC-PK17-05 B

- 19/05/2019 ● 23/05/2019 ▲ 28/05/2019
- ◆ 13/06/2019 ▼ 09/07/2019 ◆ 07/08/2019
- ⊕ 14/08/2019 ⊖ 27/08/2019 ⊕ 15/09/2019

- 19/05/2019 ● 23/05/2019 ▲ 28/05/2019
- ◆ 13/06/2019 ▼ 09/07/2019 ◆ 07/08/2019
- ⊕ 14/08/2019 ⊖ 27/08/2019 ⊕ 15/09/2019



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-05	L 0	19/05/2019	-	30
INC-PK17-05	L 1	23/05/2019	4	30
INC-PK17-05	L 2	28/05/2019	5	30
INC-PK17-05	L 3	13/06/2019	16	30
INC-PK17-05	L 4	09/07/2019	26	30
INC-PK17-05	L 5	07/08/2019	29	30
INC-PK17-05	L 6	14/08/2019	7	30
INC-PK17-05	L 7	27/08/2019	13	30
INC-PK17-05	L 8	15/09/2019	19	30

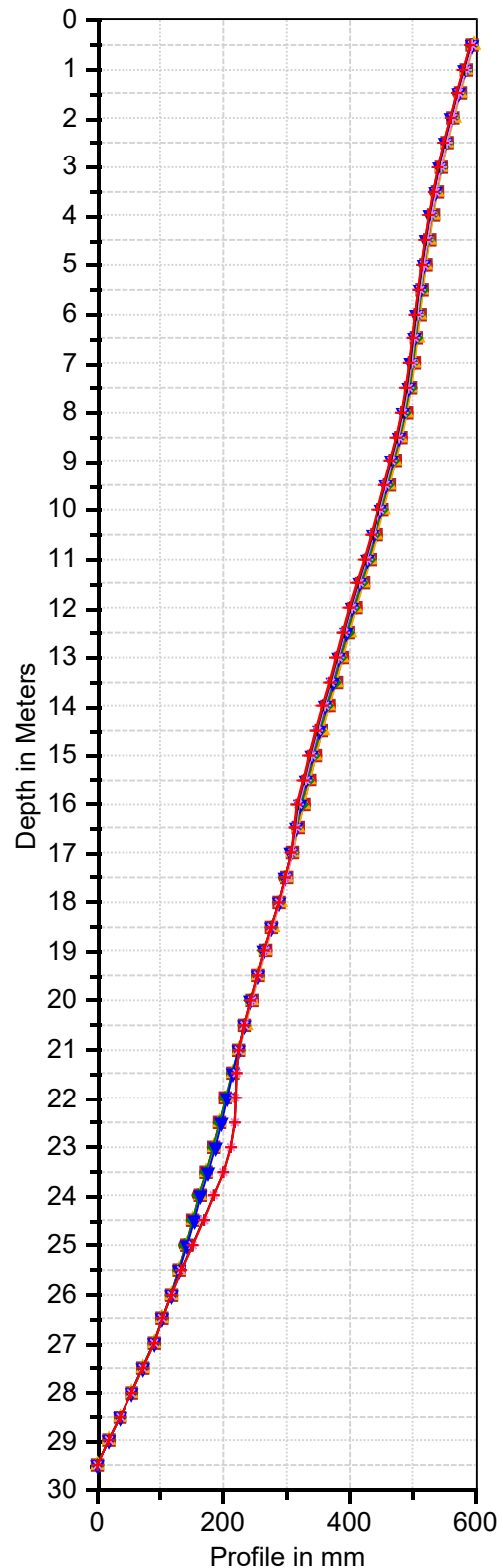
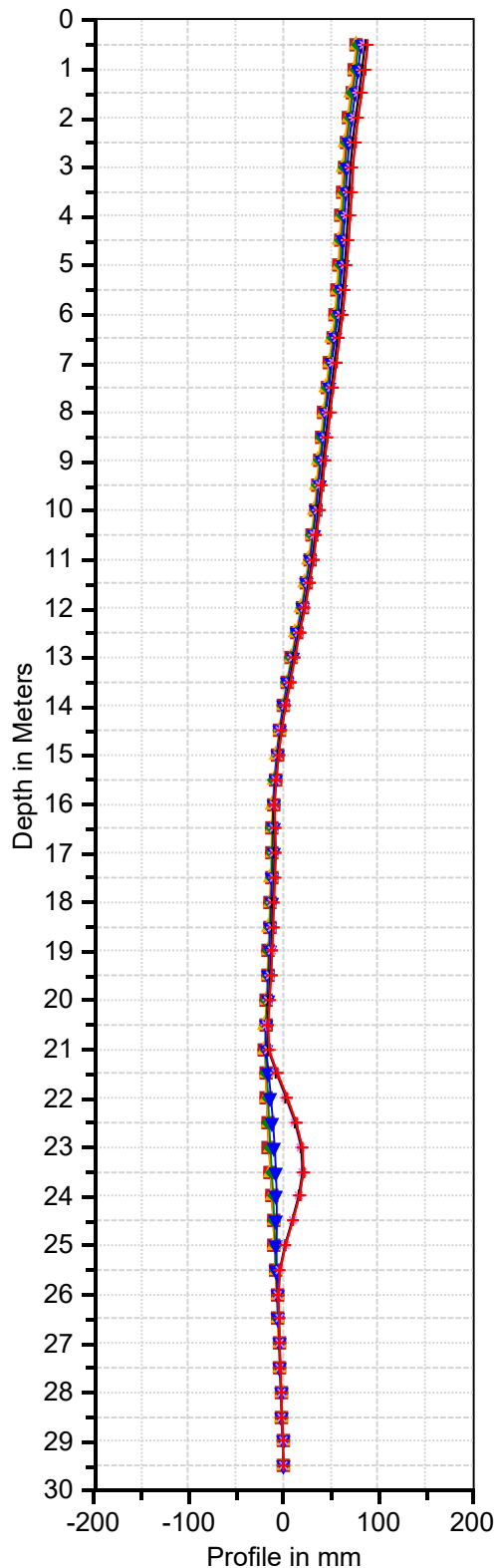
Coordonnées (x,y) :	580723 / 4057104
Orientation A+ :	193°
Date d'injection :	25/05/2018

PK-17 INC-PK17-05 A

PK-17 INC-PK17-05 B

- 19/05/2019
- 23/05/2019
- ▲ 28/05/2019
- ◆ 13/06/2019
- ▼ 09/07/2019
- ◇ 07/08/2019
- ⊕ 14/08/2019
- ⊖ 27/08/2019
- ⊗ 15/09/2019

- 19/05/2019
- 23/05/2019
- ▲ 28/05/2019
- ◆ 13/06/2019
- ▼ 09/07/2019
- ◇ 07/08/2019
- ⊕ 14/08/2019
- ⊖ 27/08/2019
- ⊗ 15/09/2019



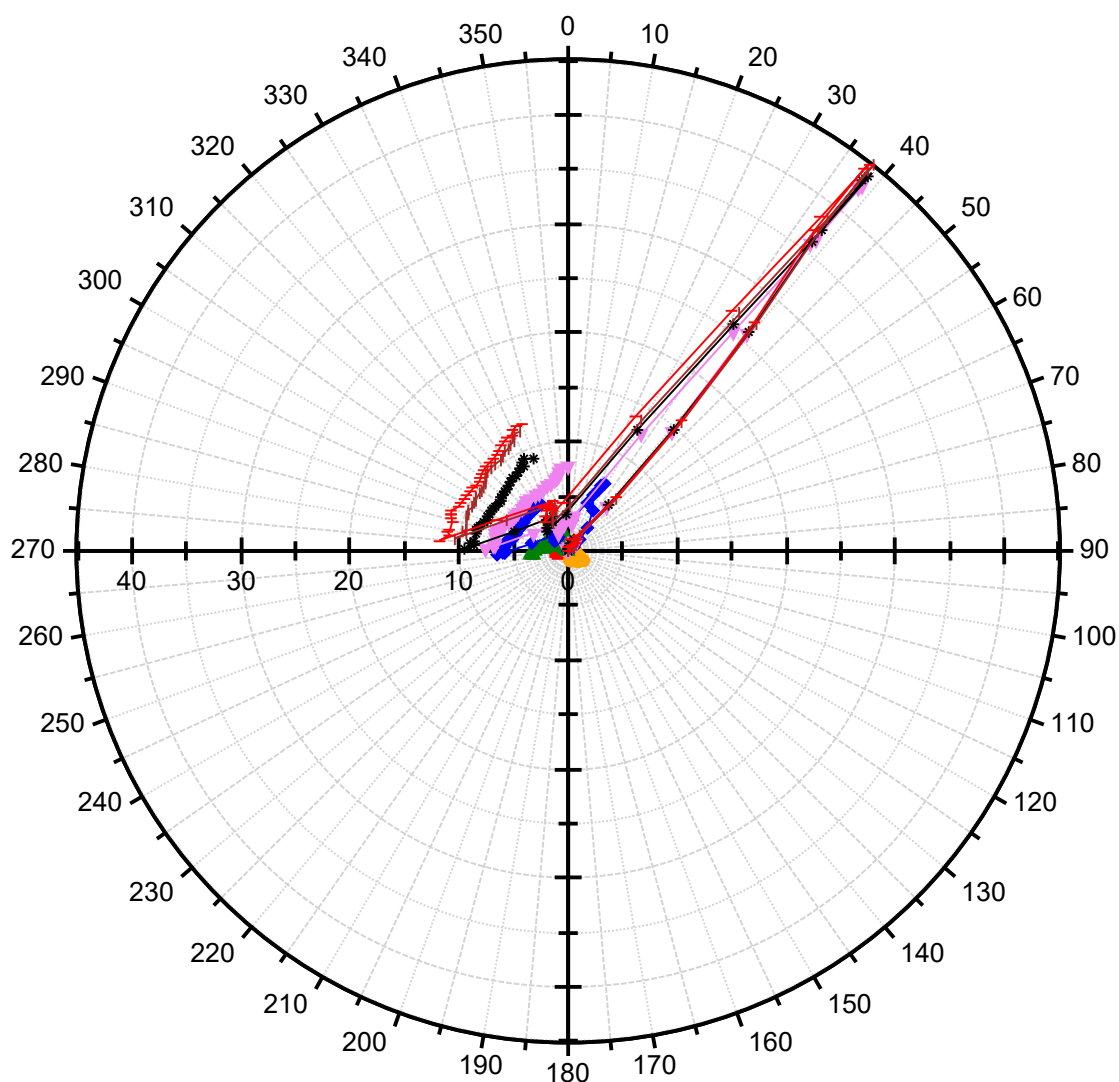
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-05	L 0	19/05/2019	-	30
INC-PK17-05	L 1	23/05/2019	4	30
INC-PK17-05	L 2	28/05/2019	5	30
INC-PK17-05	L 3	13/06/2019	16	30
INC-PK17-05	L 4	09/07/2019	26	30
INC-PK17-05	L 5	07/08/2019	29	30
INC-PK17-05	L 6	14/08/2019	7	30
INC-PK17-05	L 7	27/08/2019	13	30
INC-PK17-05	L 8	15/09/2019	19	30

Coordonnées (x,y) :	580723 / 4057104
Orientation A+ :	193°
Date d'injection :	25/05/2018

PK-17 INC-PK17-05 Top View

- 23/05/2019 ● 28/05/2019 ▲ 13/06/2019 ◆ 09/07/2019
▼ 07/08/2019 ✦ 14/08/2019 + 27/08/2019 + 15/09/2019



Resultant Profile_Change in mm

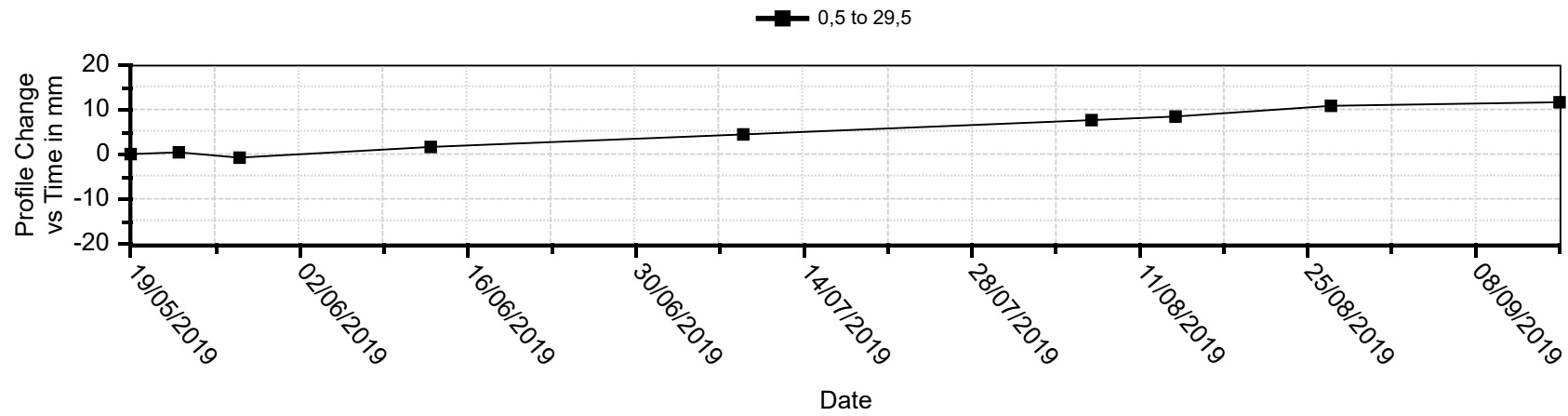
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

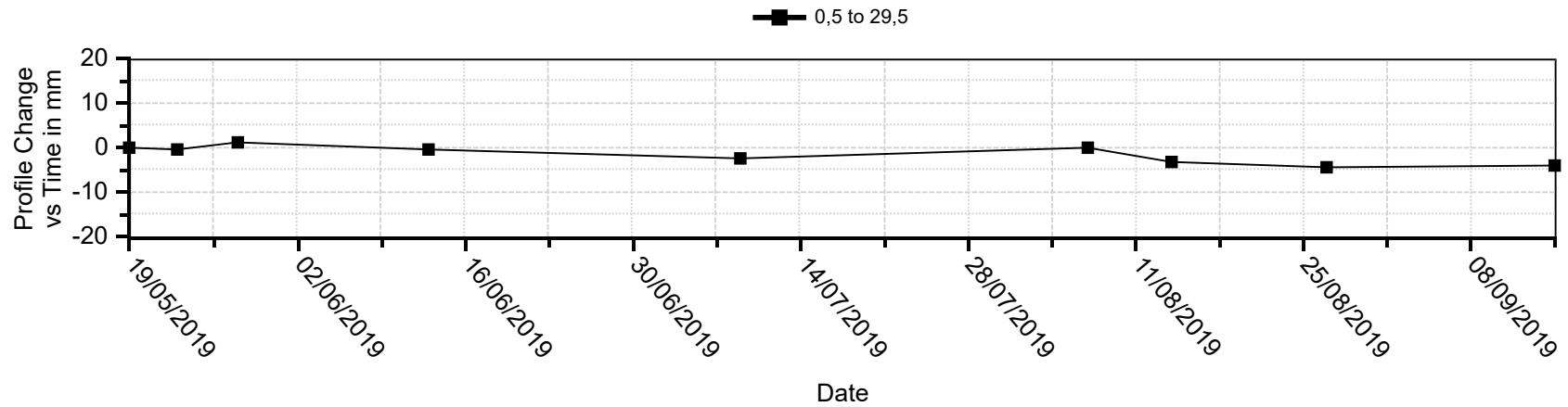
Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-05	L 0	19/05/2019	-	30
INC-PK17-05	L 1	23/05/2019	4	30
INC-PK17-05	L 2	28/05/2019	5	30
INC-PK17-05	L 3	13/06/2019	16	30
INC-PK17-05	L 4	09/07/2019	26	30
INC-PK17-05	L 5	07/08/2019	29	30
INC-PK17-05	L 6	14/08/2019	7	30
INC-PK17-05	L 7	27/08/2019	13	30
INC-PK17-05	L 8	15/09/2019	19	30

Coordonnées (x,y) :	580723 / 4057104
Orientation A+ :	193°
Date d'injection :	25/05/2018

PK-17 INC-PK17-05 A



PK-17 INC-PK17-05 B





SARL INZAMAC Algerie

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Client : Groupement ONE
Dossier N° : GLX-17-076

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-06	L 0	27/04/2019	-	25
INC-PK17-06	L 1	02/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 2	07/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 3	16/05/2019	9	25
INC-PK17-06	L 4	28/05/2019	12	25
INC-PK17-06	L 5	13/06/2019	16	25
INC-PK17-06	L 6	11/07/2019	28	25
INC-PK17-06	L 7	15/09/2019	66	25

Coordonnées (x,y) :	580713 / 4057024
Orientation A+ :	209°
Date d'injection :	

INC-PK17-06

- . Courbe de forage
- . Courbe de déformation différentielle
- . Courbe de déformation cumulées
- . Schéma d'orientation par rapport au Nord géodésique
- . Courbe de suivi de vitesse de déformation.

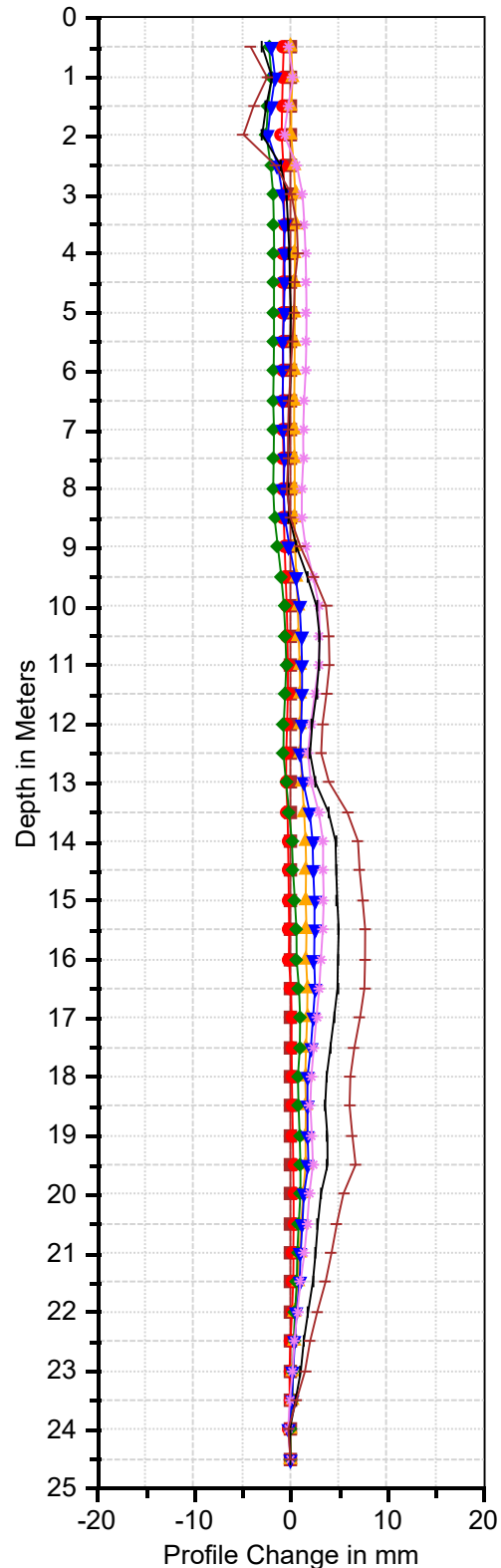
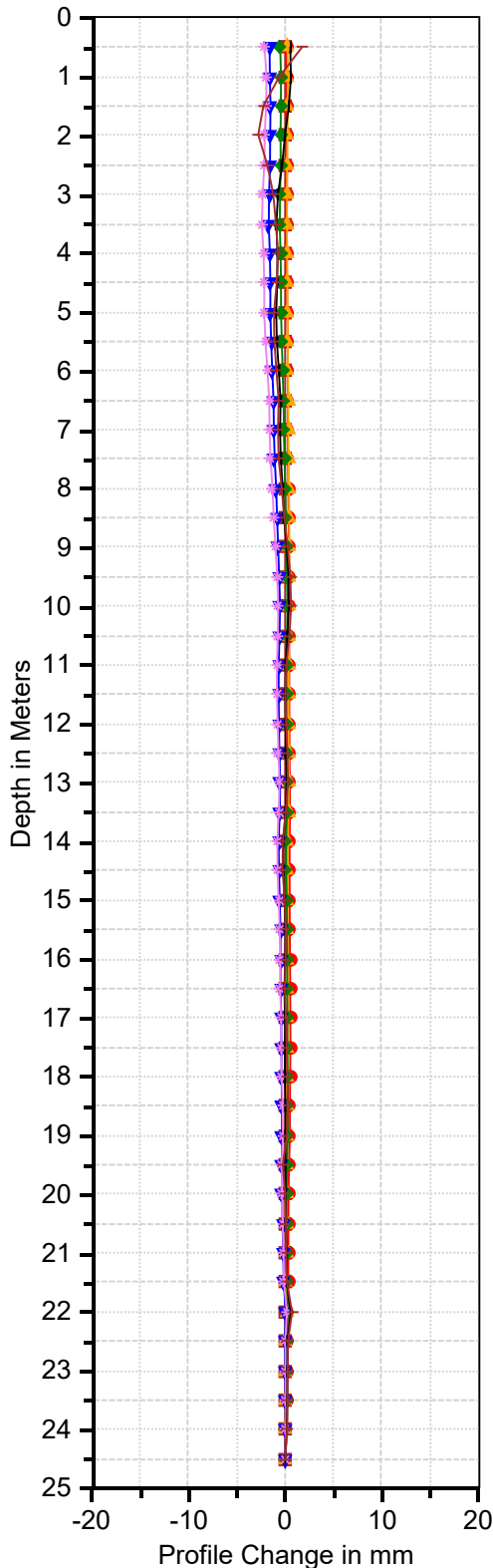
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-06	L 0	27/04/2019	-	25
INC-PK17-06	L 1	02/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 2	07/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 3	16/05/2019	9	25
INC-PK17-06	L 4	28/05/2019	12	25
INC-PK17-06	L 5	13/06/2019	16	25
INC-PK17-06	L 6	11/07/2019	28	25
INC-PK17-06	L 7	15/09/2019	66	25

Coordonnées (x,y) :	580713 / 4057024
Orientation A+ :	209°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-06 A

PK-17 INC-PK-17-06 B



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-06	L 0	27/04/2019	-	25
INC-PK17-06	L 1	02/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 2	07/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 3	16/05/2019	9	25
INC-PK17-06	L 4	28/05/2019	12	25
INC-PK17-06	L 5	13/06/2019	16	25
INC-PK17-06	L 6	11/07/2019	28	25
INC-PK17-06	L 7	15/09/2019	66	25

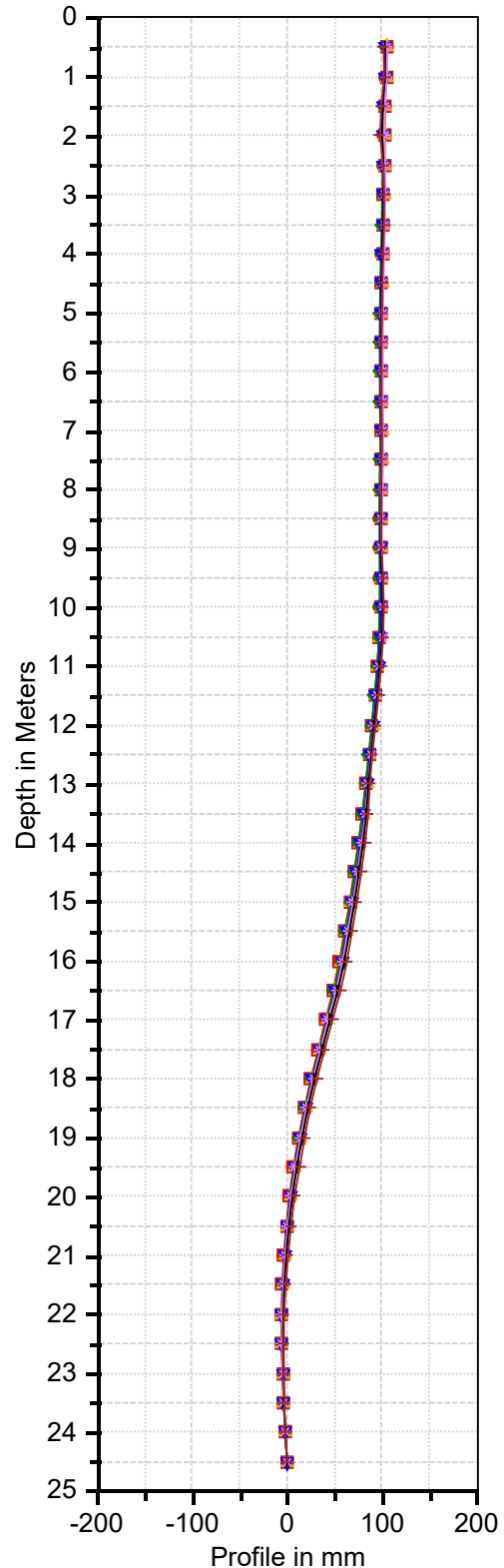
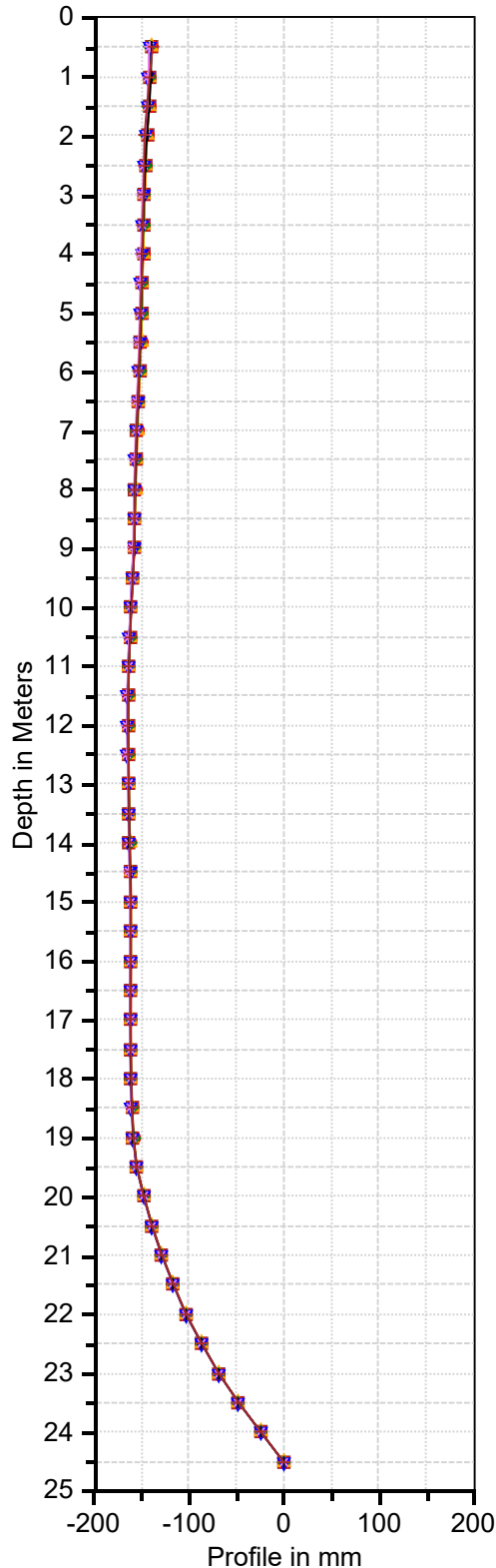
Coordonnées (x,y) :	580713 / 4057024
Orientation A+ :	209°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-06 A

PK-17 INC-PK-17-06 B

- 27/04/2019 ● 02/05/2019 ▲ 07/05/2019
- ◆ 16/05/2019 ▼ 28/05/2019 ✦ 13/06/2019
- ⊕ 11/07/2019 ▬ 15/09/2019

- 27/04/2019 ● 02/05/2019 ▲ 07/05/2019
- ◆ 16/05/2019 ▼ 28/05/2019 ✦ 13/06/2019
- ⊕ 11/07/2019 ▬ 15/09/2019



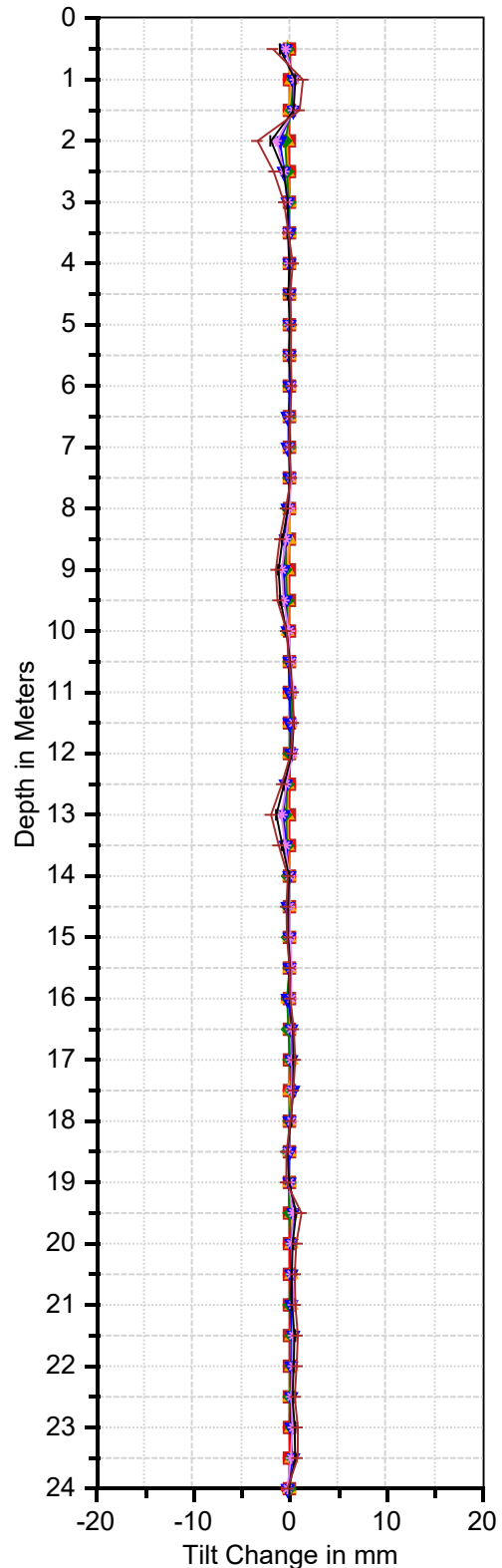
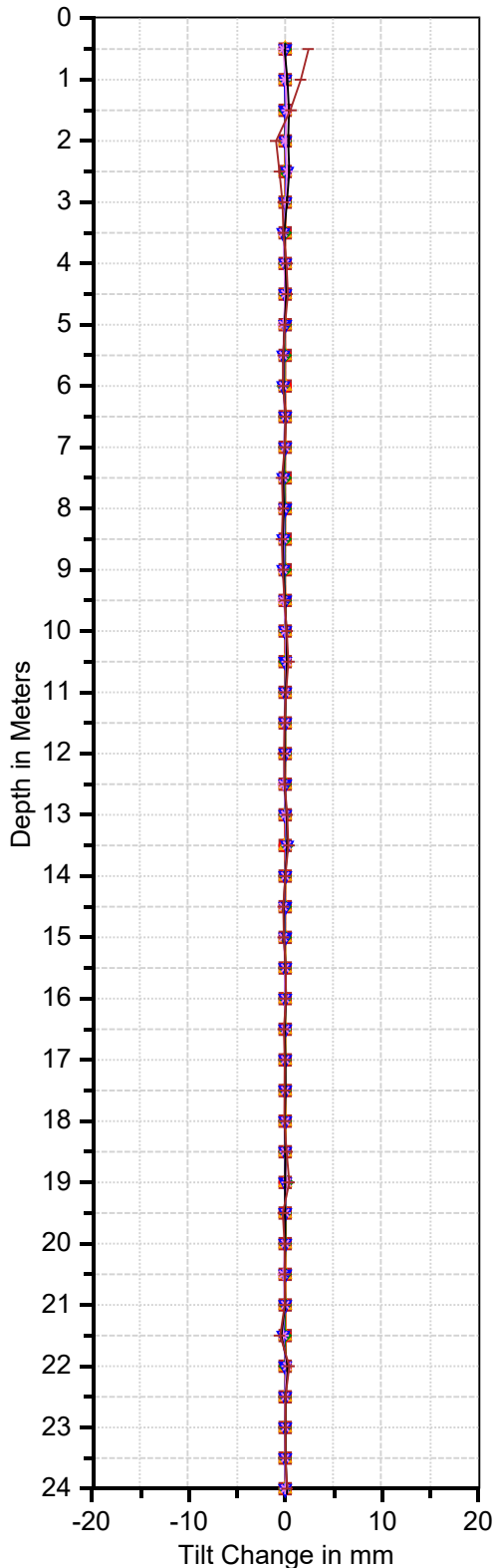
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-06	L0	27/04/2019	-	25
INC-PK17-06	L1	02/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L2	07/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L3	16/05/2019	9	25
INC-PK17-06	L4	28/05/2019	12	25
INC-PK17-06	L5	13/06/2019	16	25
INC-PK17-06	L6	11/07/2019	28	25
INC-PK17-06	L7	15/09/2019	66	25

Coordonnées (x,y) :	580713 / 4057024
Orientation A+ :	209°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-06 A

PK-17 INC-PK-17-06 B



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

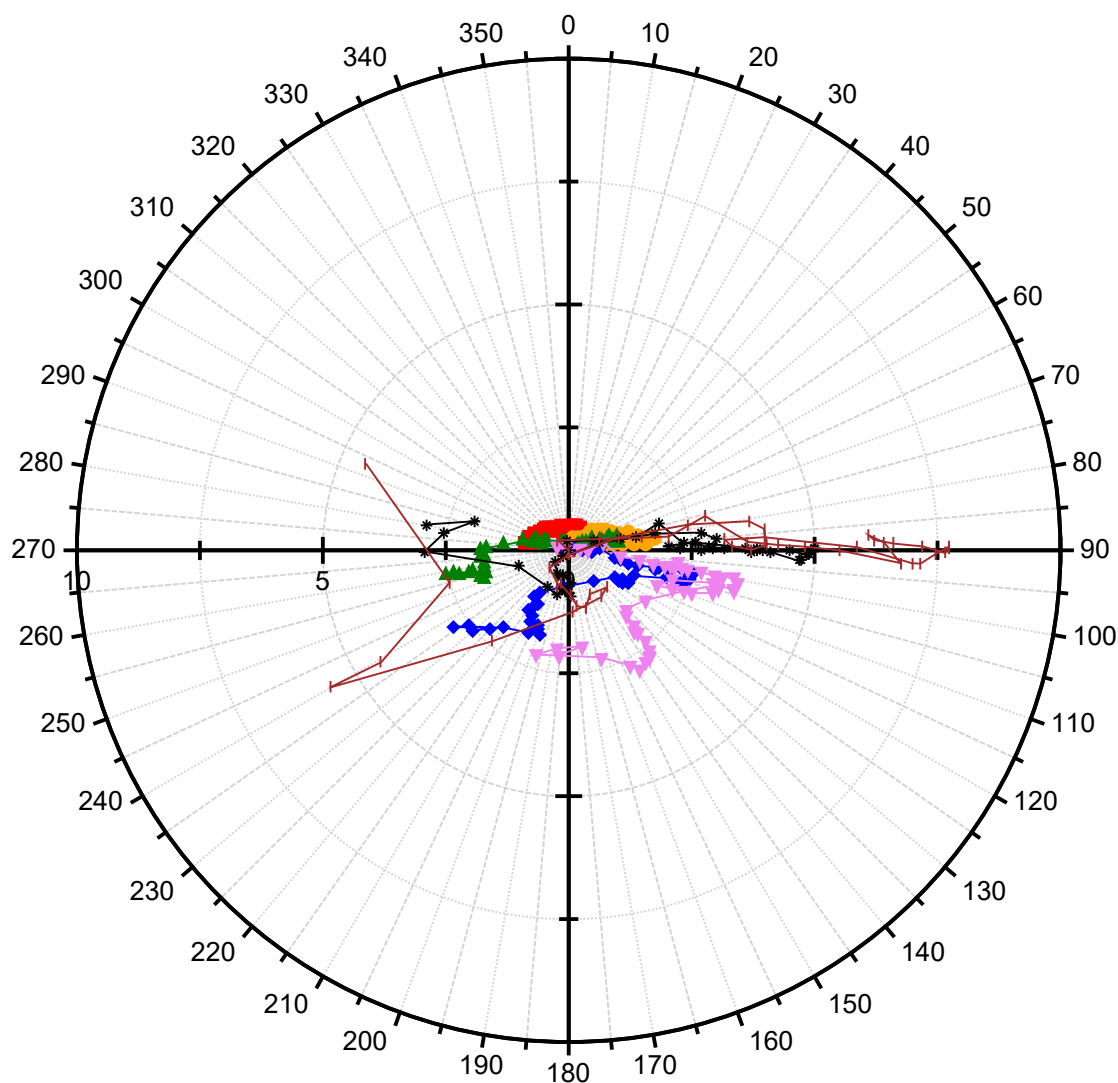
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-06	L 0	27/04/2019	-	25
INC-PK17-06	L 1	02/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 2	07/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 3	16/05/2019	9	25
INC-PK17-06	L 4	28/05/2019	12	25
INC-PK17-06	L 5	13/06/2019	16	25
INC-PK17-06	L 6	11/07/2019	28	25
INC-PK17-06	L 7	15/09/2019	66	25

Coordonnées (x,y) :	580713 / 4057024
Orientation A+ :	209°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-06 Top View

■ 02/05/2019
 ● 07/05/2019
 ▲ 16/05/2019
 ◆ 28/05/2019
▼ 13/06/2019
 ✱ 11/07/2019
 + 15/09/2019



Resultant Profile_Change in mm



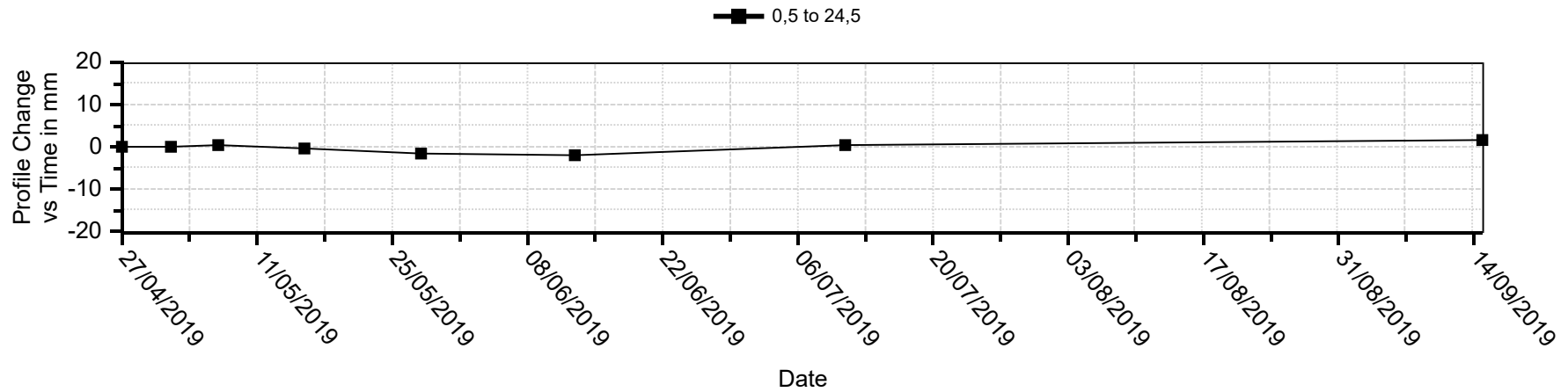
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

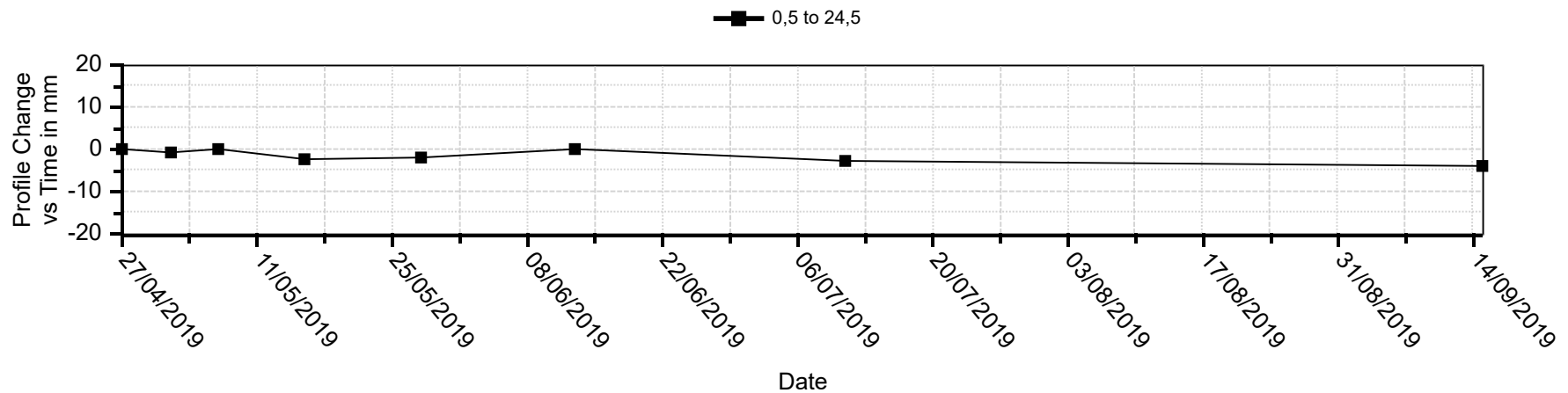
Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-06	L 0	27/04/2019	-	25
INC-PK17-06	L 1	02/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 2	07/05/2019	5	25
INC-PK17-06	L 3	16/05/2019	9	25
INC-PK17-06	L 4	28/05/2019	12	25
INC-PK17-06	L 5	13/06/2019	16	25
INC-PK17-06	L 6	11/07/2019	28	25
INC-PK17-06	L 7	15/09/2019	66	25

Coordonnées (x,y) :	580713 / 4057024
Orientation A+ :	209°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-06 A



PK-17 INC-PK-17-06 B





SARL INZAMAC Algerie

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Client : Groupement ONE
Dossier N° : GLX-17-076

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-07	L 0	28/05/2019	-	25
INC-PK17-07	L 1	03/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 2	10/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 3	13/06/2019	3	25
INC-PK17-07	L 4	20/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 5	26/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 6	09/07/2019	13	25
INC-PK17-07	L 7	07/08/2019	29	25
INC-PK17-07	L 8	22/08/2019	15	25
INC-PK17-07	L 9	27/08/2019	5	25
INC-PK17-07	L 10	15/09/2019	19	25
INC-PK17-07	L 11	30/09/2019	15	25

Coordonnées (x,y) :	580780 / 4057147
Orientation A+ :	80°
Date d'injection :	

INC-PK17-07

- . Courbe de forage
- . Courbe de déformation différentielle
- . Courbe de déformation cumulées
- . Schéma d'orientation par rapport au Nord géodésique
- . Courbe de suivi de vitesse de déformation.

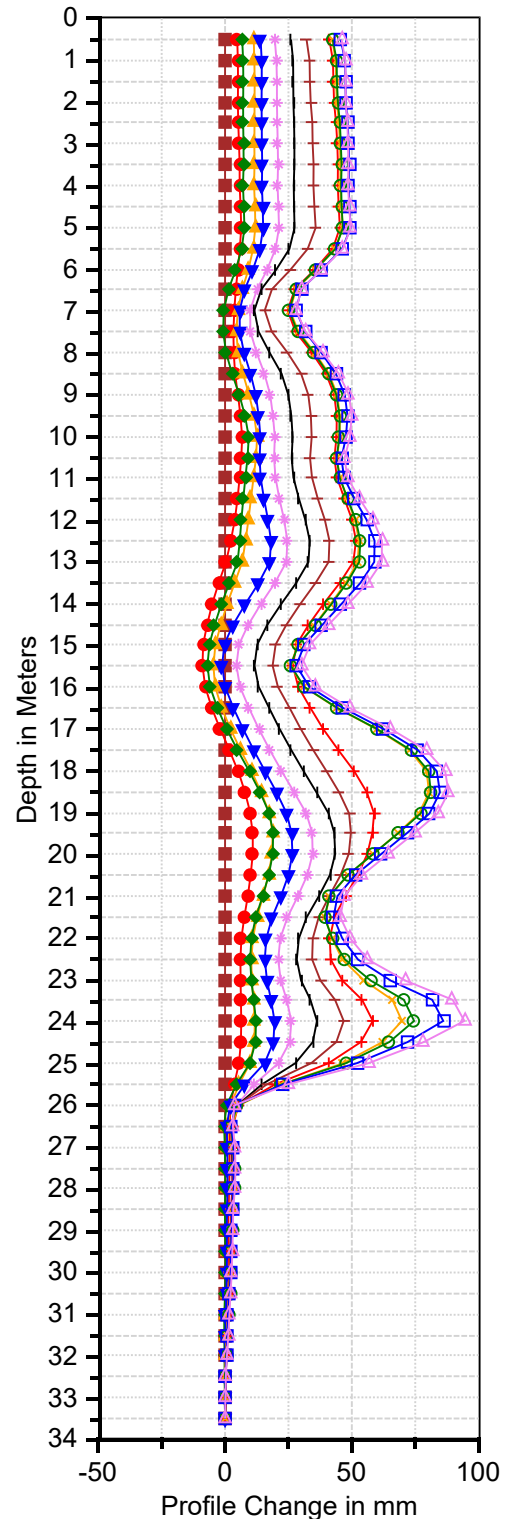
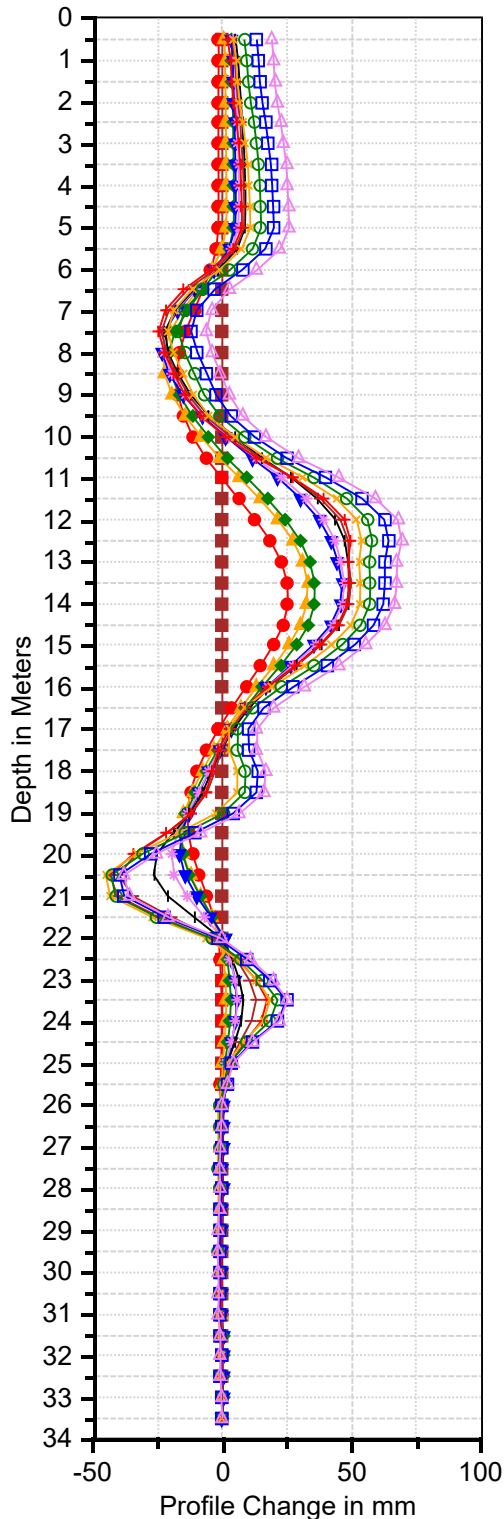
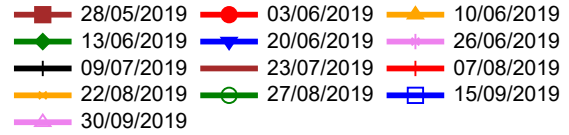
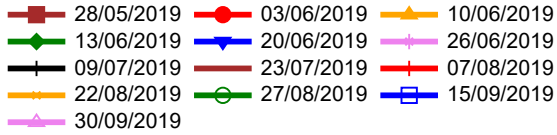
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-07	L 0	28/05/2019	-	25
INC-PK17-07	L 1	03/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 2	10/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 3	13/06/2019	3	25
INC-PK17-07	L 4	20/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 5	26/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 6	09/07/2019	13	25
INC-PK17-07	L 7	07/08/2019	29	25
INC-PK17-07	L 8	22/08/2019	15	25
INC-PK17-07	L 9	27/08/2019	5	25
INC-PK17-07	L 10	15/09/2019	19	25
INC-PK17-07	L 11	30/09/2019	15	25

Coordonnées (x,y) :	580780 / 4057147
Orientation A+ :	80°
Date d'injection :	

Pk17 INC-07-PK17 A

Pk17 INC-07-PK17 B



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-07	L 0	28/05/2019	-	25
INC-PK17-07	L 1	03/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 2	10/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 3	13/06/2019	3	25
INC-PK17-07	L 4	20/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 5	26/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 6	09/07/2019	13	25
INC-PK17-07	L 7	07/08/2019	29	25
INC-PK17-07	L 8	22/08/2019	15	25
INC-PK17-07	L 9	27/08/2019	5	25
INC-PK17-07	L 10	15/09/2019	19	25
INC-PK17-07	L 11	30/09/2019	15	25

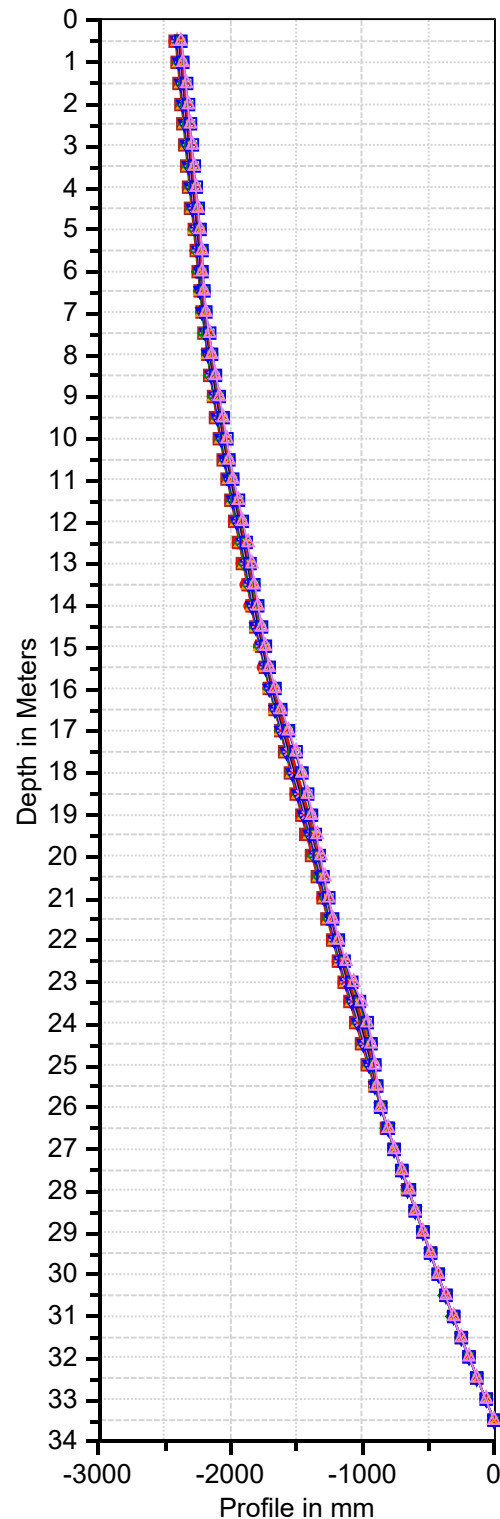
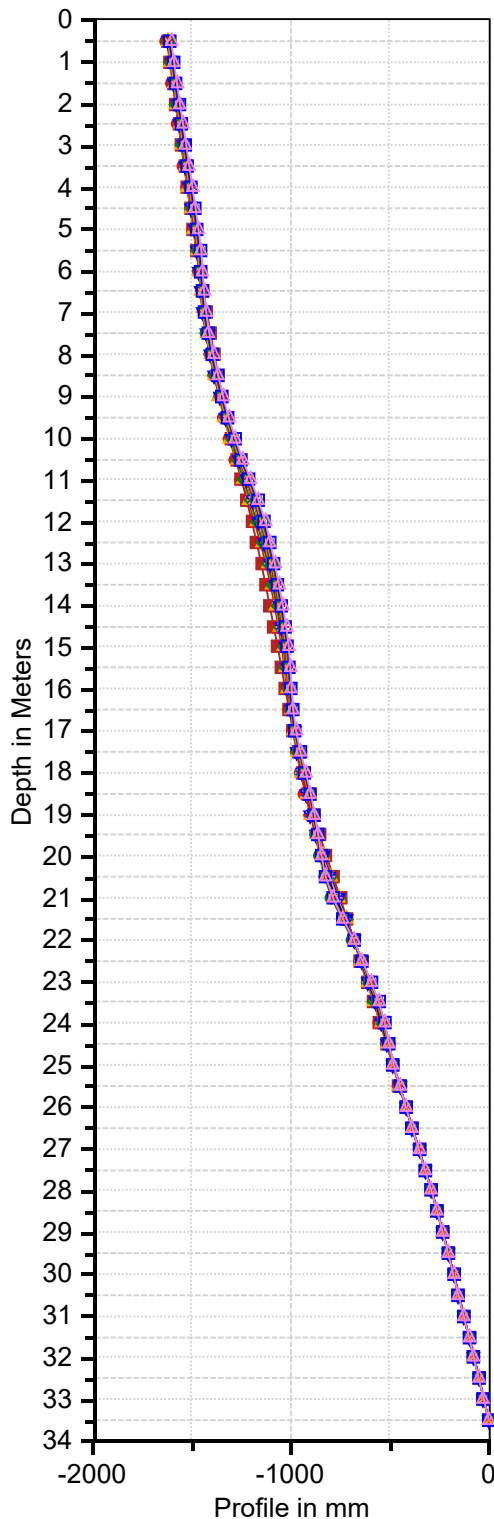
Coordonnées (x,y) :	580780 / 4057147
Orientation A+ :	80°
Date d'injection :	

Pk17 INC-07-PK17 A

Pk17 INC-07-PK17 B

- 28/05/2019 ● 03/06/2019 ▲ 10/06/2019
- ◆ 13/06/2019 ▼ 20/06/2019 ◆ 26/06/2019
- ✦ 09/07/2019 ◆ 23/07/2019 ✦ 07/08/2019
- ✦ 22/08/2019 ○ 27/08/2019 □ 15/09/2019
- ▲ 30/09/2019

- 28/05/2019 ● 03/06/2019 ▲ 10/06/2019
- ◆ 13/06/2019 ▼ 20/06/2019 ◆ 26/06/2019
- ✦ 09/07/2019 ◆ 23/07/2019 ✦ 07/08/2019
- ✦ 22/08/2019 ○ 27/08/2019 □ 15/09/2019
- ▲ 30/09/2019



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-07	L 0	28/05/2019	-	25
INC-PK17-07	L 1	03/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 2	10/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 3	13/06/2019	3	25
INC-PK17-07	L 4	20/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 5	26/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 6	09/07/2019	13	25
INC-PK17-07	L 7	07/08/2019	29	25
INC-PK17-07	L 8	22/08/2019	15	25
INC-PK17-07	L 9	27/08/2019	5	25
INC-PK17-07	L 10	15/09/2019	19	25
INC-PK17-07	L 11	30/09/2019	15	25

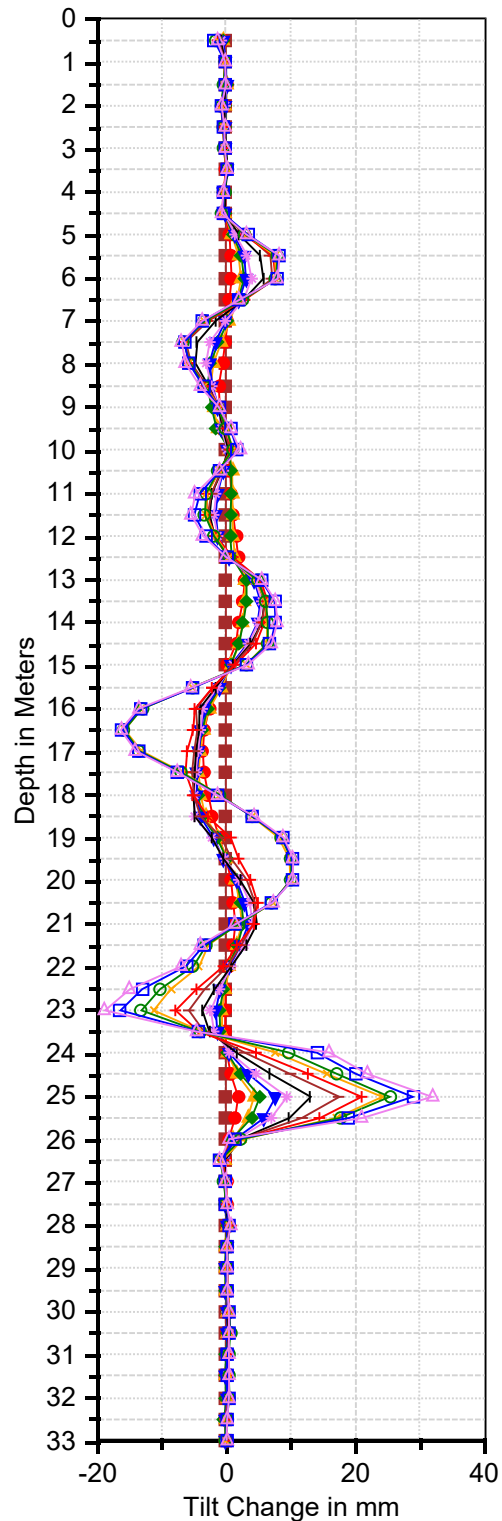
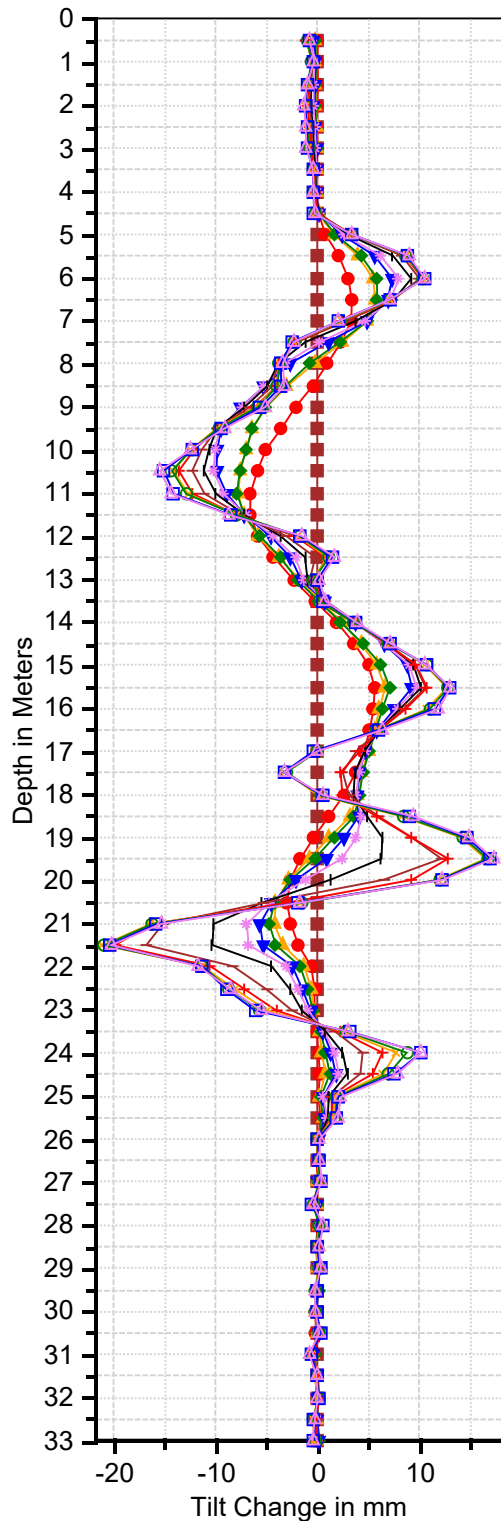
Coordonnées (x,y) :	580780 / 4057147
Orientation A+ :	80°
Date d'injection :	

PK17 INC-07-PK17 A

PK17 INC-07-PK17 B

- 28/05/2019 ● 03/06/2019 ▲ 10/06/2019
- ◆ 13/06/2019 ▼ 20/06/2019 ◆ 26/06/2019
- ⊕ 09/07/2019 ⊖ 23/07/2019 ⊕ 07/08/2019
- ⊙ 22/08/2019 ⊙ 27/08/2019 ⊙ 15/09/2019
- ⊙ 30/09/2019

- 28/05/2019 ● 03/06/2019 ▲ 10/06/2019
- ◆ 13/06/2019 ▼ 20/06/2019 ◆ 26/06/2019
- ⊕ 09/07/2019 ⊖ 23/07/2019 ⊕ 07/08/2019
- ⊙ 22/08/2019 ⊙ 27/08/2019 ⊙ 15/09/2019
- ⊙ 30/09/2019

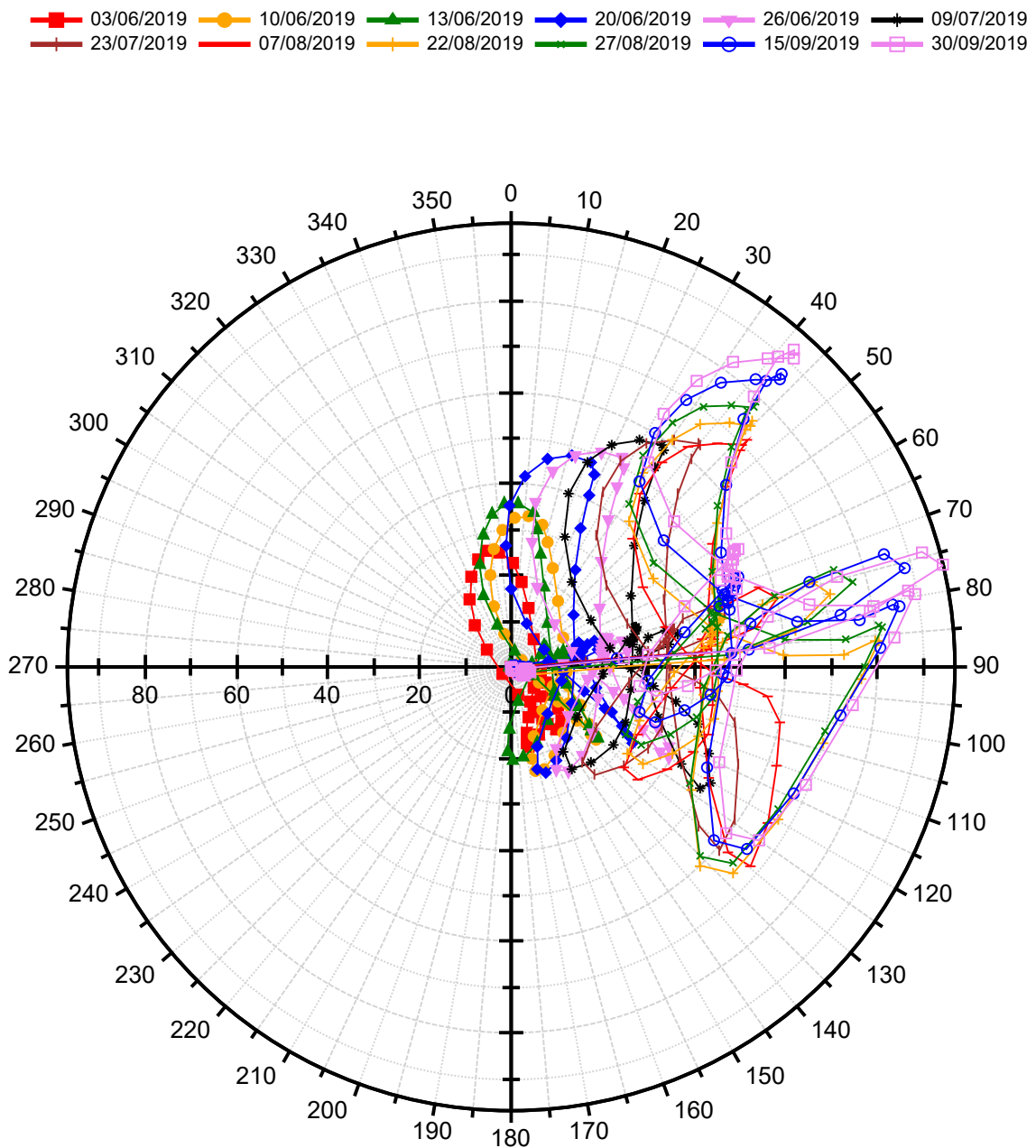


Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-07	L 0	28/05/2019	-	25
INC-PK17-07	L 1	03/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 2	10/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 3	13/06/2019	3	25
INC-PK17-07	L 4	20/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 5	26/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 6	09/07/2019	13	25
INC-PK17-07	L 7	07/08/2019	29	25
INC-PK17-07	L 8	22/08/2019	15	25
INC-PK17-07	L 9	27/08/2019	5	25
INC-PK17-07	L 10	15/09/2019	19	25
INC-PK17-07	L 11	30/09/2019	15	25

Coordonnées (x,y) :	580780 / 4057147
Orientation A+ :	80°
Date d'injection :	

Pk17 INC-07-PK17 Top View



Resultant Profile_Change in mm

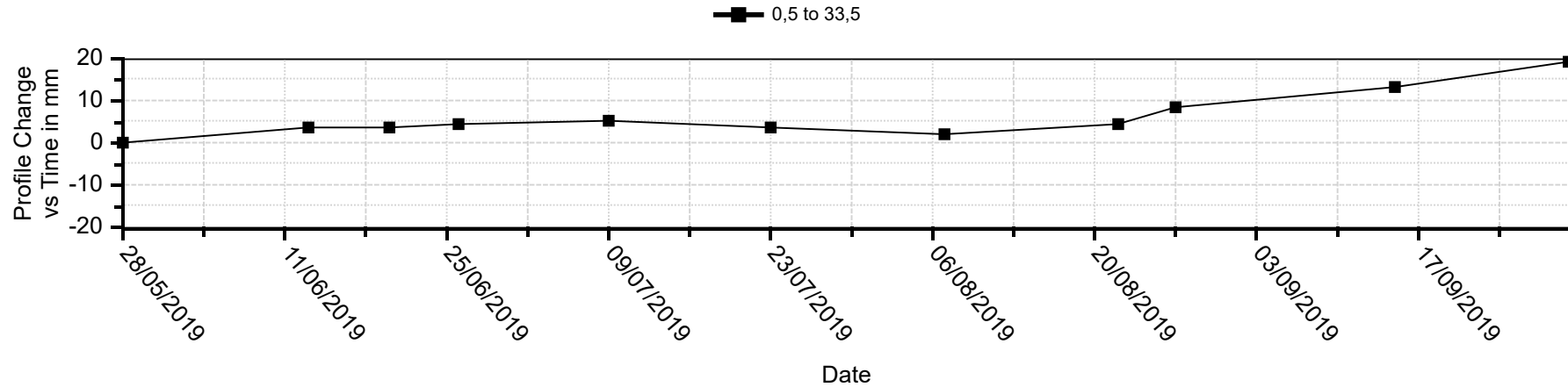
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

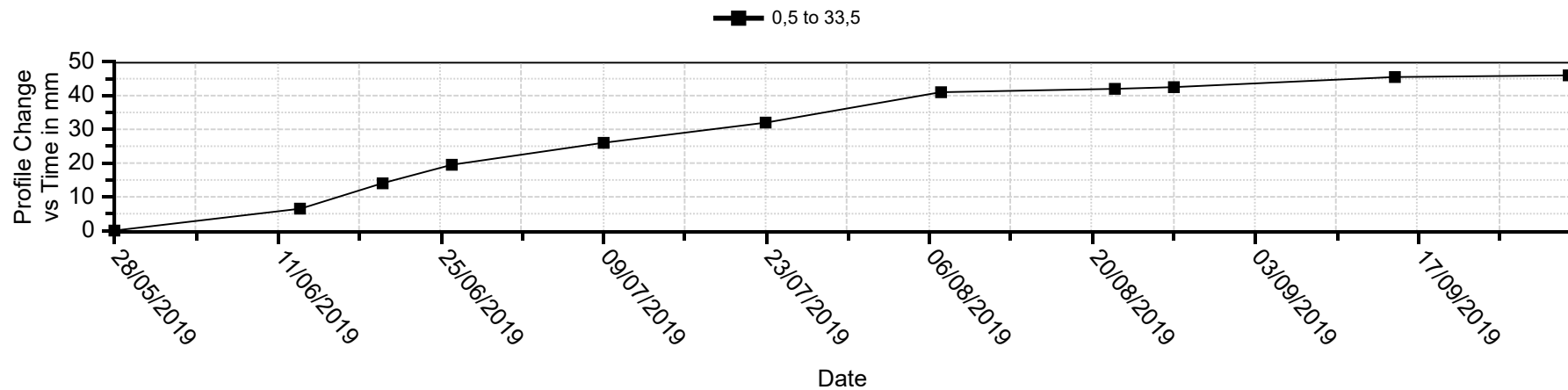
Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-07	L 0	28/05/2019	-	25
INC-PK17-07	L 1	03/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 2	10/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 3	13/06/2019	3	25
INC-PK17-07	L 4	20/06/2019	7	25
INC-PK17-07	L 5	26/06/2019	6	25
INC-PK17-07	L 6	09/07/2019	13	25
INC-PK17-07	L 7	07/08/2019	29	25
INC-PK17-07	L 8	22/08/2019	15	25
INC-PK17-07	L 9	27/08/2019	5	25
INC-PK17-07	L 10	15/09/2019	19	25
INC-PK17-07	L 11	30/09/2019	15	25

Coordonnées (x,y) :	580780 / 4057147
Orientation A+ :	80°
Date d'injection :	

Pk17 INC-07-PK17 A



Pk17 INC-07-PK17 B





SARL INZAMAC Algerie

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Client : Groupement ONE

Dossier N° : GLX-17-076

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-08	L 0	07/05/2019	-	33
INC-PK17-08	L 1	12/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L 2	16/05/2019	4	33
INC-PK17-08	L 3	23/05/2019	7	33
INC-PK17-08	L 4	28/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L 5	13/06/2019	16	33
INC-PK17-08	L 6	11/07/2019	28	33
INC-PK17-08	L 7	14/08/2019	34	33
INC-PK17-08	L 8	22/08/2019	8	33
INC-PK17-08	L 9	16/09/2019	25	33

Coordonnées (x,y) :	580818 / 4057078
Orientation A+ :	140°
Date d'injection :	

INC-PK17-08

- . Courbe de forage
- . Courbe de déformation différentielle
- . Courbe de déformation cumulées
- . Schéma d'orientation par rapport au Nord géodésique
- . Courbe de suivi de vitesse de déformation.

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

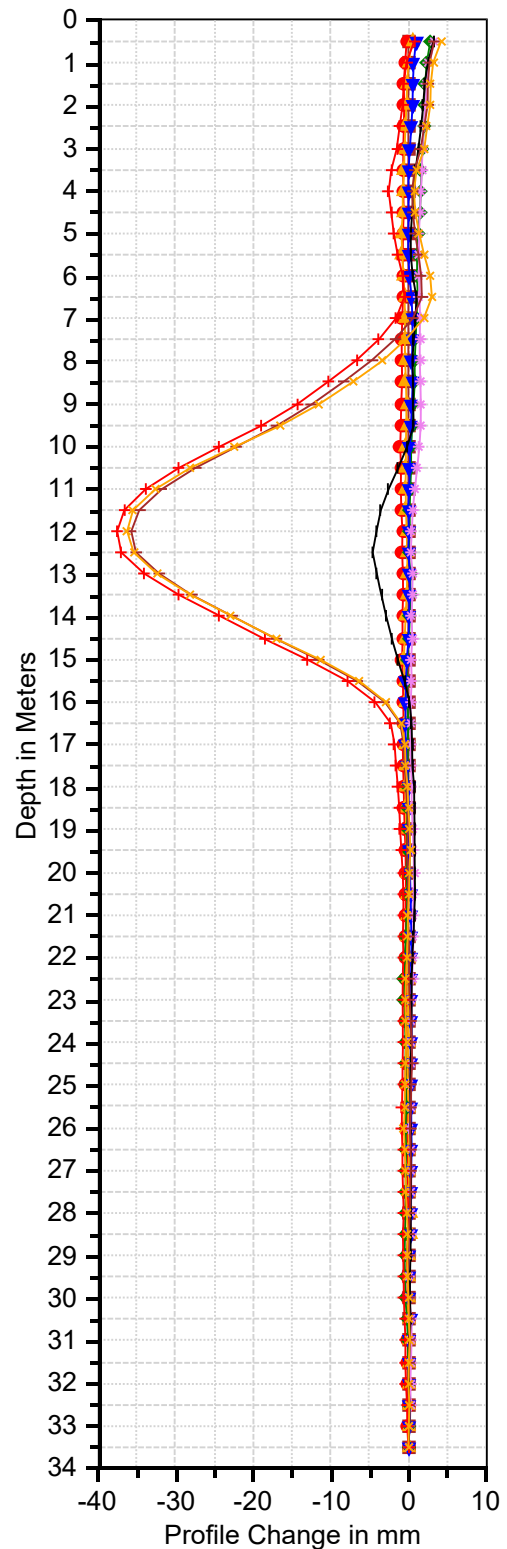
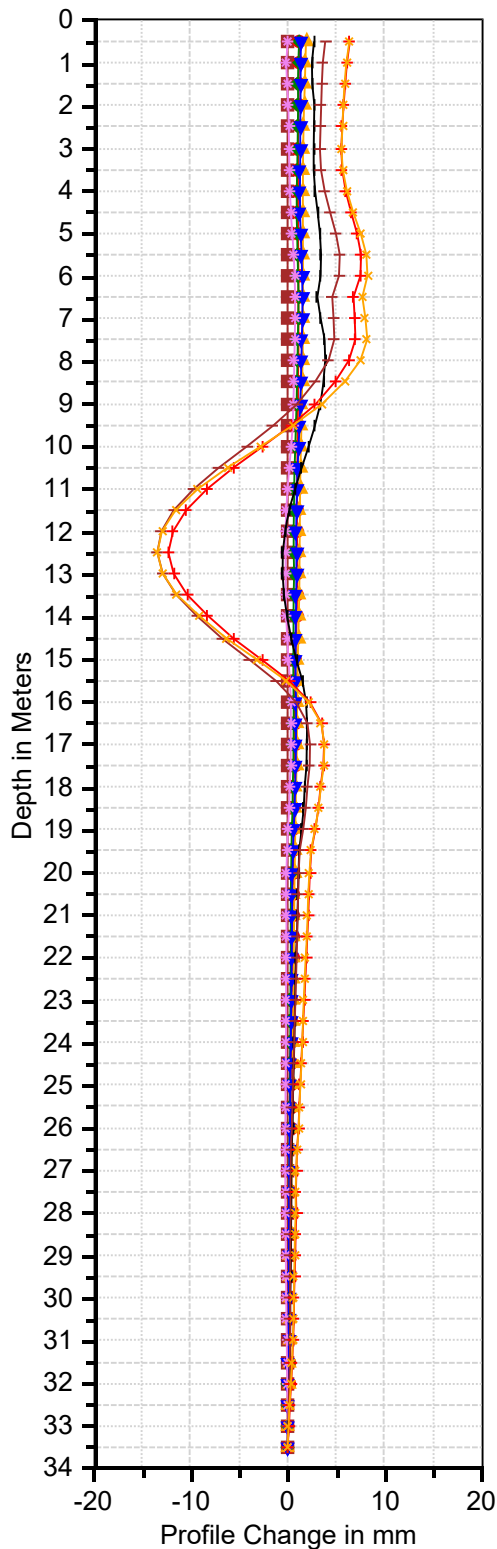
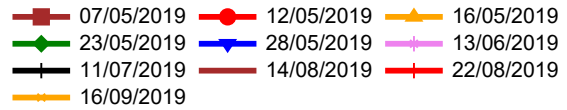
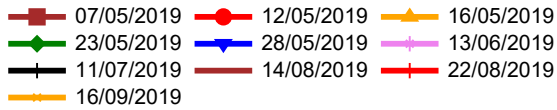
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-08	L 0	07/05/2019	-	33
INC-PK17-08	L 1	12/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L 2	16/05/2019	4	33
INC-PK17-08	L 3	23/05/2019	7	33
INC-PK17-08	L 4	28/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L 5	13/06/2019	16	33
INC-PK17-08	L 6	11/07/2019	28	33
INC-PK17-08	L 7	14/08/2019	34	33
INC-PK17-08	L 8	22/08/2019	8	33
INC-PK17-08	L 9	16/09/2019	25	33

Coordonnées (x,y) :	580818 / 4057078
Orientation A+ :	140°
Date d'injection :	

Pk-17 INC-08-PK17 A

Pk-17 INC-08-PK17 B



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-08	L0	07/05/2019	-	33
INC-PK17-08	L1	12/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L2	16/05/2019	4	33
INC-PK17-08	L3	23/05/2019	7	33
INC-PK17-08	L4	28/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L5	13/06/2019	16	33
INC-PK17-08	L6	11/07/2019	28	33
INC-PK17-08	L7	14/08/2019	34	33
INC-PK17-08	L8	22/08/2019	8	33
INC-PK17-08	L9	16/09/2019	25	33

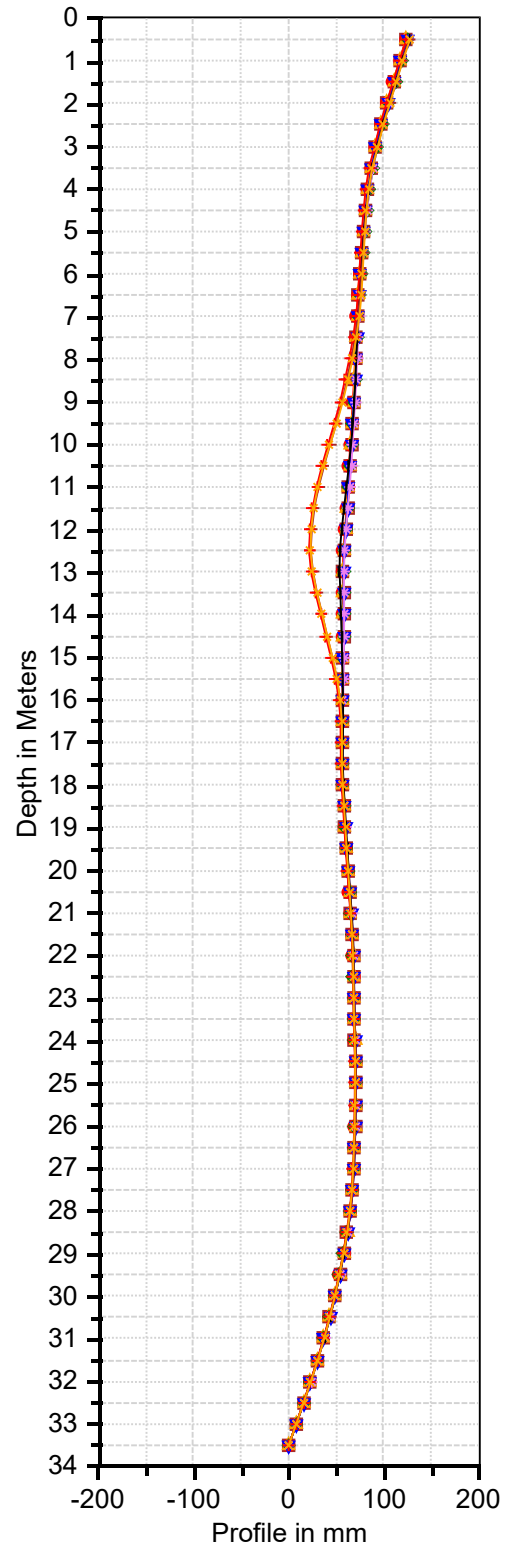
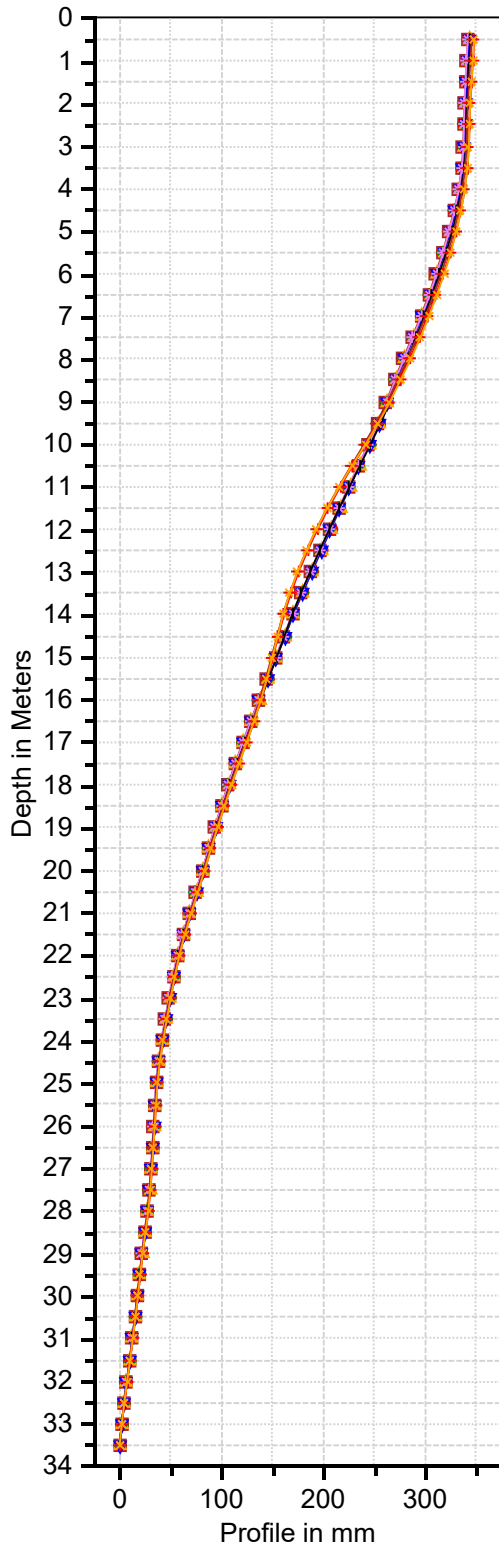
Coordonnées (x,y) :	580818 / 4057078
Orientation A+ :	140°
Date d'injection :	

Pk-17 INC-08-PK17 A

Pk-17 INC-08-PK17 B

- 07/05/2019 (brown square)
- 12/05/2019 (red circle)
- 16/05/2019 (yellow triangle)
- 23/05/2019 (green diamond)
- 28/05/2019 (blue inverted triangle)
- 13/06/2019 (pink star)
- 11/07/2019 (black cross)
- 14/08/2019 (dark red square)
- 22/08/2019 (red plus)
- 16/09/2019 (orange asterisk)

- 07/05/2019 (brown square)
- 12/05/2019 (red circle)
- 16/05/2019 (yellow triangle)
- 23/05/2019 (green diamond)
- 28/05/2019 (blue inverted triangle)
- 13/06/2019 (pink star)
- 11/07/2019 (black cross)
- 14/08/2019 (dark red square)
- 22/08/2019 (red plus)
- 16/09/2019 (orange asterisk)



**Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa**

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-08	L 0	07/05/2019	-	33
INC-PK17-08	L 1	12/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L 2	16/05/2019	4	33
INC-PK17-08	L 3	23/05/2019	7	33
INC-PK17-08	L 4	28/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L 5	13/06/2019	16	33
INC-PK17-08	L 6	11/07/2019	28	33
INC-PK17-08	L 7	14/08/2019	34	33
INC-PK17-08	L 8	22/08/2019	8	33
INC-PK17-08	L 9	16/09/2019	25	33

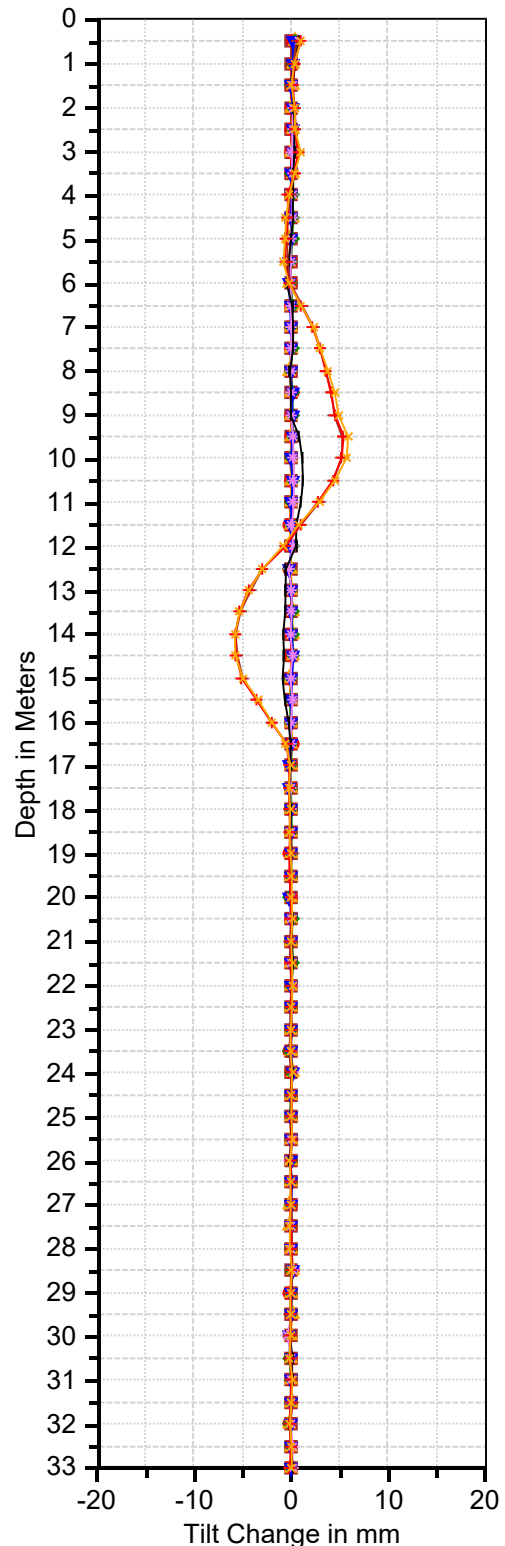
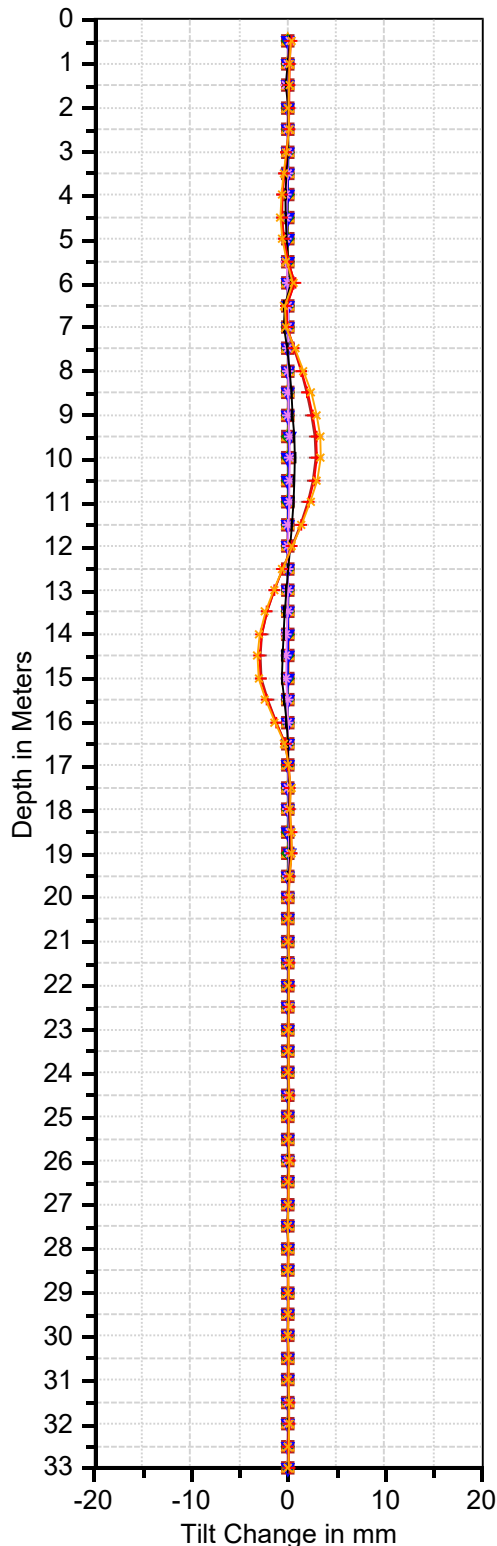
Coordonnées (x,y) :	580818 / 4057078
Orientation A+ :	140°
Date d'injection :	

PK-17 INC-08-PK17 A

PK-17 INC-08-PK17 B

- 07/05/2019 (brown square)
- 12/05/2019 (red circle)
- 16/05/2019 (yellow triangle)
- 23/05/2019 (green diamond)
- 28/05/2019 (blue inverted triangle)
- 13/06/2019 (purple asterisk)
- 11/07/2019 (black cross)
- 14/08/2019 (red plus)
- 22/08/2019 (red asterisk)
- 16/09/2019 (orange asterisk)

- 07/05/2019 (brown square)
- 12/05/2019 (red circle)
- 16/05/2019 (yellow triangle)
- 23/05/2019 (green diamond)
- 28/05/2019 (blue inverted triangle)
- 13/06/2019 (purple asterisk)
- 11/07/2019 (black cross)
- 14/08/2019 (red plus)
- 22/08/2019 (red asterisk)
- 16/09/2019 (orange asterisk)



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

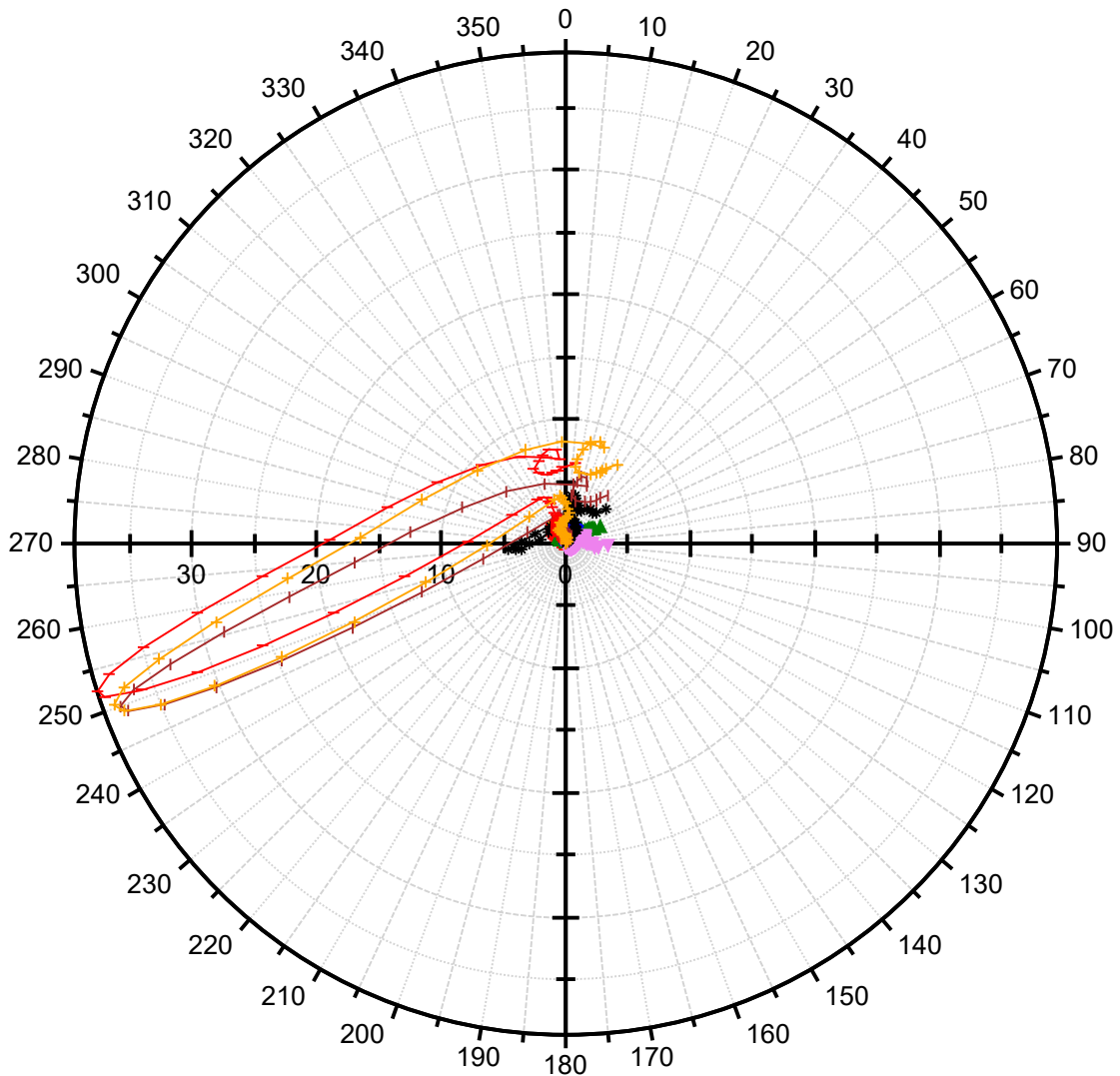
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-08	L0	07/05/2019	-	33
INC-PK17-08	L1	12/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L2	16/05/2019	4	33
INC-PK17-08	L3	23/05/2019	7	33
INC-PK17-08	L4	28/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L5	13/06/2019	16	33
INC-PK17-08	L6	11/07/2019	28	33
INC-PK17-08	L7	14/08/2019	34	33
INC-PK17-08	L8	22/08/2019	8	33
INC-PK17-08	L9	16/09/2019	25	33

Coordonnées (x,y) :	580818 / 4057078
Orientation A+ :	140°
Date d'injection :	

Pk-17 INC-08-PK17 Top View

■ 12/05/2019
 ● 16/05/2019
 ▲ 23/05/2019
 ◆ 28/05/2019
 ▼ 13/06/2019
✦ 11/07/2019
 + 14/08/2019
 + 22/08/2019
 + 16/09/2019



Resultant Profile_Change in mm



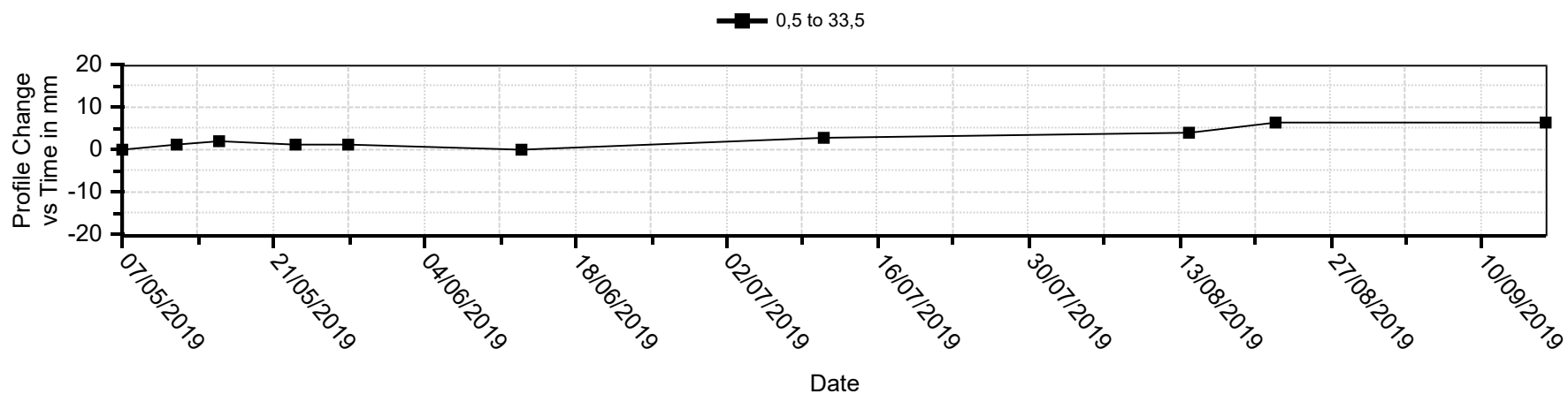
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

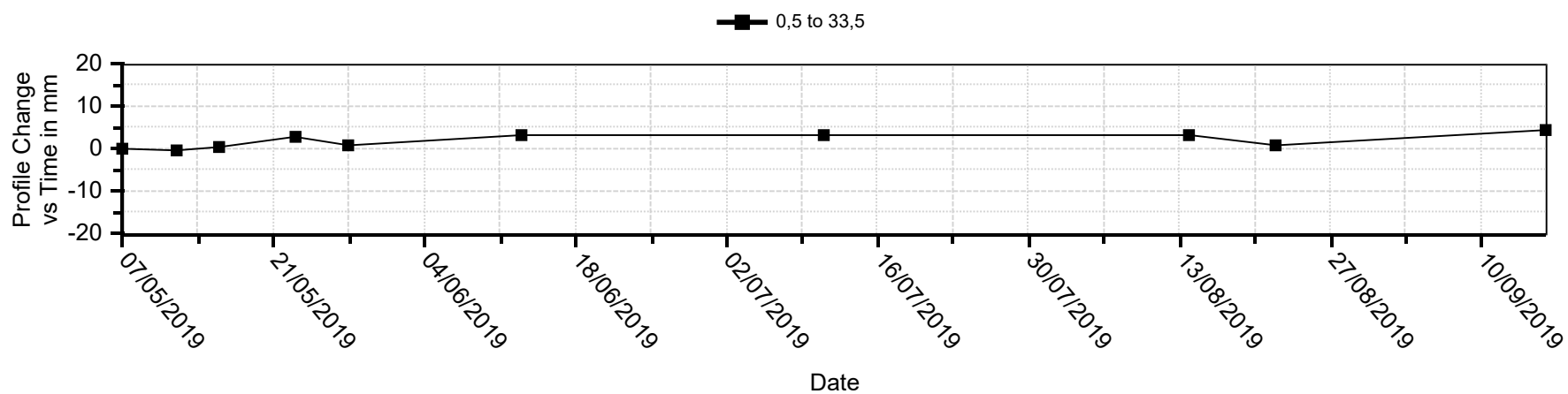
Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-08	L 0	07/05/2019	-	33
INC-PK17-08	L 1	12/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L 2	16/05/2019	4	33
INC-PK17-08	L 3	23/05/2019	7	33
INC-PK17-08	L 4	28/05/2019	5	33
INC-PK17-08	L 5	13/06/2019	16	33
INC-PK17-08	L 6	11/07/2019	28	33
INC-PK17-08	L 7	14/08/2019	34	33
INC-PK17-08	L 8	22/08/2019	8	33
INC-PK17-08	L 9	16/09/2019	25	33

Coordonnées (x,y) :	580818 / 4057078
Orientation A+ :	140°
Date d'injection :	

Pk-17 INC-08-PK17 A



Pk-17 INC-08-PK17 B





SARL INZAMAC Algerie

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Client : Groupement ONE
Dossier N° : GLX-17-076

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-09	L 0	04/08/2019	-	35
INC-PK17-09	L 1	07/08/2019	3	35
INC-PK17-09	L 2	14/08/2019	7	35
INC-PK17-09	L 3	22/08/2019	8	35
INC-PK17-09	L 4	15/09/2019	24	35
INC-PK17-09	L 5	30/09/2019	15	35

Coordonnées (x,y) :	580842 / 4057083
Orientation A+ :	145°
Date d'injection :	

INC-PK17-

- . Courbe de forage
- . Courbe de déformation différentielle
- . Courbe de déformation cumulées
- . Schéma d'orientation par rapport au Nord géodésique
- . Courbe de suivi de vitesse de déformation.

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-09	L 0	04/08/2019	-	35
INC-PK17-09	L 1	07/08/2019	3	35
INC-PK17-09	L 2	14/08/2019	7	35
INC-PK17-09	L 3	22/08/2019	8	35
INC-PK17-09	L 4	15/09/2019	24	35
INC-PK17-09	L 5	30/09/2019	15	35

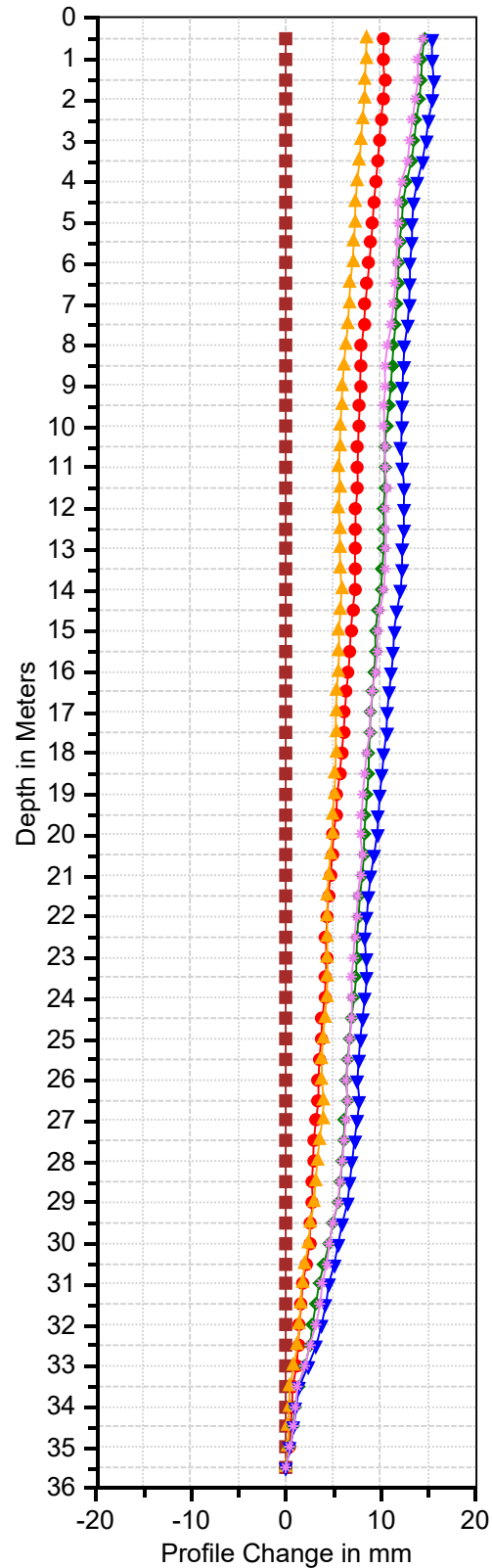
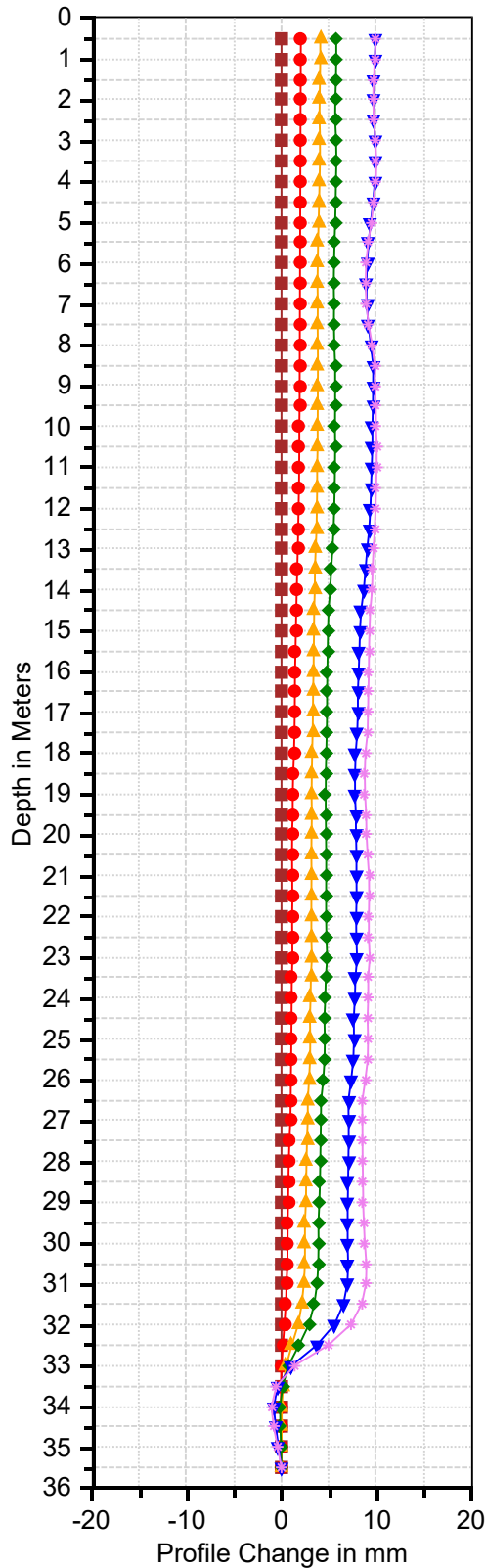
Coordonnées (x,y) :	580842 / 4057083
Orientation A+ :	145°
Date d'injection :	

PK17 INC-PK17-09 A

PK17 INC-PK17-09 B

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ✦ 30/09/2019

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ✦ 30/09/2019



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-09	L 0	04/08/2019	-	35
INC-PK17-09	L 1	07/08/2019	3	35
INC-PK17-09	L 2	14/08/2019	7	35
INC-PK17-09	L 3	22/08/2019	8	35
INC-PK17-09	L 4	15/09/2019	24	35
INC-PK17-09	L 5	30/09/2019	15	35

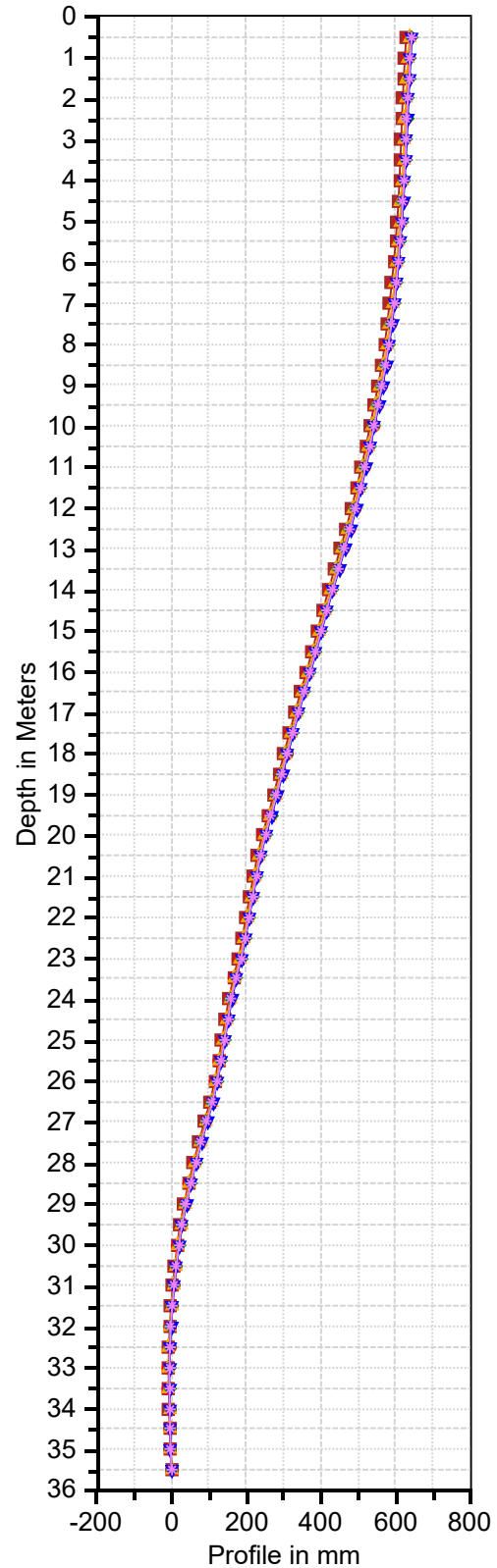
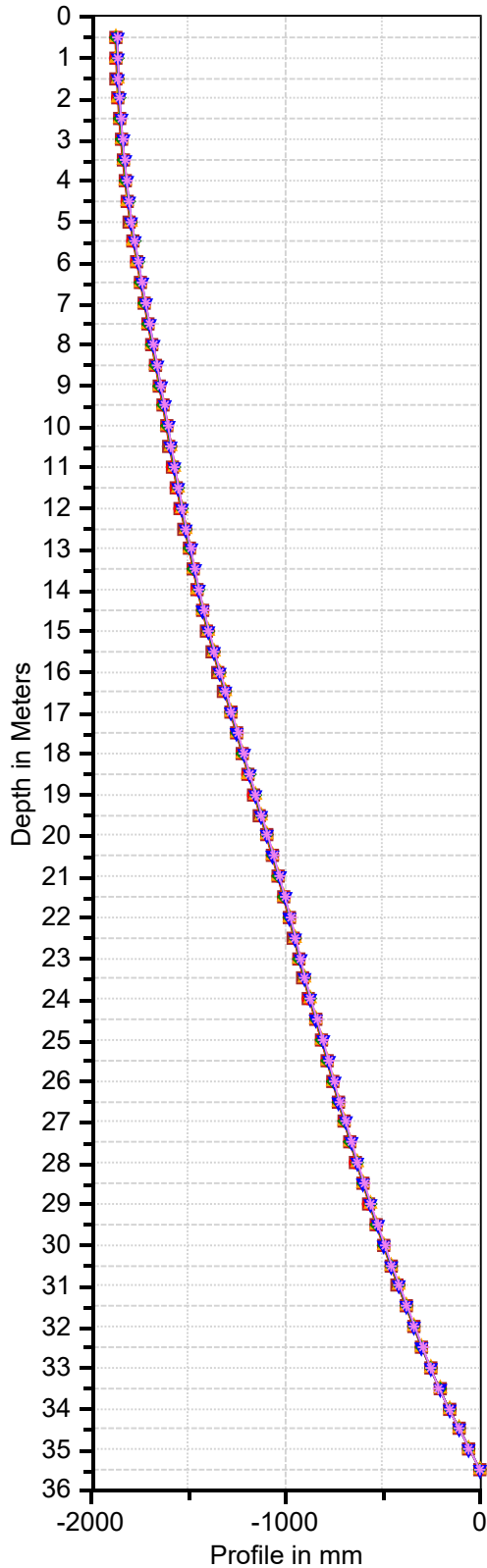
Coordonnées (x,y) :	580842 / 4057083
Orientation A+ :	145°
Date d'injection :	

Pk17 INC-PK17-09 A

Pk17 INC-PK17-09 B

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ◇ 30/09/2019

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ◇ 30/09/2019



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-09	L 0	04/08/2019	-	35
INC-PK17-09	L 1	07/08/2019	3	35
INC-PK17-09	L 2	14/08/2019	7	35
INC-PK17-09	L 3	22/08/2019	8	35
INC-PK17-09	L 4	15/09/2019	24	35
INC-PK17-09	L 5	30/09/2019	15	35

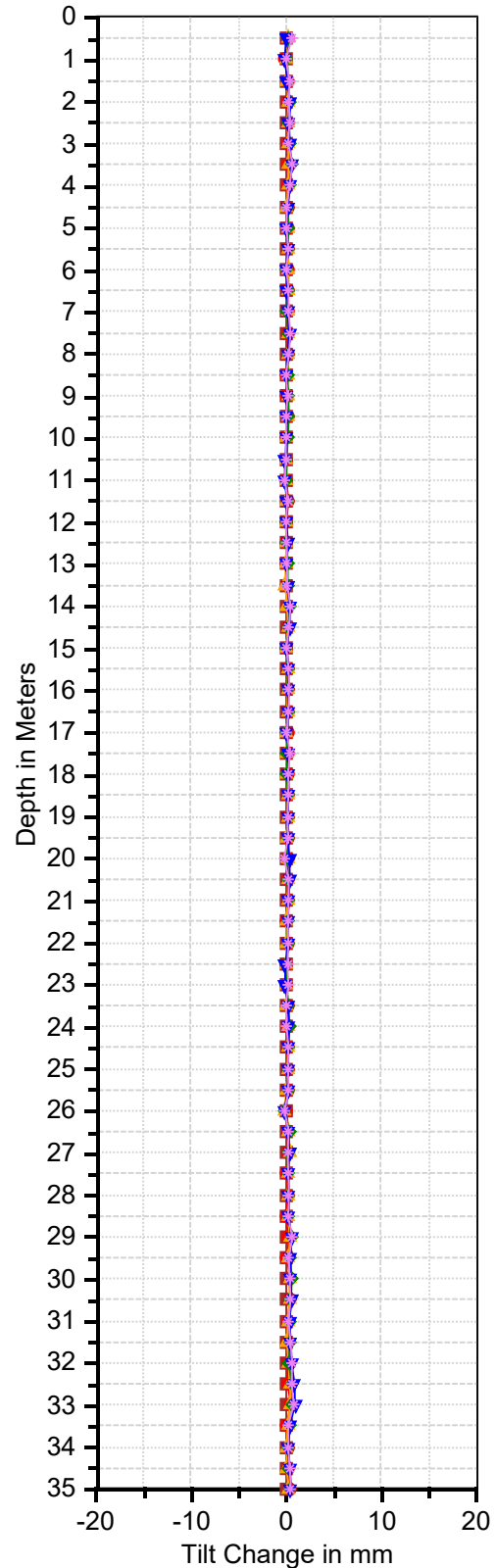
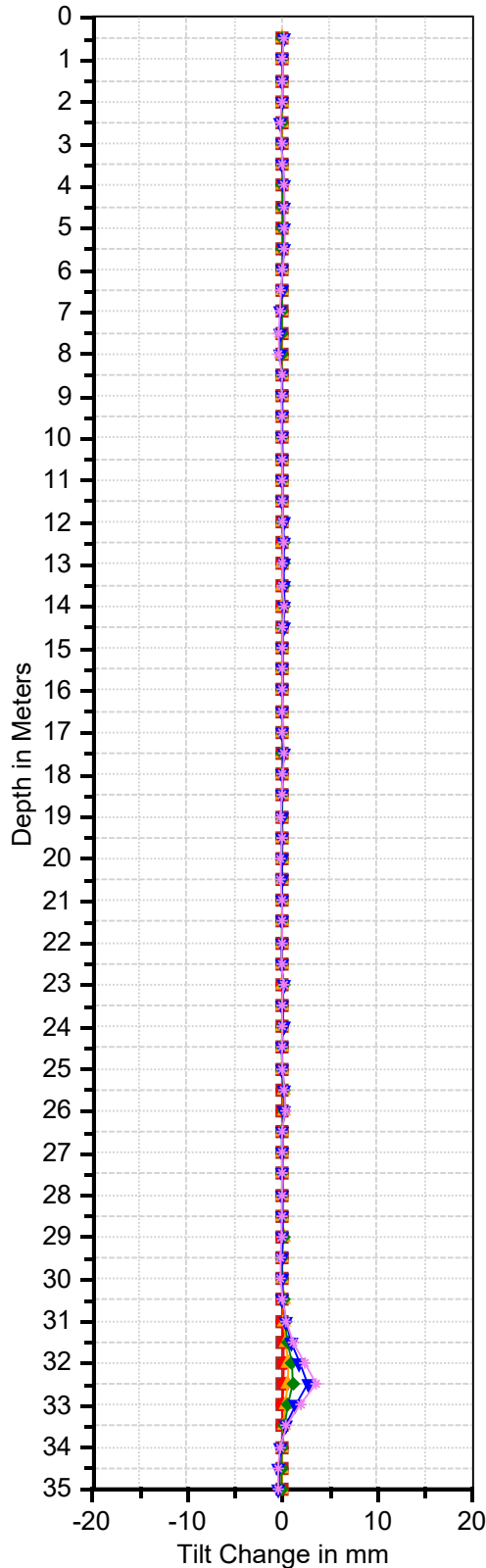
Coordonnées (x,y) :	580842 / 4057083
Orientation A+ :	145°
Date d'injection :	

Pk17 INC-PK17-09 A

Pk17 INC-PK17-09 B

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ◆ 30/09/2019

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ◆ 30/09/2019



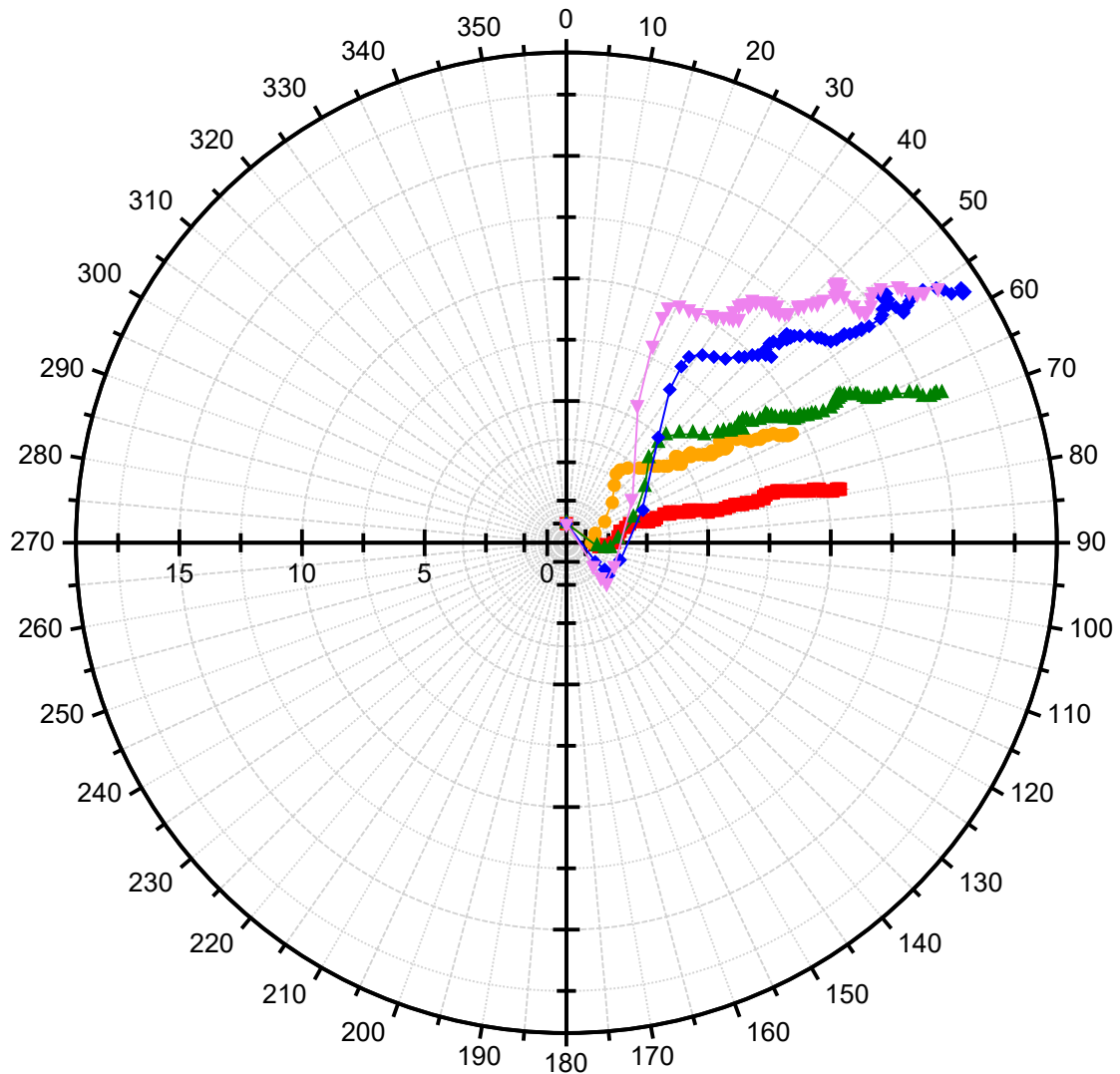
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-09	L 0	04/08/2019	-	35
INC-PK17-09	L 1	07/08/2019	3	35
INC-PK17-09	L 2	14/08/2019	7	35
INC-PK17-09	L 3	22/08/2019	8	35
INC-PK17-09	L 4	15/09/2019	24	35
INC-PK17-09	L 5	30/09/2019	15	35

Coordonnées (x,y) :	580842 / 4057083
Orientation A+ :	145°
Date d'injection :	

Pk17 INC-PK17-09 Top View

■ 07/08/2019
 ● 14/08/2019
 ▲ 22/08/2019
 ◆ 16/09/2019
 ▼ 30/09/2019



Resultant Profile_Change in mm

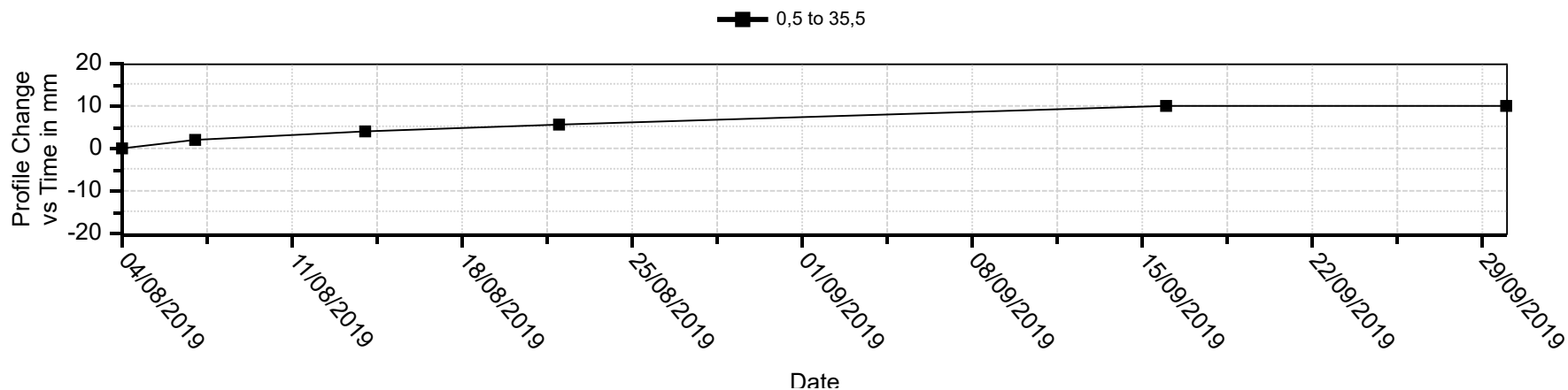
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

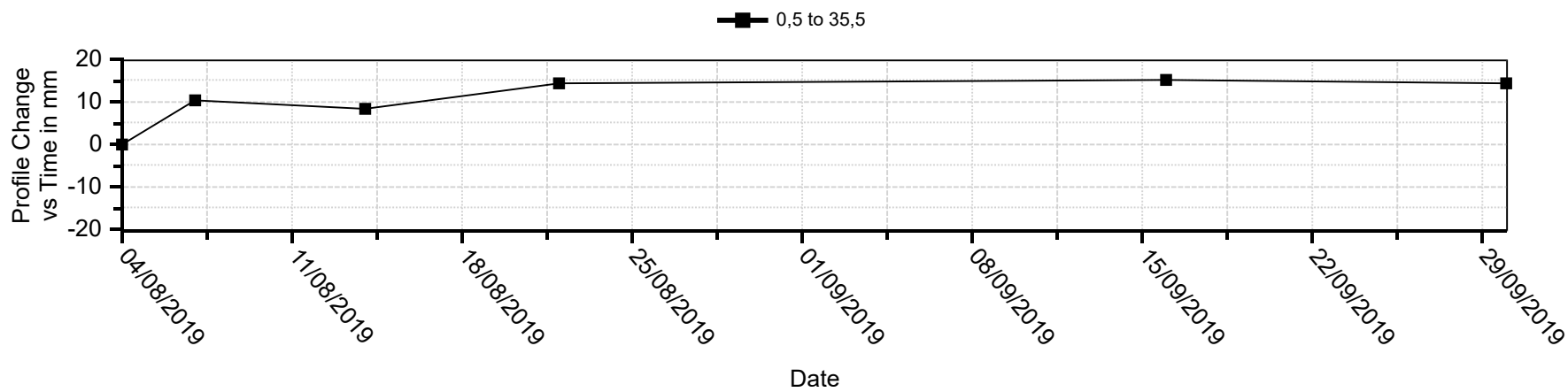
Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-09	L 0	04/08/2019	-	35
INC-PK17-09	L 1	07/08/2019	3	35
INC-PK17-09	L 2	14/08/2019	7	35
INC-PK17-09	L 3	22/08/2019	8	35
INC-PK17-09	L 4	15/09/2019	24	35
INC-PK17-09	L 5	30/09/2019	15	35

Coordonnées (x,y) :	580842 / 4057083
Orientation A+ :	145°
Date d'injection :	

PK17 INC-PK17-09 A



PK17 INC-PK17-09 B





SARL INZAMAC Algerie

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Client : Groupement ONE
Dossier N° : GLX-17-076

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-10	L 0	07/08/2019	-	34
INC-PK17-10	L 1	14/08/2019	7	34
INC-PK17-10	L 2	22/08/2019	8	34
INC-PK17-10	L 3	15/09/2019	24	34
INC-PK17-10	L 4	30/09/2019	15	34

Coordonnées (x,y) :	580853 / 4057092
Orientation A+ :	65°
Date d'injection :	

INC-PK17-10

- . Courbe de forage
- . Courbe de déformation différentielle
- . Courbe de déformation cumulées
- . Schéma d'orientation par rapport au Nord géodésique
- . Courbe de suivi de vitesse de déformation.

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-10	L 0	07/08/2019	-	34
INC-PK17-10	L 1	14/08/2019	7	34
INC-PK17-10	L 2	22/08/2019	8	34
INC-PK17-10	L 3	15/09/2019	24	34
INC-PK17-10	L 4	30/09/2019	15	34

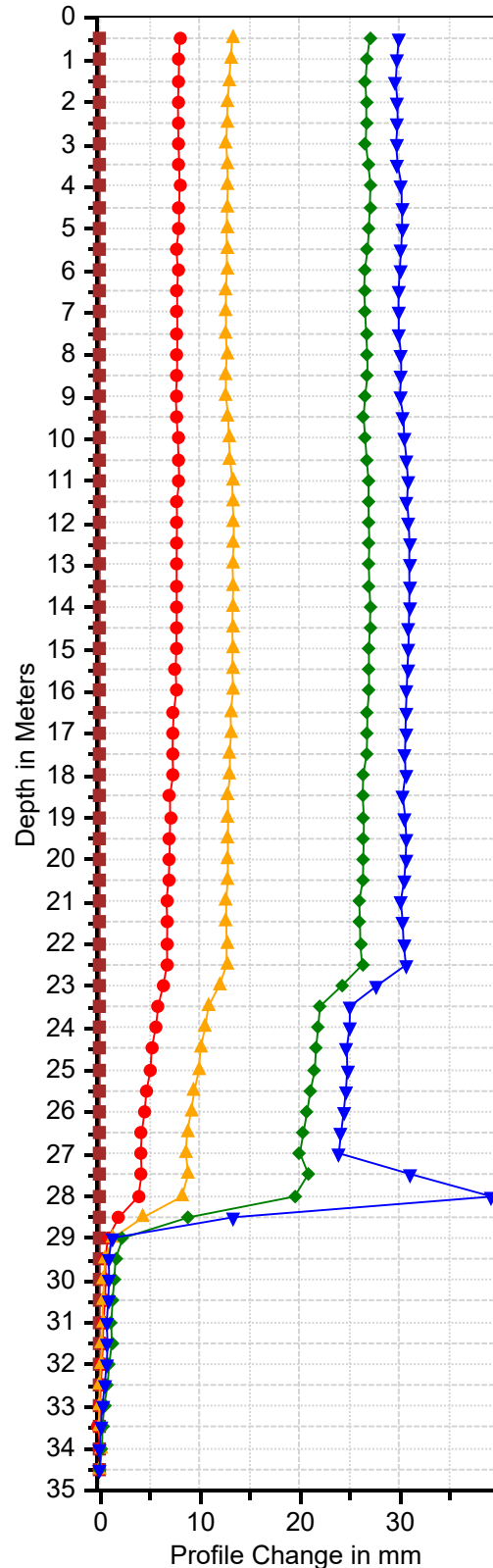
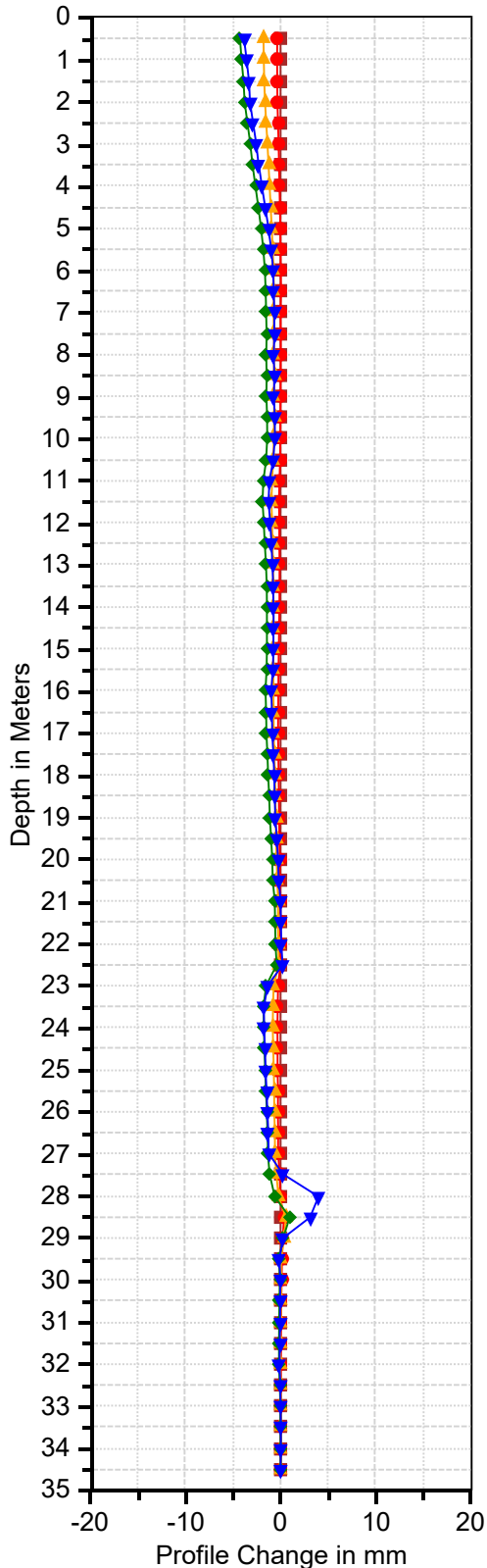
Coordonnées (x,y) :	580853 / 4057092
Orientation A+ :	65°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-10 A

PK-17 INC-PK-17-10 B

■ 07/08/2019 ● 14/08/2019 ▲ 22/08/2019
◆ 15/09/2019 ▼ 30/09/2019

■ 07/08/2019 ● 14/08/2019 ▲ 22/08/2019
◆ 15/09/2019 ▼ 30/09/2019



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-10	L0	07/08/2019	-	34
INC-PK17-10	L1	14/08/2019	7	34
INC-PK17-10	L2	22/08/2019	8	34
INC-PK17-10	L3	15/09/2019	24	34
INC-PK17-10	L4	30/09/2019	15	34

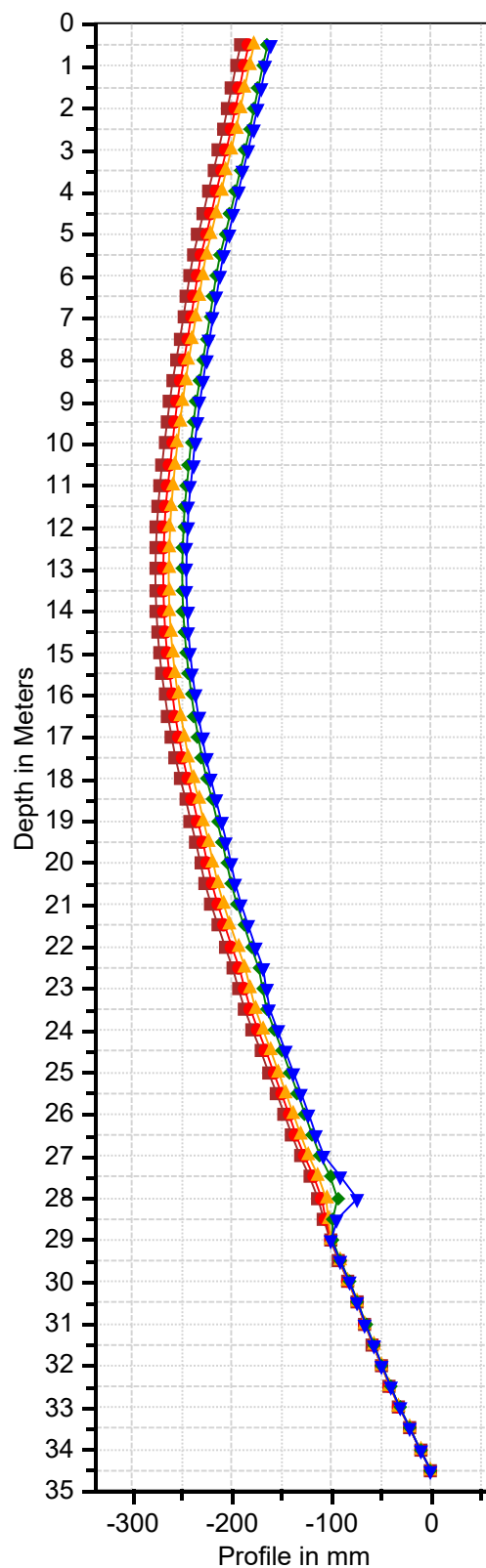
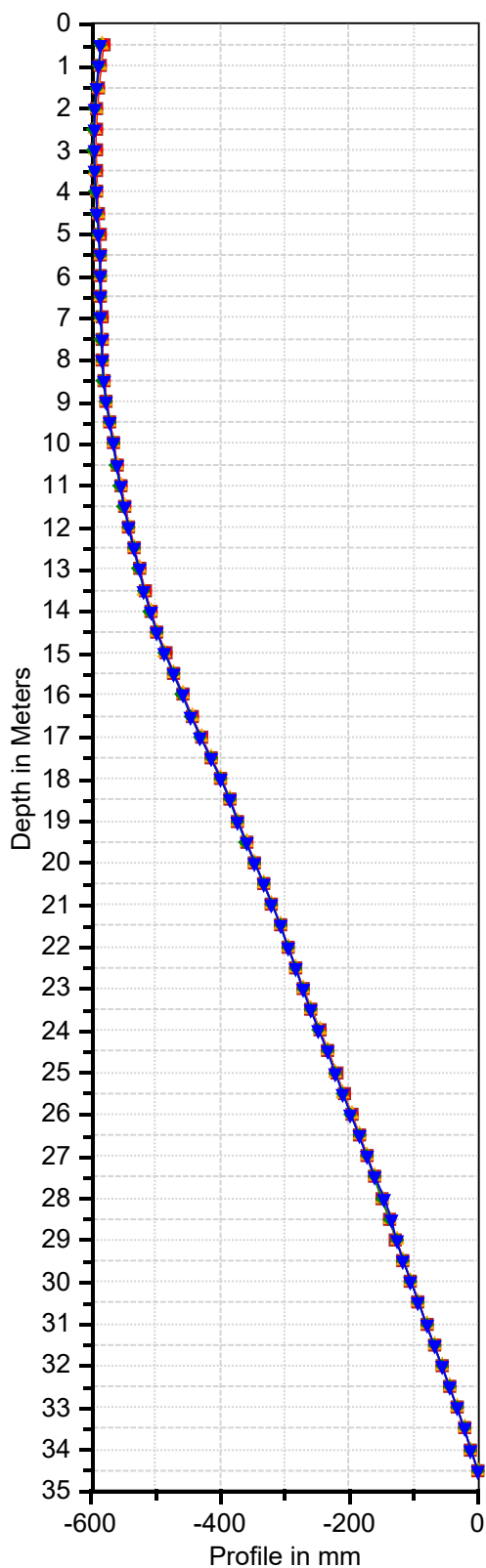
Coordonnées (x,y) :	580853 / 4057092
Orientation A+ :	65°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-10 A

PK-17 INC-PK-17-10 B

■ 07/08/2019 ● 14/08/2019 ▲ 22/08/2019
◆ 15/09/2019 ▼ 30/09/2019

■ 07/08/2019 ● 14/08/2019 ▲ 22/08/2019
◆ 15/09/2019 ▼ 30/09/2019



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-10	L 0	07/08/2019	-	34
INC-PK17-10	L 1	14/08/2019	7	34
INC-PK17-10	L 2	22/08/2019	8	34
INC-PK17-10	L 3	15/09/2019	24	34
INC-PK17-10	L 4	30/09/2019	15	34

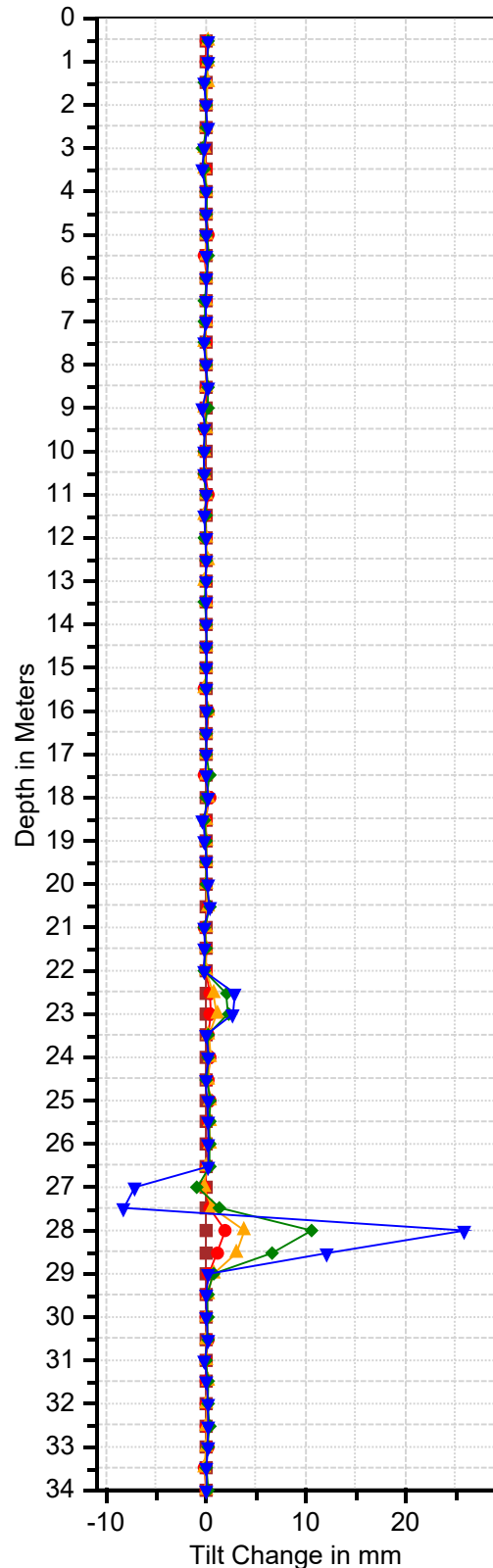
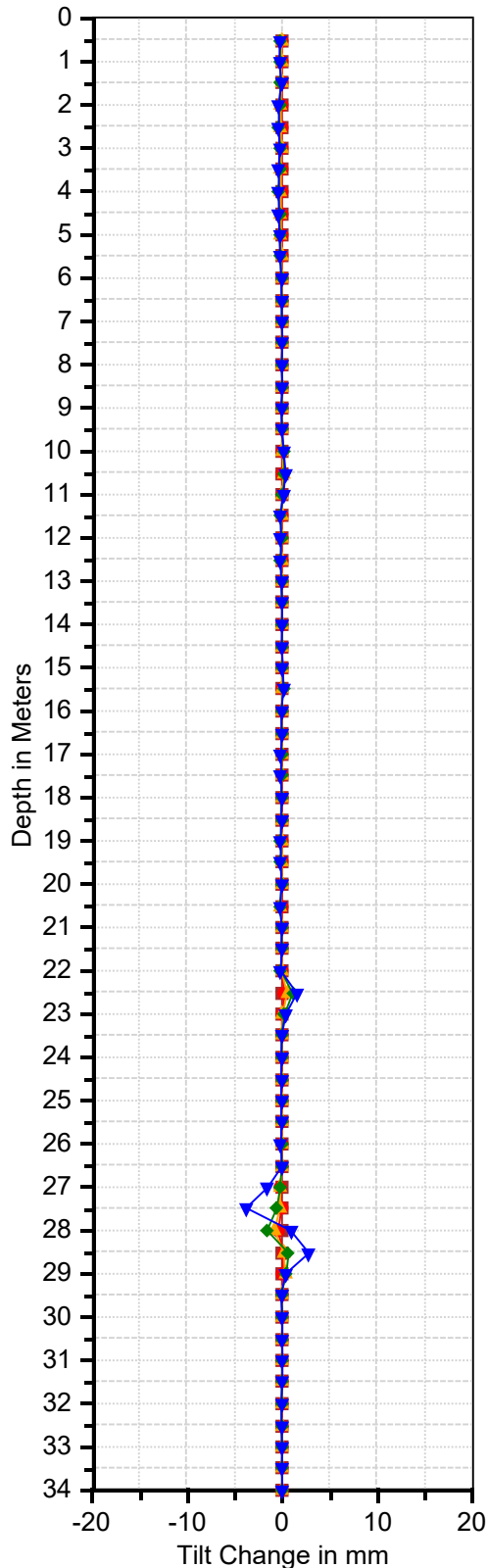
Coordonnées (x,y) :	580853 / 4057092
Orientation A+ :	65°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-10 A

PK-17 INC-PK-17-10 B

■ 07/08/2019 ● 14/08/2019 ▲ 22/08/2019
◆ 15/09/2019 ▼ 30/09/2019

■ 07/08/2019 ● 14/08/2019 ▲ 22/08/2019
◆ 15/09/2019 ▼ 30/09/2019



Déformation par rapport au Nord

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

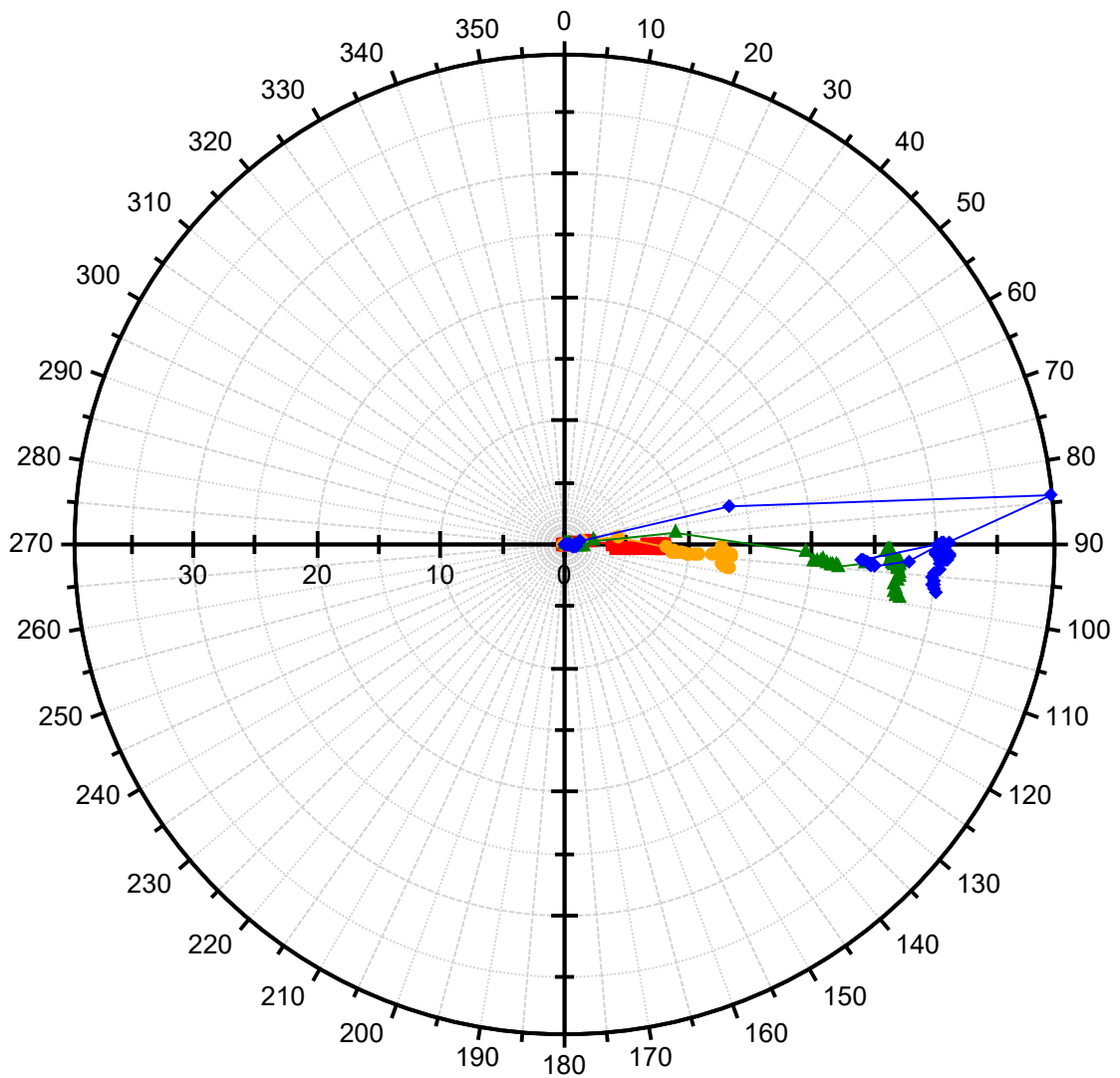
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-10	L 0	07/08/2019	-	34
INC-PK17-10	L 1	14/08/2019	7	34
INC-PK17-10	L 2	22/08/2019	8	34
INC-PK17-10	L 3	15/09/2019	24	34
INC-PK17-10	L 4	30/09/2019	15	34

Coordonnées (x,y) :	580853 / 4057092
Orientation A+ :	65°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-10 Top View

■ 14/08/2019
 ● 22/08/2019
 ▲ 15/09/2019
 ◆ 30/09/2019



Resultant Profile_Change in mm



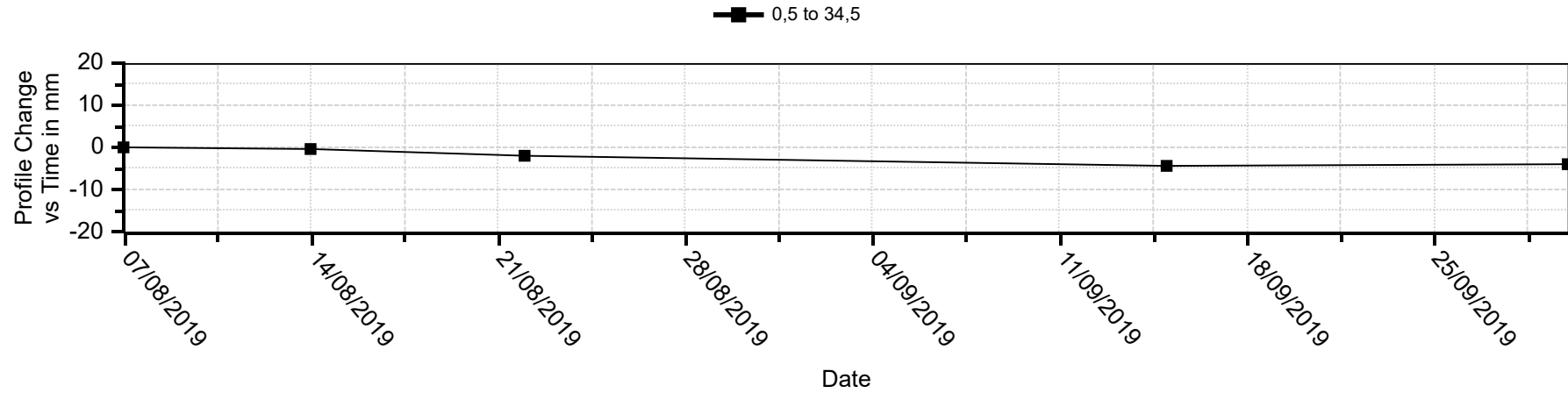
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

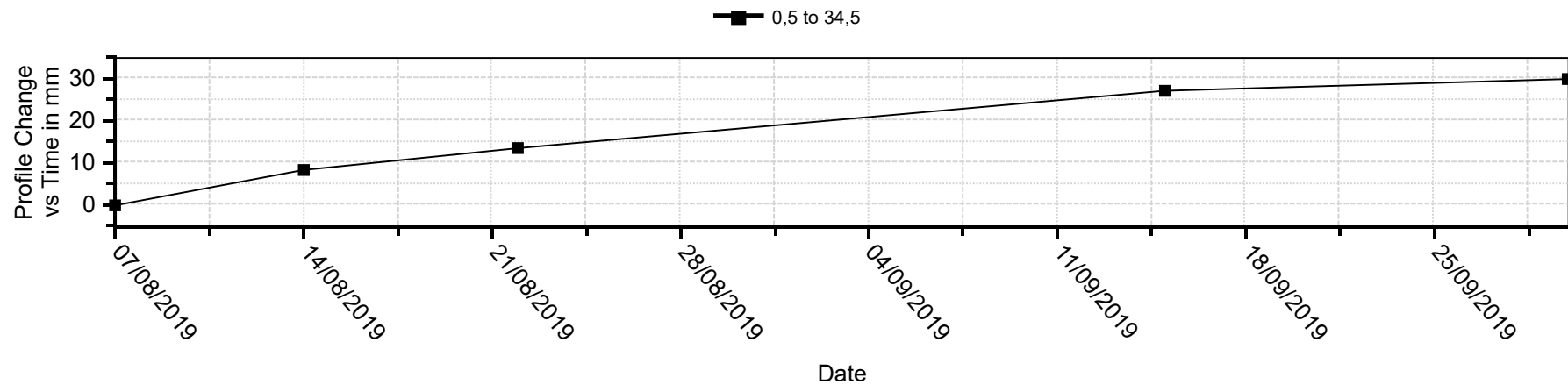
Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-10	L 0	07/08/2019	-	34
INC-PK17-10	L 1	14/08/2019	7	34
INC-PK17-10	L 2	22/08/2019	8	34
INC-PK17-10	L 3	15/09/2019	24	34
INC-PK17-10	L 4	30/09/2019	15	34

Coordonnées (x,y) :	580853 / 4057092
Orientation A+ :	65°
Date d'injection :	

PK-17 INC-PK-17-10 A



PK-17 INC-PK-17-10 B





SARL INZAMAC Algerie

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Client : Groupement ONE
Dossier N° : GLX-17-076

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-11	L 0	04/08/2019	-	34
INC-PK17-11	L 1	07/08/2019	3	34
INC-PK17-11	L 2	14/08/2019	7	34
INC-PK17-11	L 3	22/08/2019	8	34
INC-PK17-11	L 4	16/09/2019	25	34
INC-PK17-11	L 5	30/09/2019	14	34

Coordonnées (x,y) :	580867 / 4057103
Orientation A+ :	160°
Date d'injection :	

INC-PK17-11

- . Courbe de forage
- . Courbe de déformation différentielle
- . Courbe de déformation cumulées
- . Schéma d'orientation par rapport au Nord géodésique
- . Courbe de suivi de vitesse de déformation.

Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
 Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-11	L 0	04/08/2019	-	34
INC-PK17-11	L 1	07/08/2019	3	34
INC-PK17-11	L 2	14/08/2019	7	34
INC-PK17-11	L 3	22/08/2019	8	34
INC-PK17-11	L 4	16/09/2019	25	34
INC-PK17-11	L 5	30/09/2019	14	34

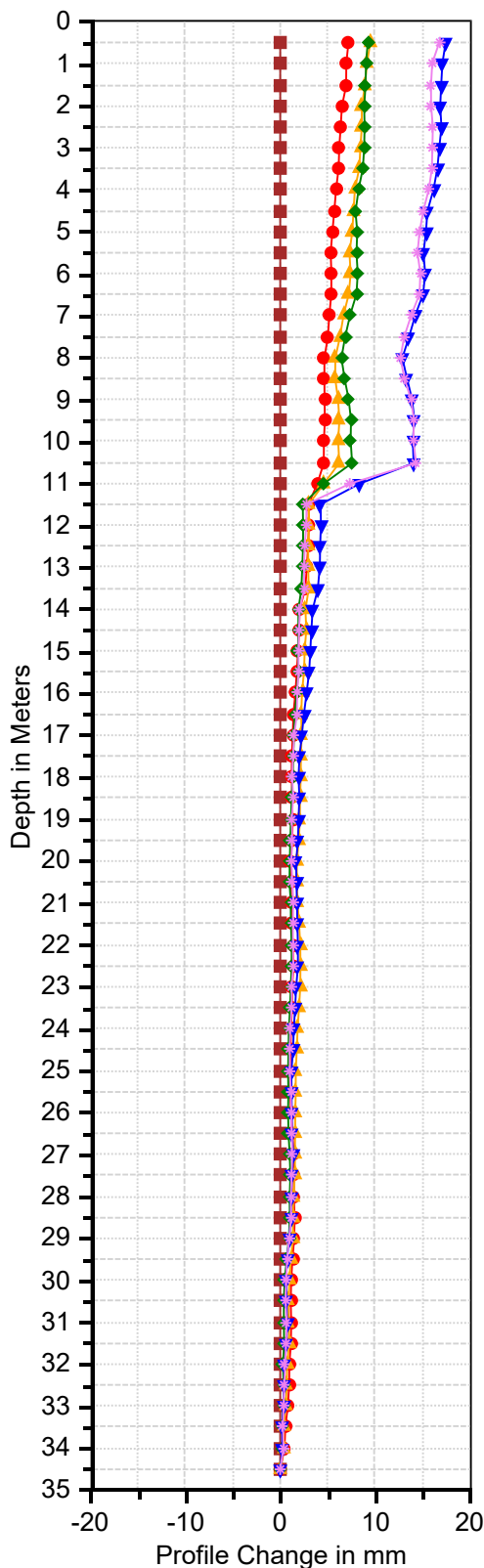
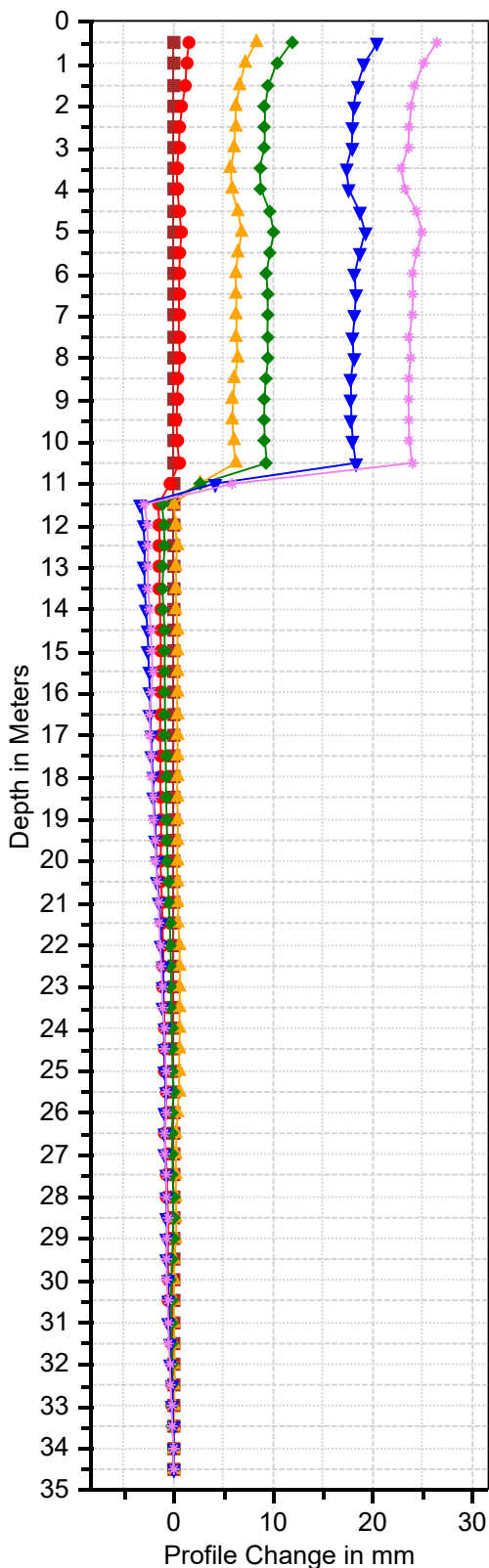
Coordonnées (x,y) :	580867 / 4057103
Orientation A+ :	160°
Date d'injection :	

Pk17 INC-PK17-11 A

Pk17 INC-PK17-11 B

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ◇ 30/09/2019

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ◇ 30/09/2019



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-11	L 0	04/08/2019	-	34
INC-PK17-11	L 1	07/08/2019	3	34
INC-PK17-11	L 2	14/08/2019	7	34
INC-PK17-11	L 3	22/08/2019	8	34
INC-PK17-11	L 4	16/09/2019	25	34
INC-PK17-11	L 5	30/09/2019	14	34

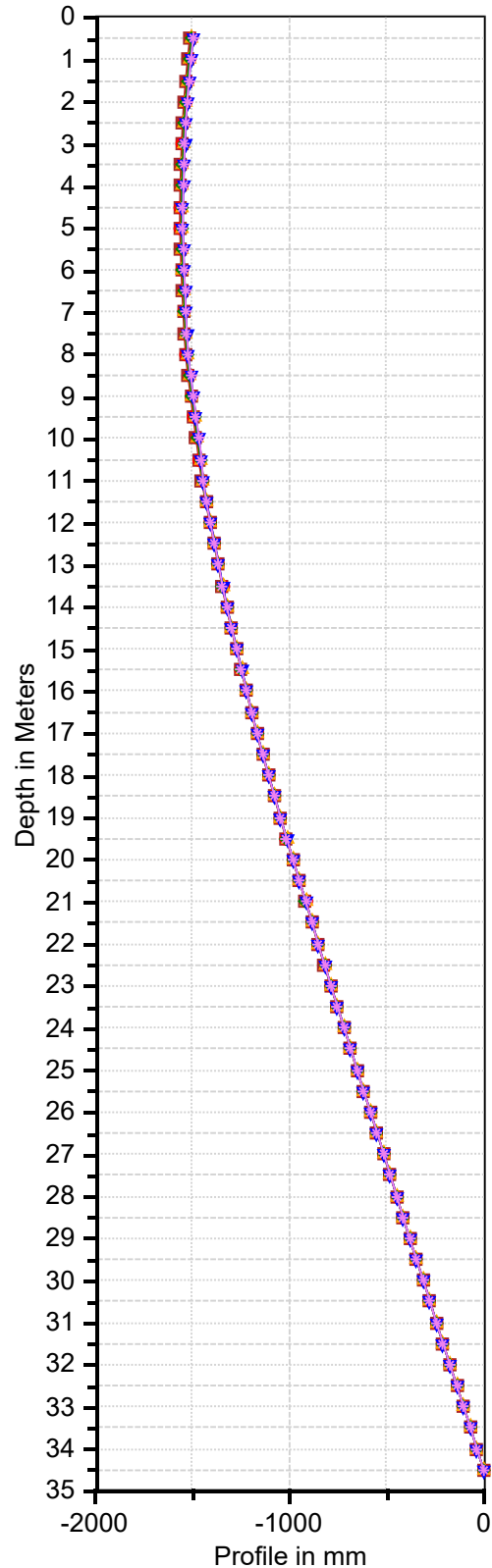
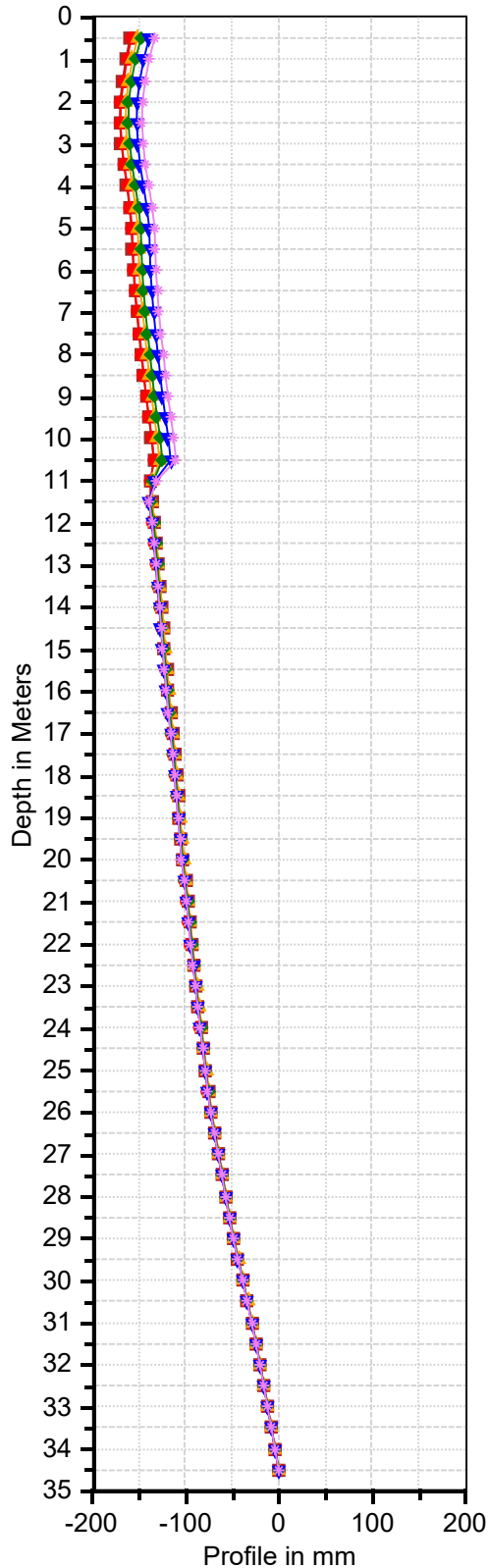
Coordonnées (x,y) :	580867 / 4057103
Orientation A+ :	160°
Date d'injection :	

PK17 INC-PK17-11 A

PK17 INC-PK17-11 B

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ✦ 30/09/2019

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ✦ 30/09/2019



Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-11	L 0	04/08/2019	-	34
INC-PK17-11	L 1	07/08/2019	3	34
INC-PK17-11	L 2	14/08/2019	7	34
INC-PK17-11	L 3	22/08/2019	8	34
INC-PK17-11	L 4	16/09/2019	25	34
INC-PK17-11	L 5	30/09/2019	14	34

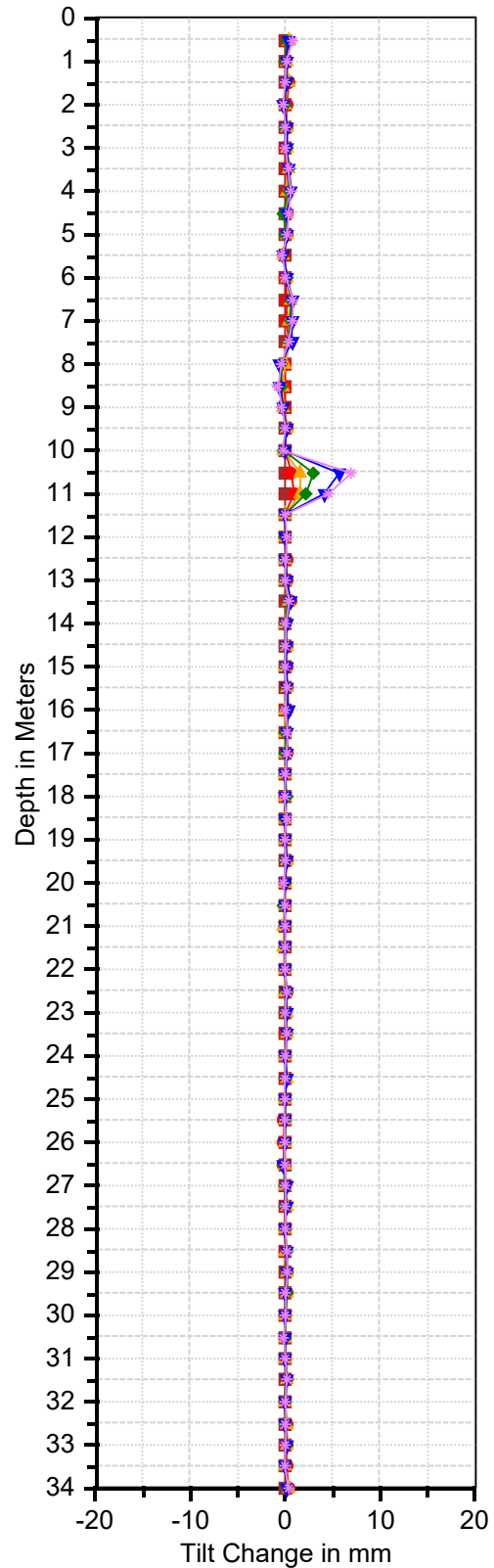
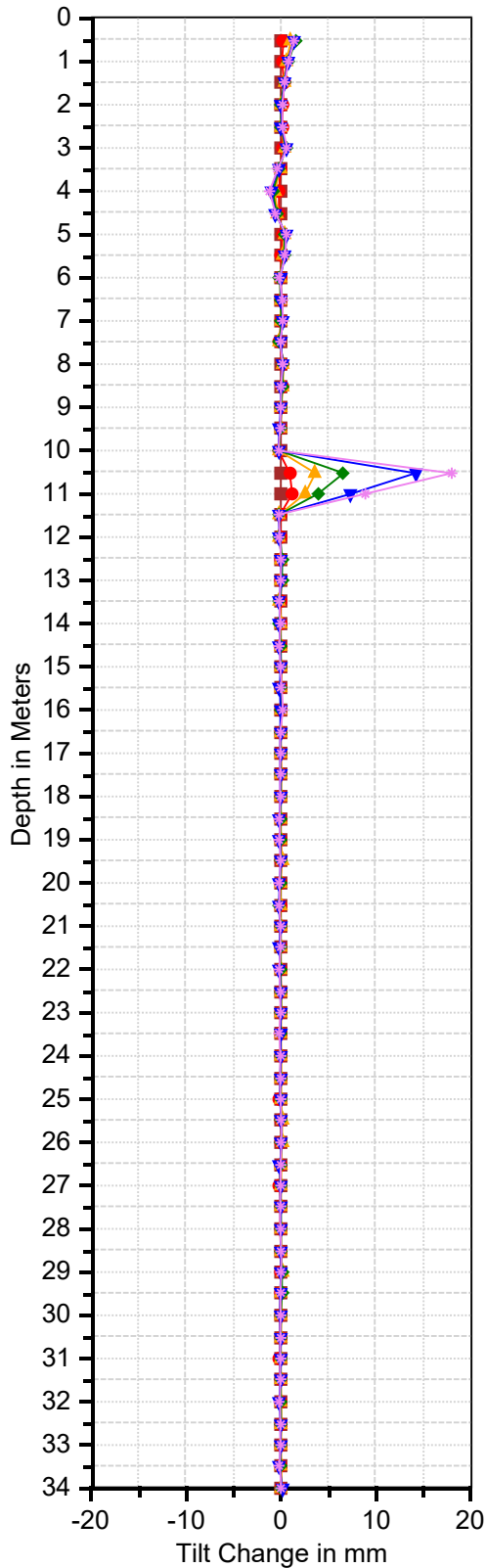
Coordonnées (x,y) :	580867 / 4057103
Orientation A+ :	160°
Date d'injection :	

Pk17 INC-PK17-11 A

Pk17 INC-PK17-11 B

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ◆ 30/09/2019

■ 04/08/2019 ● 07/08/2019 ▲ 14/08/2019
◆ 22/08/2019 ▼ 16/09/2019 ◆ 30/09/2019



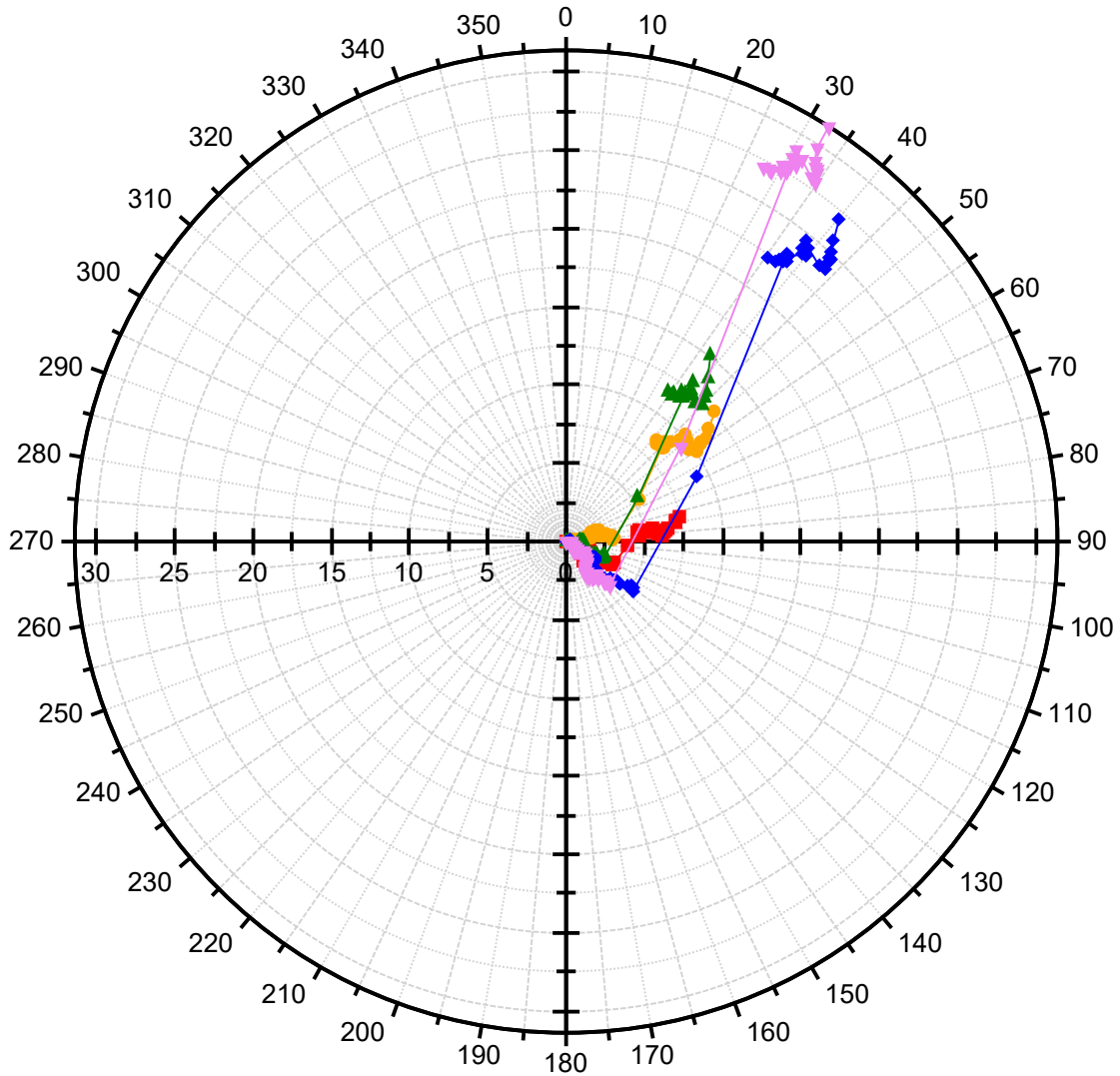
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou
Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-11	L 0	04/08/2019	-	34
INC-PK17-11	L 1	07/08/2019	3	34
INC-PK17-11	L 2	14/08/2019	7	34
INC-PK17-11	L 3	22/08/2019	8	34
INC-PK17-11	L 4	16/09/2019	25	34
INC-PK17-11	L 5	30/09/2019	14	34

Coordonnées (x,y) :	580867 / 4057103
Orientation A+ :	160°
Date d'injection :	

Pk17 INC-PK17-11 Top View

■ 07/08/2019
 ● 14/08/2019
 ▲ 22/08/2019
 ◆ 16/09/2019
 ▼ 30/09/2019





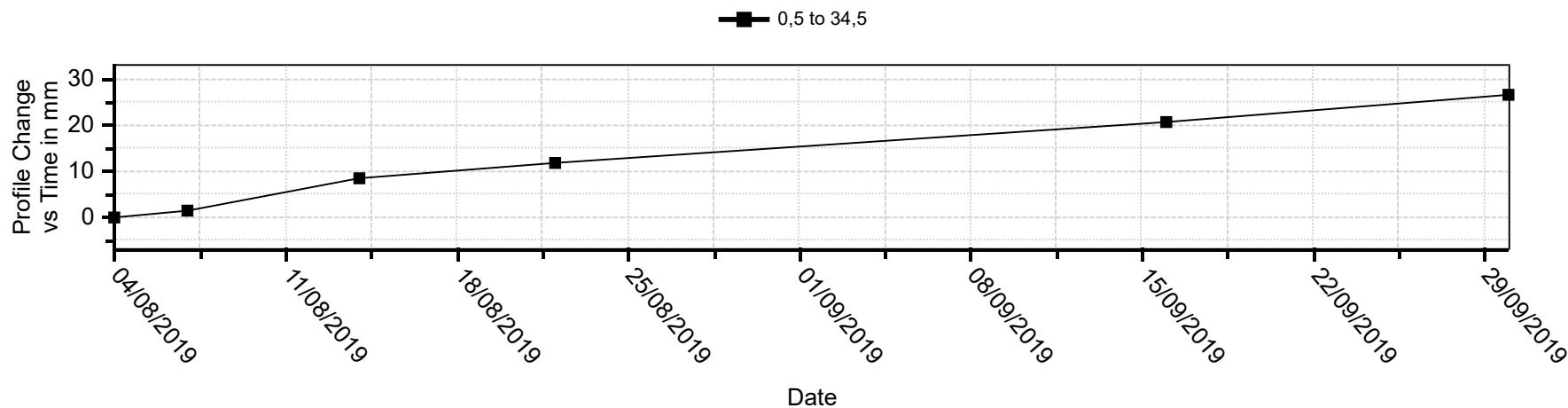
Suivi inclinométrique au niveau de la pénétrante de Tizi-ouzou

Site: PK-17 Ait Yaia Moussa

Sondage	Serie de mesure	Date de mesure	Diff jours	profondeur
INC-PK17-11	L 0	04/08/2019	-	34
INC-PK17-11	L 1	07/08/2019	3	34
INC-PK17-11	L 2	14/08/2019	7	34
INC-PK17-11	L 3	22/08/2019	8	34
INC-PK17-11	L 4	16/09/2019	25	34
INC-PK17-11	L 5	30/09/2019	14	34

Coordonnées (x,y) :	580867 / 4057103
Orientation A+ :	160°
Date d'injection :	

Pk17 INC-PK17-11 A



Pk17 INC-PK17-11 B

