République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude des mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel Approche numérique tridimensionnelle Cas du tunnel autoroutier de Sidi-Aïch, Pénétrante de Bejaïa

Présenté par :

Mlle Imene HADDAD

Mlle Massila OUGUENOUNE

Encadré par :

M. Rafik Hebib

M. Hamadi Kamel

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Au terme de ce travail, nous souhaitons remercier en premier lieu notre encadreur Monsieur Rafik Hebib pour son soutien, ses conseils précieux, son encouragement et surtout de nous avoir dirigées vers ce thème de mémoire qui était en totale adéquation avec nos attentes.

Nous tenons à remercier particulièrement notre co-encadreur Monsieur Kamel Hamadi de nous avoir offert les meilleures conditions de travail qui soit en nous donnant la chance de côtoyer des ingénieurs.

Ensuite nous sommes parfaitement reconnaissantes envers notre maitre de stage Monsieur Vitor Cruz pour sa grande disponibilité et sa générosité infinie. Nous tenons à le remercier de nous avoir fait bénéficier de son expérience et de ses précieux conseils.

Nous ne saurons manquer d'exprimer notre gratitude à Monsieur Kermiche Abdellatif, qui nous a donné l'opportunité d'intégrer la technologie de la digitalisation dans notre mémoire et qui nous a guidées depuis le début à apprendre de nouveaux outils et acquérir des compétences distinguées dans le domaine du BIM.

Nous remercions Madame la directrice de l'ENSTP de nous avoir facilité les procédures exigées par notre organisme d'accueil.

Merci à Mlle. Hayat, pour sa patience et sa servitude.

Et enfin, nous souhaitons adresser nos remerciements à toute personne contribuant de près ou de loin à la perfection de ce mémoire.

Dédicaces

A ma mère,

Ma très chère maman, je te dédie ce travail en espérant qu'il soit l'exaucement de tes vœux, je ne saurais te remercier assez pour tout ce que tu as fait et tu continues de faire pour nous. Sache maman que je ferai tout pour te rendre fière et honorer tes sacrifices et je consacrerai ma vie à t'apporter bonheur. Puisse dieu t'accorder santé et longue vie.

A mon père,

Tu étais pour moi une épaule tendre et tu m'as tant soutenu pour arriver là où je suis, que ce modeste travail soit le symbole de ma gratitude et mon affection infinie. Que dieu te préserve papa et te procure longue vie et bonheur.

A mon cher grand père djedou Hocine,

Qui m'a toujours encouragé dans mes études et m'a donné des conseils en or.
Je t'en remercie djedou et je suis fière d'être ta petite fille.

A mes grands-parents paternels, puisse dieu le tout puissant les accueillir en son vaste paradis.

A ma binôme Massila,

Je te remercie de ta patience et de tous tes efforts, tu étais pour moi l'idéale co-équipière et je ne saurais exprimer la motivation et la bonne humeur que je ressentais en travaillant auprès de toi.

A mes frères Zinnedine et Adim et à ma sœur Melissa.

A ma meilleur amie Kenza et mon cher ami et camarade Yanis.

A toute ma famille et mes amis.

Imene

Dédicaces

Je dédie ce travail,

A ma mère,

Pour tout ce qu'elle a fait, et continue de faire pour moi, pour son soutien et ses constants encouragements, sans lesquels je ne serais jamais devenue la personne qui je suis aujourd'hui.

A mon père,

Qui m'a appris les vrais principes de la vie, et m'a inculqué l'importance de l'intégrité au travail.

A ma sœur Tinhinane,

D’avoir été pour moi l’idéal modèle, et de m’avoir tellement aidé en éclairant le chemin devant moi.

A mon frère Aghiles,

Pour la joie qu’il apporte à mon quotidien.

A toute ma famille, d'avoir toujours cru en moi et de m'avoir encouragé.

A mes deux meilleurs amies, Zineb et Nada, d’avoir toujours été à mes côtés.

A ma binôme Imene, d’avoir partagé avec moi cette expérience, et de l’avoir rendu tellement plus intéressante et enrichissante.

A toute personne qui m'a tendue la main pendant que j'étais perdue.

Massila

Résumé

Le présent mémoire se porte sur la modélisation tridimensionnelle du tunnel de Sidi-Aïch à Béjaia dans le but de retirer les déplacements réels à chaque étape de construction et les comparer aux mouvements observés par le biais d'instrumentation de chantier.

Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel Midas GTS NX pour la modélisation et le calcul des déplacements, et le logiciel cyclone 3DReshaper pour la vérification de l'état actuel du tunnel.

Mots clés : Tunnel, Instabilité, 3D, Soutènement, Auscultation, Déformation, Convergence, Scanner 3D, Mouvement des terres, Géotechnique, Massif, Instrumentation, Modélisation numérique.

Abstract

The focus of this thesis is designing a 3D model of the Sidi-Aïch Tunnel, in Béjaïa to analyze the displacements resulting from its excavation, during the primary lining stage. The results are then compared with the real movements that have occurred in the area, and were measured with different instruments.

To this end, we have used the Midas GTS NX software for the geometrical and the structural modeling of the tunnel, as well as the ground surrounding it. To further verify the current state of the tunnel after the secondary lining is set, we'll be using Cyclone 3DReshaper.

Key words: Tunnel, Instability, 3D, Lining, Auscultation, Displacement, Convergence, 3D scanner, Ground movement, Geotechnical, mountain, Monitoring, Modelling.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تمثيل نفق سيدي عيش الواقع في بجاية ودراسة التشوهات الناتجة عن الحفر خلال مرحلة الدعم المؤقت ثم مقارنة الإزاحة المتحصل عليها بواسطة حسابات النمذجة ثلاثية الأبعاد بالإزاحة الحقيقية التي حدثت في المنطقة اين تم قياس التحركات باستخدام مختلف الأدوات من أجل مراقبتها.

البرنامج المستخدم في النمذجة الهندسية والهيكلية للنفق والأرض المحيطة به هو Midas GTS NX ولإجراء مزيد من التحقق من الحالة الفعلية للنفق بعد إعداد البطانة الثانوية ، سنستخدم Cyclone 3DReshaper

كلمات بحث: نفق ، عدم الاستقرار، ثلاثي الأبعاد ، الدعم المؤقت ، مراقبة ، تشوه ، تقارب الجدران ، حفر ، الماسح الضوئي ثلاثي الأبعاد ، التحركات ، الجيوتقني ، الجبل ، تمثيل.

Liste des figures

Figure I.1 :	Tunnel abandonné de Thurgoland	2
Figure I.2 :	Tunnel ferroviaire de Thackley	2
Figure I.3 :	L'effet de voûte	4
Figure I.4 :	La réaction du sol face aux 3 cas d'effet de voûte possible.	4
Figure I.5 :	Mise en place de la voûte parapluie	6
Figure I.6 :	Application de béton projeté	6
Figure I.7 :	Armature en fibre de verre sur le front d'attaque	6
Figure I.8 :	Les boulons d'ancrage	6
Figure I.9 :	Montrant à gauche la courbe caractéristique du massif et à droite la courbe caractéristique du soutènement	8
Figure I.10 :	Superposition des deux courbes de convergence-confinement	9
Figure I.11 :	Cuvette de tassement	10
Figure I.12 :	Scénario de glissement	10
Figure I.13 :	Graphe représentant l'évolution du risque	12
Figure II.1 :	Pénétrante autoroutière P16 de l'autoroute A1 entre Bejaia et Ahnif	15
Figure II.2 :	Situation du tunnel de Sidi-Aïch dans le tracé de la pénétrante [3]	17
Figure II.3 :	Plan de situation du tunnel de Sidi-Aïch	17
Figure II.4 :	Vue en plan du tracé du tunnel	18
Figure II.5 :	Délimitation du tronçon étudié dans le profil en long du tunnel	19
Figure II.6 :	Délimitation du tronçon étudié sur le tracé en plan	19
Figure II.7 :	Topographie régionale de la ville de Sidi-Aïch	20
Figure II.8 :	Montrant la topographie au-dessus du tunnel	20
Figure II.9 :	Carte géologique du Maghreb	21
Figure II.10 :	Montrant à gauche Flyschs gréso-argileux crétacés très fracturés et à droite les marnes grises schisteuses crétacées très fracturées	22
Figure II.11 :	Montrant à gauche marnes schisteuse altéré et à droite les schistes blancs et marno-calcaire crétacés	22
Figure II.12 :	Colluvions limoneuses rouges quaternaires et encroutement blanchâtres à gauche des et schistes intensément altérés à droite	22
Figure II.13 :	Nappe phréatique dans la région de la Soummam	23
Figure II.14 :	Zones sismiques au nord algérien	24
Figure II.15 :	Les classifications des tunnels selon le RPOA	24
Figure II.16 :	Le Coefficient d'accélération comme apparu sur le RPOA	24
Figure II.17 :	Zone climatique du nord-est algérien	25
Figure III.1 :	Coupe transversale du tunnel [17]	29
Figure III.2 :	Plan de l'emplacement des essais in situ	30
Figure III.3 :	Photo des carottes du sondage SO-42 montrant l'argile peu plastique	32
Figure III.4 :	Photo des carottes du sondage TSO-9 montrant les graviers	32
Figure III.5 :	Photos des carottes du sondage TSO-3 montrant la marne : (a) faiblement altérée, (b) intensément altérée, (c) totalement altérée	33

Figure III.6 :	Photos des carottes du sondage TSO-11 montrant le Schiste intensément altéré (à gauche) et faiblement altérée (à droite)	33
Figure III.7 :	Modèle géologique prévisionnel du massif de Tassift Imoula sur plus de 770m	35
Figure III.8 :	Figure de l'influence de la stratification sur la stabilité des parois du tunnel (d'après le CETU)	36
Figure III.9 :	Relation entre la rippabilité et la vitesse sismique	37
Figure III.10 :	Aperçu sur la zone d'étude	39
Figure III.11 :	Tableau de définition des soutènements et revêtement	44
Figure III.12 :	Profil en long montrant les soutènements prévus	46
Figure III.13 :	Figure de Creusement en section divisée avec cloison centrale [3]	47
Figure III.14 :	Photo du creusement réel en section divisée [17]	47
Figure III.15 :	Diagramme explicatif de l'excavation des deux premières sections	48
Figure III.16 :	Profil en travers de la section V1 []	50
Figure III.17 :	Profil en travers de la section V2 []	50
Figure III.18 :	Profil en travers de la section V3 []	51
Figure III.19 :	Profil en travers de la section V4 []	51
Figure III.20 :	Tableau d'analyse géotechnique du tunnel T2 de Tizi Ouzou [11]	53
Figure IV.1 :	Aperçu sur le portail nord du tunnel de Sidi-Aïch	58
Figure IV.2 :	Vue en plan du portail nord montrant les fissures apparues	59
Figure IV.3 :	Montrant à gauche les fissures en zone d'habitation et à droite les fissures dues à un éventuel glissement	59
Figure IV.4 :	Vue sur les lignes A B C D et E en jaunes qui relient les repères de mouvement installés	61
Figure IV.5 :	Schémas montrant le principe de la mesure inclinomètrique	62
Figure IV.6 :	Erreur totale et erreur aléatoire	63
Figure IV.7 :	Montrant à gauche une erreur sur l'orientation et sa correction et à droite une erreur systématique et sa correction	63
Figure IV.8 :	Montrant l'emplacement des inclinomètres au portail nord sur le tracé en plan	64
Figure IV.9 :	Mesures topographiques à l'intérieur du tunnel	64
Figure IV.10 :	Exemple de lecture de convergence au LK40+566.524 pour la cible 2	65
Figure IV.11 :	Montrant les fissures colmatées	66
Figure IV.12 :	Montrant une fissure dans le béton d'une dalle	67
Figure IV.13 :	Graphes inclinométriques : SN1-1 à gauche et SN4-1 à droite	68
Figure IV.14 :	Graphes inclinométriques : SN2 à gauche et SN6 à droite	69
Figure IV.15 :	Graphes inclinométriques : SN3 à gauche et SN5 à droite	70
Figure IV.16 :	Relevé de l'inclinomètre SN7	70
Figure IV.17 :	Positionnement des points de plus fort déplacement sur le profil en long du tunnel	71
Figure IV.18 :	Mouvement de terrain déduit par les inclinomètres	71
Figure IV.19 :	Cas d'un reprofilage d'une section subissant de grandes convergences	73
Figure IV.20 :	Profil check au Pk 41+176.966	73
Figure IV.21 :	Lignes d'excavation	73
Figure IV.22 :	Mesures de convergence absolue au PK 40+465 pour la cible 1	74
Figure IV.23 :	Mesures de convergence absolue au PK 40+464 pour la cible 2	74

Figure IV.24 :	Mesures de convergence absolue au PK 40+464 pour la cible 3	75
Figure IV.25 :	Mesures de convergence absolue au PK 40+434 pour la cible 3	75
Figure IV.26 :	Mesures de convergence relative au PK 40+219	76
Figure V.1 :	Les applications du logiciel MIDAS GTS NX	81
Figure V.2 :	Fenêtre des matériaux	81
Figure V.3 :	Fenêtres d'introduction des matériaux (à gauche) et leurs propriétés (à droite)	83
Figure V.4 :	Maillage sur Google Earth Pro de la zone nord, tunnel de Sidi-Aïch	83
Figure V.5 :	Représentation de la zone 31 N sur la carte géographique	84
Figure V.6 :	Boite de dialogue pour choisir le système de projection sur Civil 3D	84
Figure V.7 :	Extrait des tableaux de coordonnées avant et après leur conversion	84
Figure V.8 :	Création de la surface du terrain	85
Figure V.9 :	Solide tridimensionnel modélisant le relief de la zone d'étude	85
Figure V.10 :	Boite de dialogue de la définition des couches	86
Figure V.11 :	Représentation des surfaces entre les couches par l'outil Midas	86
Figure V.12 :	Création des solides des formations géologiques	87
Figure V.13 :	L'assemblage Booléen	87
Figure V.14 :	Capture du modèle tridimensionnel du massif	88
Figure V.15 :	Tracé en 3D sur l'interface de Midas	89
Figure V.16 :	Création de la section de creusement	89
Figure V.17 :	Les profils en travers utilisés dans la modélisation	90
Figure V.18 :	Le modèle de la Voûte parapluie	90
Figure V.19 :	Solide représentant la forme tronconique	91
Figure V.20 :	Modélisation des parois de creusement, piédroit et du radier provisoire	91
Figure V.21 :	Modélisation des cintres du soutènement V1	91
Figure V.22 :	Modélisation du soutènement V1 en tridimensionnel	92
Figure V.23 :	Modèle du tube Est, tunnel Sidi-Aïch, sur une longueur de 760m	92
Figure V.24:	Modèle du terrain creusé autour du tunnel	92
Figure V.25 :	Exemple d'élément tétraédrique	94
Figure V.26 :	Maillage tridimensionnel du massif étudié	94
Figure V.27 :	Modèle du tunnel divisé en section de son creusement	95
Figure V.28:	Maillage des sols à excavé suivant les mêmes propriétés des sols qu'ils traversent	95
Figure V.29 :	Boites de dialogue pour la modélisation des sections de la voute parapluie, les aciers des cintres, et celle des boulons d'ancrage (respectivement)	96
Figure V.30 :	Maillage des cintres du V2, des boulons d'ancrage, et du béton projeté de V1 (de haut en bas)	96
Figure V.31 :	Géométrie du modèle après découpage (à droite) et son maillage (à gauche)	97
Figure V.32 :	Etat initial du massif	98
Figure V.33 :	Distribution des contraintes verticales à l'état initiale	98
Figure V.34 :	Tableau des phases de construction suivis lors de l'analyse	100
Figure V.35 :	État initiale des déplacements	101
Figure V.36 :	Déplacement totale en « stage 2 »	101

Figure V.37 :	Déplacement total observé en « stage 7 »	102
Figure V.38 :	Zoom sur la partie de concentration des déplacements	102
Figure V.39 :	Déplacement suivant y après excavation et soutènement	103
Figure V.40 :	Déplacement suivant x après excavation et soutènement	103
Figure V.41 :	Montrant l'image du tronçon étudié sur Google Earth avec la position des inclinomètres en bleu et les repères de fissures en jaune	104
Figure V.42 :	Position des bâtiments et des inclinomètres sur le tracé en plan	104
Figure V.43 :	Déplacement total en « stage 16 »	104
Figure V.44 :	Déplacement suivant z en « stage 16 »	105
Figure V.45 :	Déplacement total après excavation et soutènement des deux sections de la calotte « stage 17 »	105
Figure V.46 :	Déplacement suivant « y » en « stage 17 »	106
Figure V.47 :	Déplacement totale en « stage 18 »	106
Figure V.48 :	Déplacement totale en « stage 19 »	107
Figure V.49.	Déplacement vertical Z au « stage 2 »	108
Figure VI.1 :	Fiche technique du scanner BLK360 [18]	112
Figure VI.2 :	Photo du scanner BLK360	112
Figure VI.3 :	Composantes du scanner BLK360 [18]	113
Figure VI.4 :	Un lien établi entre deux stations éloignées de 4,88 m	114
Figure VI.5 :	L'interface de Cyclone 3DR en nettoyant le nuage de points	115
Figure VI.6 :	Maillage du nuage des points	115
Figure VI.7 :	Vue en plan des stations capturées, et projection du même tronçon sur le tracé actuel	116
Figure VI.8 :	Création de l'axe neutre pour le tube scanné dans le premier projet	117
Figure VI.9	La section du tunnel sur le logiciel Civil 3D	118
Figure VI.10 :	L'alignement de la section prévue sur la réelle	118
Figure VI.11 :	Modèle du tube capturé et la section prévue	119
Figure VI.12 :	Analyse de la différence entre les deux formes modélisées	119
Figure VI.13 :	Création des profile du tube prévu suivant l'axe neutre et leur résultats	119
Figure VI.14 :	Un profil en travers comme apparue dans le rapport du logiciel Cyclone 3DR	120
Figure VI.15 :	Le profil en travers MP 153.00	121
Figure VI.16 :	Comparaison entre le profil en travers généré par Cyclone 3DR et la photo réelle de l'obstacle	121
Figure VI.17 :	Profil MP 27.00	122
Figure VI.18 :	L'emplacement des deux profils sur la linaire capturée	123
Figure VI.19 :	Inspection du profil MP 135.00	123
Figure VI.20 :	Inspection du profil MP 216.00	123
Figure VI.21 :	Le 2éme projet capturé avec le scanner et son emplacement sur le tracé du tunnel	125
Figure VI.22 :	La surface du tronçon scanné dans le deuxième projet, et une coupe sur un seul cintre	126
Figure VI.23 :	La comparaison entre la forme des cintres prévue et la réelle	126
Figure VI.24	Le profil MP 6.50	127

Liste des tableaux

Tableau I.1 :	Différence entre la conception d'ouvrage en souterrain et en surface [1]	3
Tableau II.1 :	Division des sections	16
Tableau II.2 :	Présentant les délimitations des deux tubes de l'ouvrage	18
Tableau II. 3 :	Moyennes mensuelles des températures (maximas 'M' et minimas 'm') et des précipitations 'P' dans la région de la basse vallée de la Soummam (période de 1970~2005)	25
Tableau III.1 :	Programme des essais in Situ [5]	31
Tableau III.2	Programme de l'étude géophysique du Tunnel de Sidi-Aïch [5]	31
Tableau III.3 :	Programme des essais en laboratoire [5]	31
Tableau III.4 :	Tableau des couches géologiques [5]	34
Tableau III.5 :	Caractéristiques des couches du massif	36
Tableau III.6 :	Tableau des résultats de la prospection géophysique	37
Tableau III.7 :	Valeurs des coefficients de perméabilité obtenues des sondages	38
Tableau III.8 :	Paramètres pour calcul de RMR tirés des sondages	40
Tableau III.9 :	Classe et qualité de la roche selon son RMR	41
Tableau III.10 :	Montrant les résultats de RMR sur les premiers 600m du tunnel	41
Tableau III.11 :	Recommandation de Bieniawski [7]	42
Tableau III.12 :	Les emplacements prévus pour le soutènement V3	45
Tableau III.13 :	Comparaison entre le soutènement réel et prévu	49
Tableau III.14 :	Contexte géologique dans le tunnel T4 d'El-Harouche Skikda tirée d'une thèse de doctorat [10]	52
Tableau III.15 :	Description des unités du sol du tunnel T1 [12]	54
Tableau IV.1 :	Coordonnées des inclinomètres	64
Tableau V.1 :	Paramètres des matériaux de construction	82
Tableau V.2 :	Couleurs attribuées à chaque couche du massif	88
Tableau V.3 :	Récapitulatif des phases d'excavation sur 760m du Tube Est, Tunnel de Sidi-Aïch	93
Tableau VI.1	Détails du levé de scanner sur le projet de revêtement définitif (fourni par le Cyclone 3DR)	117
Tableau VI.2 :	L'analyse comparative des deux tubes modélisés (Annexe G)	120
Tableau VI.3 :	Détails du levé scanné sur le projet du soutènement provisoire	125
Tableau VI.4	L'analyse comparative des deux tubes modélisés	127
Tableau VI.5	Comparaison entre la méthode topographique et celle de la capture de la réalité	129

Nomenclature

2D	2 dimensions
3D	3 dimensions
ADA	Algérienne des autoroutes
APD	Avant-projet détaillé
BCS	Bureau de contrôle et suivi
BIM	Building information modeling
CRCC	China Railway Construction Corporation
DEX	Dossier d'exécution
HDR	High Dynamic Range
MEF	Méthode des éléments finis
NATM	New Autrichien Tunneling Method
NF	Norme française
PK	Point kilométrique
RMR	Rock mass rating
RN	Route Nationale
RQD	Rock Quality Designation
SAPTA	Société algérienne des ponts et travaux d'art
E	Module de Young.
υ	Coefficient de poisson
γ	Poids volumique
e_0	Indices des vides
c'	Cohésion à court terme
c_u	Cohésion à long terme
ϕ	Angle de frottement à court terme
ϕ'	Angles de frottement à long terme

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Nomenclature

Introduction générale

Chapitre I : Recherche bibliographique 1

I. 1. Introduction : 2

I. 2. Généralités sur les tunnels 3

I. 2.1. Définition et description 3

I. 2.2. Concepts de base dans la réalisation des tunnels 3

I. 3. La nouvelle méthode autrichienne NATM 5

I. 3.1. Description de la méthode 5

I. 3.2. Techniques de soutènement et pré-soutènement utilisées dans la NATM 6

I. 3.3. Avantages et inconvénients de la méthode 7

I. 4. La méthode de convergence confinement 7

I. 4.1. Description et principe de la méthode 7

I. 4.2. Hypothèses retenues 7

I. 4.3. Théorie du principe de convergence-confinement 8

I. 4.4. Critique de la méthode 9

I.5. Mouvements et déformations engendrés par le creusement d'un tunnel en terrain meuble 9

I.5.1. Auscultation des déformations 10

I.6. Analyse des risques 11

I.6.1. Généralités 11

I.6.2. Différence entre danger et risque : (Eskesen et Al 2004) 12

I.6.3. Evaluation des risques 12

I.7. Conclusion 13

Chapitre II : Présentation de projet 14

II.1. Introduction : 15

II.2. Projet de la pénétrante de Béjaïa 15

II.2.1. Présentation générale 15

II.2.2. Fiche technique du projet 16

II.2.3. Description de la Section 2 16

II.3. Le tunnel du Sidi-Aïch 17

II.3.1. Présentation du tunnel 17

II.3.1.1. Situation géographique 17

II.3.1.2. Géométrie et tracé 18

II.3.2. Présentation du tronçon étudié 19
II.3.3. Contexte géologique 20
II.3.3.1. Topographie de la région 20
II.3.3.2. Géomorphologie 21
II.3.3.3. Géologie régionale et anciennes formations 21
II.3.3.4. Reconnaissance géologique de surface de la région traversée par le 22
tunnel 22
II.3.3.5. Hydrologie et hydrogéologie 23
II.3.3.6. Sismicité locale 24
II.3.4. Climatologie et végétation 25
II.4. Conclusion 26
Chapitre III : Analyse de la conception initiale du tunnel 27
III.1. Introduction 28
III.2. Section type du tunnel 28
III.3. Reconnaissance géotechnique 30
III.3.1. Contenu de la campagne 30
III.3.2. Résultats des reconnaissances géotechniques 32
III.3.2.1. Lithologie du site 32
III.3.2.2. Caractéristiques physicomécaniques du sol étudié 36
III.3.3. Données hydrogéologiques 38
III.4. Solutions de creusement et de soutènement 39
III.4.1. Classification RMR du site d'étude 39
III.4.2. Type de soutènement et revêtement préconisés 42
III.4.2.1. Définition des types de soutènement et revêtement selon le concepteur 42
III.4.2.2. Sectionnement prévisionnel 45
III.4.3. La méthode de creusement adoptée 47
III.4.4. Soutènements réalisés 48
III.4.4.1. Tableau récapitulatif 49
III. 4.4.2. Caractéristiques de chaque soutènement dans le cas réel 49
III.5. Analyse et comparaison avec des cas similaires 52
III. 5.1. Cas proposés 52
III.5.1.1. Cas du tunnel T4 d'El-Harouche Skikda 52
III.5.1.2. Cas du tunnel T2 de Tizi-Ouzou dans des sols marno-argileux 53
III.5.1.3. Cas du tunnel de Djbel El-Ouahche Constantine 54
III. 5.2. Commentaires 54
III.6. Conclusion 55

Chapitre IV : Instrumentation des lieux 56
IV. 1. Introduction 57
IV. 2. Problématique 58
IV. 3. Instrumentation 60
IV. 3.1. Repères pour les fissures 61
IV. 3.2. Inclinomètrie en forage 62
IV. 3.2.1. Principe générale de l'inclinomètre 62
IV. 3.2.2. Fiabilité des résultats inclinométrique et erreurs communes 63
IV. 3.2.3. Mise en place sur le terrain 64
IV. 3.3. Auscultation des convergences 65
IV. 4. Résultats des données collectées et leur interprétation 66
IV. 4.1. Mouvements de surfaces 66
IV. 4.1.1. Réseau de fissuration sur le terrain 66
IV. 4.1.2. Fissuration dans les constructions 67
IV. 4.2. Mouvements en profondeur 67
IV. 4.2.1. Déplacements horizontaux dans le sol 67
IV. 4.2.2. Déplacements dans le tunnel 72
IV.5. Conclusion : 78
Chapitre V : Analyse numérique des mouvements engendrés 79
V.1. Introduction 80
V.2. La méthode adoptée pour l'analyse des mouvements 80
V.3. La modélisation numérique 80
V.3.1. Présentation de l'outil Midas 80
V.3.2. Définir les matériaux du système étudié 81
V.3.2.1. Modèle de comportement du sol 82
V.3.2.2. Modèle de comportement des matériaux de construction 82
V.3.3. Modélisation de la géométrie du terrain 83
V.3.4. Modélisation des couches en profondeur 85
V.3.5. Modélisation du tunnel 89
V.3.6. Assemblage du système tunnel-massif 92
V.4. Simulation des travaux d'excavation 93
V.4.1. Définir les phases d'exécution 93
V.4.2. Simulation des phases par l'outil numérique 93
V.4.2.1. Maillage des solides 94
V.4.2.2. Exécutions des calculs **97**
V.4.2.3. Résultats et interprétation de l'analyse 101
V.5. Commentaires 108

V.6 Conclusion 109
Chapitre VI : Vérification par scanner 3D 110
VI.1. Introduction : 111
VI. 2. Définition de la capture de la réalité 112
VI. 3. L'acquisition des données du tunnel 112
VI.3.1. Description du scanner 3D utilisé 112
VI. 3.2. Procédure de la capture 113
VI.3.3 la reconstruction 3D 114
VI.4. Analyse et vérification de la structure 115
VI.4.1 Préparation du nuage des points 115
VI.4.2. Projet de la capture du revêtement définitif 116
VI.4.2.1. Objectif du projet 116
VI.4.2.2. Descriptif du projet de capture 116
VI.4.2.3. Analyse du revêtement définitif 117
VI.4.2.4. Interprétation des résultats 120
VI.4.3. Projet capture du soutènement provisoire 125
VI.4.3.1. Objectif du projet 125
VI.4.3.2. Descriptif du projet de capture 125
VI.4.3.3. Analyse du soutènement provisoire 126
VI.4.3.4. Résultats et Interprétations 127
VI.5. Comparaison entre les deux méthodes d'auscultation 129
Conclusion générale

Introduction générale

La construction des tunnels dans les terrains meubles, complexe et délicate qu'elle soit, ne peut se faire sans engendrer des mouvements dans le milieu environnant.

Etant pris en compte lors des calculs de dimensionnement, ces mouvements sont dans la majorité des cas admissibles et contrôlables à travers une bonne instrumentation moyennant un programme d'auscultation régulière. Cependant, dans d'autres cas, la stabilité du creusement peut être perturbée faisant preuve de déplacements excessifs dépassant les seuils autorisés.

L'apparition des problèmes est associée soit à la nature imprévisible du sol s'avérant plus contraignant ou bien à l'imprécision liée aux hypothèses simplificatrices dans l'étude de conception de l'ouvrage.

Ainsi, l'élimination de la 3ème dimension, entre autres, dans les hypothèses de départ entraîne un manque de précision pouvant élever encore plus le risque dans la réalisation de l'ouvrage et une modélisation bidimensionnelle de la structure souterraine peut se révéler insuffisante pour établir un modèle fiable et représentatif.

En effet, la modélisation tridimensionnelle, présente plus de précision quant à la géométrie et prend en compte l'hétérogénéité des sols ce qui améliore grandement les résultats de vérification par approche numérique 3D pour décider des meilleurs dispositifs de soutènement à prendre.

Le présent mémoire va traiter de l'analyse des mouvements ayant lieu durant la réalisation d'un tunnel surtout au niveau du portail où plusieurs facteurs d'instabilité se réunissent.

Nous allons présenter dans un premier temps quelques principes de base sur les tunnels en définissant les notions et les méthodes abordées dans le reste du mémoire.

Dans le chapitre II, nous étalerons les contextes généraux où s'inscrira le projet de tunnel s'appuyant sur la géologie de la région. Puis dans le chapitre III, nous présenterons en détail la conception initiale de l'ouvrage arrêtée par le concepteur et cela en commençant par les investigations géotechniques et arrivant à la définition des soutènements.

Afin d'aborder la problématique du mémoire, nous exposerons, à travers le chapitre IV, les problèmes rencontrés durant le creusement de l'ouvrage en interprétant les résultats des déplacements issus des différents programmes d'auscultation effectués par l'entreprise de réalisation.

Par la suite, nous allons modéliser en 3D la structure terrain-tunnel afin de simuler la réalité se présentant derrière l'excavation de l'ouvrage et comparer les résultats avec ceux obtenus à l'aide de l'instrumentation.

A la fin du mémoire, nous vérifierons à l'aide d'un scanner, le gabarit définitif du tunnel après revêtement (état actuel) et si aucune anomalie ne s'est présentée après toutes les déformations subies en phase de soutènement provisoire.

Chapitre I :
Recherche bibliographique

I. 1. Introduction :

Depuis l'antiquité, l'homme construis des espaces recouverts dans le sol que ce soit pour s'abriter, pour stocker ou pour transporter de l'eau. La construction de galeries particulièrement fût célèbre pour le drainage et le recueil des eaux. La plupart des ouvrages souterrains étaient à l'époque en maçonnerie et leur construction depuis l'ère des romains n'a cessé d'évoluer. Le premier tunnel routier revient à 37 A-C.

De l'alimentation en eau au transport humain, les ouvrages souterrains ont connu d'énorme progrès, et plusieurs méthodes de conception sont mises au point en se basant depuis le début sur l'expérience. Traverser un sol inconnu reste le plus grand défi accompli par l'homme et chaque pas en avant dans ce domaine devrait être marqué pour noir sur blanc pour les générations à venir.

De nos jours, les tunnels sont de plus en plus communs dans le génie civil surtout que les espaces urbains se limitent et les réseaux routiers arrivent à saturation avec la congestion des villes. Le passage en souterrain a apporté des solutions efficaces dans la gestion des flux et a permis le franchissement des obstacles naturels avec une optimisation élevée des coûts : un tunnel peut dans certains cas être moins coûteux qu'un viaduc ou qu'une route faisant un long contournement.

Dans la conception de tunnel en général, on parle de méthode empirique, analytique et numérique. La méthode empirique étant la plus classique et la base des calculs et des dimensionnements des ouvrages souterrains linéaires qui formalise le retour d'expérience dans le domaine des tunnels et permet d'illustrer les cas passés pour s'en servir d'exemple.

En effet, les ouvrages souterrains ayant un taux élevé d'imprévisibilité, leur construction ne peut se fier à la conception initiale mais s'appuie en grande partie sur l'observation durant l'exécution.

Dans ce chapitre, nous donnerons une brève description des tunnels puis nous définirons quelques méthodes célèbres dans la réalisation de ces derniers. On parlera un peu de l'auscultation des tunnels, on s'attardera ainsi sur les mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel et les différentes méthodes de surveillance. Il est tout de même important d'évoquer le principe de la gestion de risque qui n'est jamais absent lors de la phase d'exécution et même après en arrivant à la phase d'exploitation.



Figure I.1 Tunnel abandonné de Thurgoland

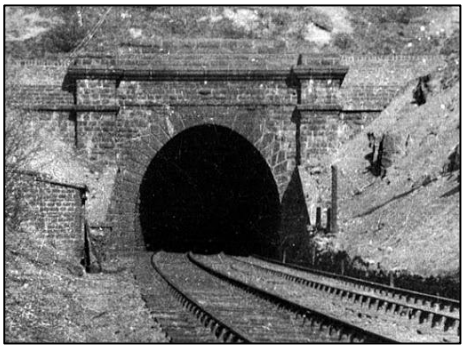


Figure I.2. Tunnel ferroviaire de Thackley

I. 2. Généralités sur les tunnels :

I. 2.1. Définition et description :

Les tunnels sont des ouvrages creusés en souterrain dans le but de :

- Franchir un obstacle naturel.
- Créer ou réaliser une extension de réseaux souterrains.
- Transporter des conduites de fluides ou de câblage.

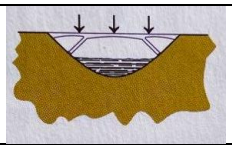
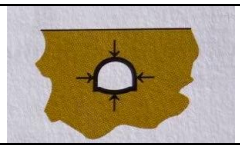
Un tunnel peut être classé selon :

- Son usage : tunnel autoroutier ou ferroviaire.
- En fonction sa position, son tracé ou sa destination.
- La nature du sol l'entourant : la roche, des terrains meubles…
- Les méthodes de creusement et de soutènement adoptées : creusement par abattage à l'explosif, par pelle mécanique ou avec tunnelier…
- Selon la forme de sa section : un tunnel à section circulaire, elliptique ou à section fer à cheval…
- Selon le milieu de construction : environnement aquifère, montagneux, urbain etc.

I. 2.2. Concepts de base dans la réalisation des tunnels :

La construction des tunnels suit un processus à la fois complexe et délicat qui fait face à de nombreux problèmes initialement inconnus. Il s'agit de mettre en place un ouvrage avec une structure n'étant pas clairement arrêtée au préalable dans un milieu méconnu où ni les charges peuvent être mesurées ni la réponse du tunnel en termes de contrainte et déformation. En effet, contrairement aux autres ouvrages, les tunnels sont conçus en reposant essentiellement sur les observations faites après avoir entamé l'excavation car c'est là où l'on élimine peu à peu les incertitudes contournant le problème dans la phase de conception ou d'avant-projet.

Tableau I.1. Différence entre la conception d'ouvrage en souterrain et en surface [1]

Type de travaux	Travaux de surface	Travaux en souterrain
		
Milieu	●	○
Action	●	○
Réaction	●	○
● Déterminé apriori ○ Indéterminé		

Mis à part que le terrain ait une nature inexplorée à cause de la ponctualité des essais de reconnaissance, celui-ci peut s'approprier un comportement inédit face au creusement d'un tunnel.

Lorsque le sol est amputé de la matière, les contraintes autour de l'excavation seront déviées par la cavité créée et seront canalisées autour d'elle : c'est le principe de l'effet de voûte. Si les contraintes sont dans la bonne canalisation, on assure une pérennité de l'ouvrage.

Cette déviation se produit en fonction des charges à encaisser et les propriétés de contraintes-déformation du sol en étant soit proche du profil de la section soit éloignée ou bien ne se produisant même pas.

Le premier cas a lieu si le sol supporte le flux de contraintes déviées ayant une réaction élastique sans causer de déformation permanente, la dissipation de contraintes se fait naturellement sans intervention de stabilisation. Le deuxième cas se déroule quand le sol n'est pas capable de reprendre toutes les contraintes engendrées et donc réagit en se plastifiant. Le passage au domaine plastique engendrera bien évidemment une déformation définitive. Dans ce cas-là, le volume de sol affecté est plus important avec une propagation de l'effet allant plus loin que les parois du creusement cherchent la compatibilité entre les propriétés du sol et l'état de contrainte généré. Dans ces conditions-là, une *aide* est requise pour assurer la stabilité de l'excavation.

Lorsque le sol est incapable de reprendre aucune proportion de ces contraintes, on est alors dans le 3ème cas. Celui-ci étant le plus défavorable, le terrain réagit avec une rupture ou un effondrement de la partie excavée. Une intervention de stabilisation entière est nécessaire pour empêcher ces dégradations, vu que le terrain ne participe guère à la reprise d'effort. [1]

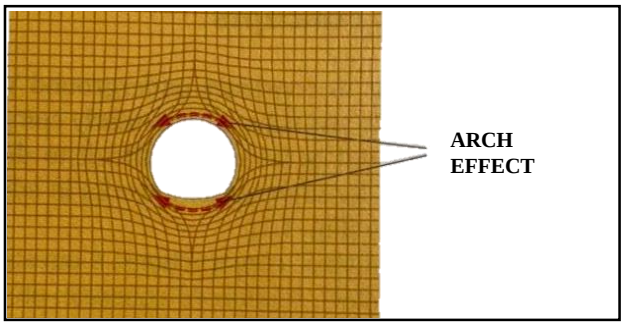


Figure I.3. L'effet de voûte

La réaction du sol face à l'excavation dépend grandement de sa nature et de sa consistance. On peut distinguer trois cas de stabilité : celle d'une roche, celle d'une argile ou celle d'un sable. La consistance joue un rôle dans la définition de l'état de déformation de la cavité créée. On peut illustrer ces cas dans la figure I.4 qui suit.



Figure I.4. La réaction du sol face aux 3 cas d'effet de voûte possible.

I. 3. La nouvelle méthode autrichienne NATM :

I. 3.1. Description de la méthode :

La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnel NATM a vu le jour dans les années 1950. Différenciée de la méthode autrichienne en 1962, cette méthode a été développée par Austrians Ladislaus von Rabcewicz, Leopold Müler et Franz Pacher.

Une définition officielle de cette méthode selon l'AIETES 1980 dit que : La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnel, NATM, suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément support par activation d'un anneau de terrain portant.

Les principes de la NATM peuvent être résumés en ces points [2] :

- La NATM propose de collaborer avec le massif au lieu de l'affronter.
- Les efforts principaux générés par l'excavation d'un tunnel sont repris en grande partie par le sol l'entourant.
- La capacité portante du massif ou du sol excavé devrait rester la même après creusement et tout relâchement du sol engendrera une détérioration sur son pouvoir à s'auto-supporter.
- Le sol, le tunnel et les supports adoptés pour sa stabilisation forment un système composite et travaillent ensemble comme étant un seul corps.
- Le soutènement devrait être d'une rigidité convenable (semi-rigide : pas trop souple ni trop rigide) et son application doit se faire au bon moment (pas immédiatement ni en retard) pour permettre le transfert d'effort entre le sol et le soutènement.
- Le choix des phases de construction et du support à apporter dépend majoritairement de l'auscultation des déplacements au fur et à mesure de l'avancement en plus de l'extrusion du front de taille.
- Le soutènement provisoire comprend l'application d'une fine couche de béton projeté.
- S'approcher d'une forme circulaire le plus possible et maintenir l'arrondissement du profil durant le creusement.

En général, la NATM considère le sol comme étant un élément porteur, ce qui n'est d'ailleurs pas propre à cette méthode en particulier, et elle propose de gérer les phases de transitions d'un état d'équilibre initial avant excavation à un état d'équilibre finale stable dans les meilleures conditions de sécurité et d'économie possibles. Durant ce passage d'état de contraintes, la surveillance et l'auscultation sont obligatoires afin de juger de la stabilité, prévoir et éviter les dégâts et optimiser le choix des soutènements.

La procédure à suivre dans la nouvelle méthode autrichienne est la suivante : [2]

- Réalisation de l'excavation.
- Scellement du terrain nu si nécessaire.
- Marinage et évacuation des déblais.
- Installation des cintres et application de béton projeté (si le sol est de mauvaise qualité cette étape précèdera le marinage)
- Mise en place de boulons d'ancrage si nécessaire en projetant leurs têtes avec du béton.
- Réalisation de revêtement.

Il est possible de réaliser l'excavation en section divisées par la NATM mais il est préférable d'attaquer le front de taille en pleine section lorsque les conditions du terrain le permettent.

I. 3.2. Techniques de soutènement et pré-soutènement utilisées dans la NATM :

Comme déjà évoqué, la méthode NATM repose en grande partie sur l'application de béton projeté sur les murs du tunnel excavé, cette fine couche assurera une certaine tenue et contribuera au renforcement provisoire des parois.

La voûte parapluie est souvent utilisée dans les terrains meubles très médiocres avant d'entamer le creusement. Celle-ci améliore localement la résistance du sol et empêche les éboulements lors des travaux d'excavation en outre de sa participation à réduire les tassements de surface.

On peut ajouter à cela une armature en fibre de verre sur le front d'attaque afin de le renforcer et améliorer sa tenue face au creusement. Etant donné que ces dernières ont une grande résistance à la traction mais une faible dureté face aux efforts de cisaillements elles sont parfaitement adéquates au creusement à la pelle mécanique.

Les boulons d'ancrages sont largement utilisés dans l'amélioration de la tenue des parois excavée et de la clef de voûte.



Figure I.5 Mise en place de la voûte parapluie.



Figure I.6 Application de béton projeté



Figure I.7 Armature en fibre de verre sur le front d'attaque



Figure I.8 Les boulons d'ancrage

I. 3.3. Avantages et inconvénients de la méthode :

Les principaux avantages de la NATM peuvent figurer dans sa flexibilité et adaptabilité aux conditions de terrains rencontrées lors de l'exécution. Elle offre la possibilité de trouver des solutions rapides pour des problèmes locaux apparus. Cette méthode est considérée comme étant très économique lors de l'exécution et optimise l'effectif ainsi que l'équipement nécessaire.

Cependant, la continuité des travaux avec la nouvelle méthode autrichienne doit être assurée, et toute interruption ou ralentissement de l'avancement peuvent engendrer des conséquences plus ou moins dommageables. D'autre part, elle peut présenter un rendement relativement faible.

I. 4. La méthode de convergence confinement :

I. 4.1. Description et principe de la méthode :

La méthode de convergence confinement, aussi connue sous le nom de méthode des lignes caractéristiques, est une méthode de pré-dimensionnement des tunnels profonds soutenus. Jusqu'à une époque récente, la conception des ouvrages souterrains et le choix des modes de soutènement étaient généralement définis en se référant aux méthodes empiriques ou aux règles de l'art. Cependant, avec le progrès accompli dans la numérisation des problèmes géotechniques et dans le domaine de la rhéologie, de nouvelles approches analytiques se sont développées et la méthode de convergence-confinement a vu le jour dans les années 1980. Elle a permis d'appuyer scientifiquement la philosophie de la NATM pour la construction des ouvrages souterrains.

Le principal intérêt de cette méthode est de réduire un problème tridimensionnel à un problème bidimensionnel en déformation plane [2] en se focalisant sur l'interaction terrain-soutènement. Ce principe insinue qu'on ne considère pas le massif comme étant une surcharge mais un élément collaboratif. C'est une méthode de dimensionnement de tunnels simple pour tenir compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportement et d'une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif.

En pratique, cette méthode permet de représenter le sol et le soutènement à lui apporter par une ligne caractéristique intrinsèque pour chacun sur un même graphe et définir le point critique de l'application du soutènement qui est représenté par l'intersection des deux courbes.

I. 4.2. Hypothèses retenues :

Elle se base principalement sur les hypothèses suivantes :

- Le tunnel est supposé avoir une section circulaire et d'une assez grande profondeur permettant de négliger la variation de la contrainte à son voisinage.
- Il est admis que le milieu possède une nature continue, homogène et isotrope.
- La contrainte est considérée uniforme et hydrostatique.
- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation.
- Et enfin, le tunnel doit être suffisamment long pour pouvoir négliger la déformation longitudinale et assimiler le problème à un état de déformation plane.

I. 4.3. Théorie du principe de convergence-confinement :

Sur une section plane d'un massif, on souhaite réaliser un creusement circulaire. Le massif ayant initialement une contrainte de pression isotropique et une déformation des parois bien évidemment nulle.

La théorie de la méthode repose sur le fait qu'on suppose avoir une galerie remplie d'un fluide ayant une pression d'état initial noté P_i. En réduisant cette pression, un déplacement radial se produit vers l'intérieur traduisant la décompression du massif. Tant que la limite élastique du massif n'est pas atteinte, la courbe de pression-déplacement est linéaire décroissante. Une fois que la limite du matériau est atteinte, la courbe continue de décroitre en adoptant une allure plastique. Cela traduit l'apparition d'une zone décomprimée autour du tunnel et se referme de plus en plus que la pression P_i diminue. On appelle cette trajectoire la « Courbe caractéristique du massif excavé ».

En revanche, l'allure adoptée par le comportement du soutènement est élastique parfaitement plastique

En effet, si on représente le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée, on obtient une ligne droite représentée dans la figure I.9.

Afin de déterminer la pression de soutènement, on superpose les deux courbes sur un même graphe et on lira le point d'équilibre illustré par l'intersection de ces deux dernières.

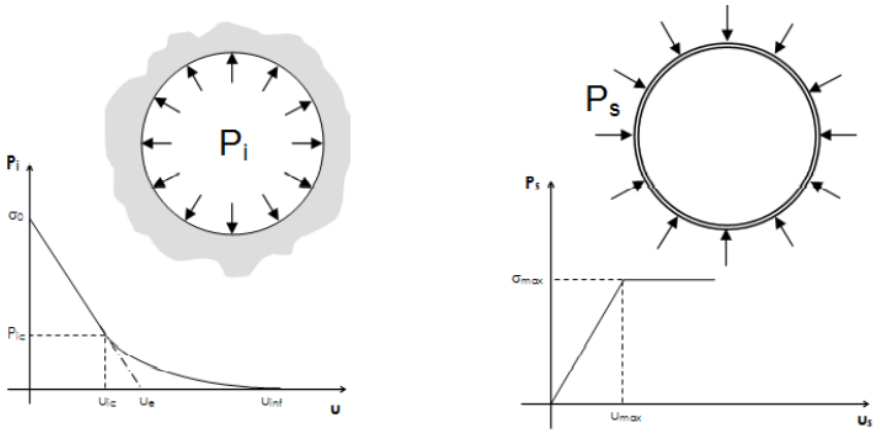


Figure I.9 Montrant à gauche la courbe caractéristique du massif et à droite la courbe caractéristique du soutènement

L'application du soutènement provisoire à apporter au tunnel sera choisie en fonction de ce point d'équilibre pour permettre une juste convergence au massif avant de la bloquer avec le support. Son relâchement évitera une rupture brusque et donnera le temps nécessaire pour la redistribution d'effort.

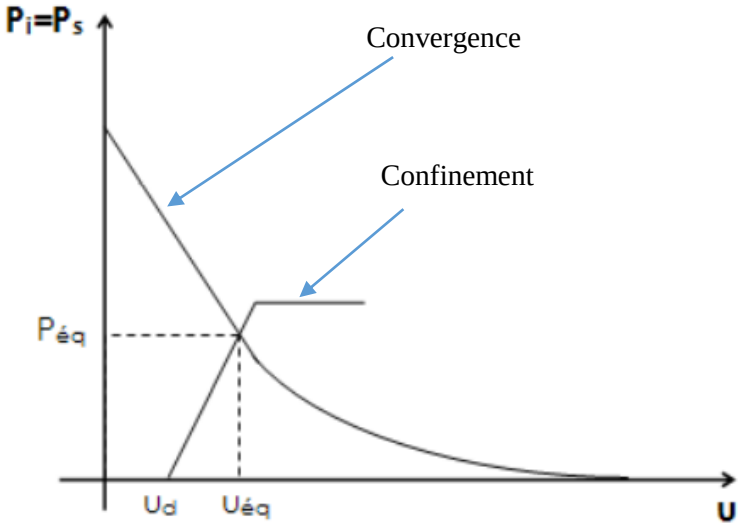


Figure I.10 Superposition des deux courbes de convergence-confinement

I. 4.4. Critique de la méthode :

Il est vrai que l'utilisation de la méthode convergence-confinement est simple et ne demande pas de calculs laborieux, cependant, elle reste liée à des hypothèses très restrictives, qui ne sont pratiquement jamais réunies dans l'étude d'un cas concret.

I.5. Mouvements et déformations engendrés par le creusement d'un tunnel en terrain meuble :

Les déformations en terrain meuble peuvent avoir lieu pour de multiple raisons, citant parmi elles : (selon Mair and Taylor 1997) :

- Déformation du front d'attaque due à la décompression.
- Déplacement radial ou convergence dû soit au passage d'un tunnelier ou une sur-excavation du profile.
- Consolidation dans le temps des sols fins.
- Distorsion du soutènement lorsque celui-ci reprend la surcharge du massif.

Et on peut rajouter à cela l'apparition des mouvements de surfaces causées par la cavité créée dans le massif surtout dans les cas des tunnels peu profond. Ces tassements se manifestent généralement sous forme de cuvette en surface et leur incidence est plus fâcheuse en zone urbaine.

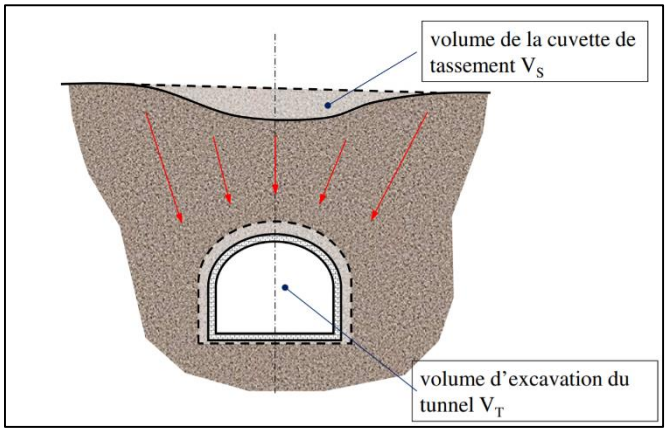


Figure I.11 Cuvette de tassement

Les convergences et les mouvements de surfaces ne sont pas les seules déformations dans un chantier de tunnel, la zone du portail est exposée aux problèmes d'instabilités de talus surtout si le sol présente une médiocrité de nature, sa perturbation avec une excavation peut donner naissance à des aléas géotechniques et conduire à des comportements imprévisibles faisant appel à des stabilisations plus ou moins lourdes. Un glissement ou rupture de talus est directement assimilé à un problème de mécanique des sols et devrait être convenablement traité.

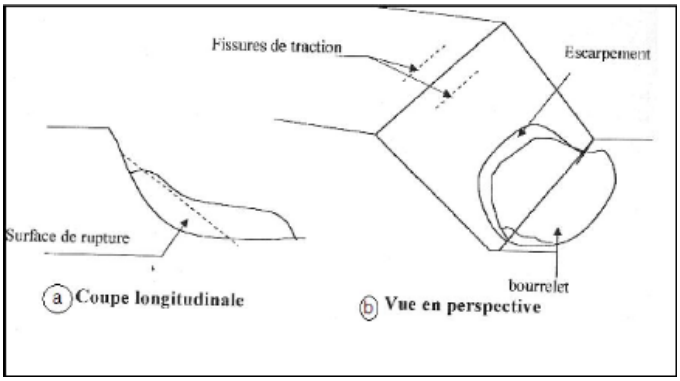


Figure I.12 Scénario de glissement

I.5.1. Auscultation des déformations :

La réalisation d'un ouvrage souterrain nécessite une auscultation régulière tout au long de ses phases de conception, d'exécution et d'exploitation. Ce suivi permet de mieux gérer le projet et améliorer son livrable en termes de qualité, sécurité et coût. Souvent un projet de tunnel est associé à un programme chargé d'auscultation.

Il est devenu très fréquent d'effectuer des mesures de contrôle de l'ouvrage continuellement à l'aide de différents instruments.

L'excavation du tunnel engendre une redistribution des contraintes existantes dans le sol causant une déformation élastique ou plastique dépendante ou pas du temps. Elle résulte de la transmission des charges entre grains jusqu'à arriver à un état d'équilibre évoquant le principe d'effet de voûte cité plus haut. Cette redistribution est derrière le relâchement des parois du tunnel creusé et se manifeste sous forme de convergences.

Sur un chantier de tunnel, le mesure de convergence est vital surtout si ce dernier est réalisé par la méthode NATM. Et on distingue :

- Des mesures de convergence absolue.
- Des mesures de convergence relative.

Pour que l'exécution des travaux dans des zones urbaines perturbe le moins les constructions sus-jacentes, la mesure tassométrique est essentiellement revendiquée pour contrôler les mouvements d'affaissement de la surface qui sont susceptibles de nuire aux constructions.

Dans les zones des portails, la surveillance d'un éventuel glissement doit se faire en mesurant les déplacements de cisaillement en profondeur du massif.

I.6. Analyse des risques :

I.6.1. Généralités :

La construction de tunnel en terrain meuble engendre des risques considérables ne se limitant pas uniquement aux acteurs qui mènent l'excavation mais aussi aux personnes habitant au voisinage du tunnel qui sont souvent exposées à un potentiel danger [2].

Une particularité des tunnels est que la phase comprenant beaucoup de surcharges n'est pas la phase finale mais plutôt la phase de construction intermédiaire [1] et c'est lors de cette étape que le risque est le plus élevé.

Cependant, plusieurs techniques sont mises en œuvre afin de gérer ces risques et les diminuer au maximum pour assurer la sécurité et préserver les vies humaines pendant la réalisation du tunnel et lors de son exploitation.

Bien que l'excavation par tunnelier ait diminué d'une manière remarquable l'exposition des travailleurs au danger de l'exécution, il reste un certain taux de risque engendré par les missions d'inspection et de surveillance.

Dans l'histoire des tunnels, un nombre colossal d'éboulement et d'effondrement ont entraîné des conséquences touchant les travailleurs et les personnes civiles. A titre d'exemple, l'effondrement du tunnel ferroviaire de Vierzy en 1972 qui entraina 108 morts.

Le risque dans les tunnels est principalement dû aux grandes imprécisions et incertitudes relatives à la géotechnique.

Le risque dans le génie civil est gérable, on parle de management de risque. La première application d'analyse du risque date de l'année 1970. Aucun projet de construction n'est à l'abri des risques ; celui-ci peut être géré, analysée, réduit ou accepté mais jamais ignoré [2].

Pour un projet de construction de tunnel, la gestion des risques est vitale pour assurer un déroulement des travaux dans les meilleures conditions.

I.6.2. Différence entre danger et risque : (Eskesen et Al 2004)

Un danger est la situation ou la condition qui fait qu'un homme, une propriété ou n'importe quelle autre substance font face à un potentiel dommage. Il s'agit de lésion corporelle pour les hommes et de dégâts matériels ou immatériels pour autres.

Un incident peut engendrer des dommages à la structure qui peuvent être une rupture globale ou partielle, un dépassement de délai ou même une perte économique.

Tandis que le risque est la combinaison des fréquences de l'occurrence d'un danger et ses conséquences. Le risque naît donc dans toute situation de rencontre avec un danger et on ne parle pas de risque tant que le danger est inexistant.

I.6.3. Evaluation des risques :

La méthodologie à suivre est la suivante :

- Établir une liste des risques impliqués dans le projet.
- Attribuer à chaque facteur de risque une pondération selon son degré d'impact sur le projet.
- Déterminer l'ordre d'importance de chaque facteur en lui attribuant un taux de 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1 sur une échelle de 5 points traduisant les cas de figures : très probable, relativement important, moyen, pas très élevé et faible
- Multiplier ces facteurs fois la pondération respective.

La stratégie du management des risques doit suivre le projet depuis la phase d'avant-projet jusqu'à arriver à son exploitation et sa maintenance et doit prendre en compte tous les aspects.

Il est admis que durant les étapes préliminaires et d'études de faisabilité d'un projet, l'opportunité de réduire les risques est plus importante. Celle-ci diminuera avec l'avancement du projet dans le temps, elle connait même une chute brusque selon les courbes montrées ci-dessous.

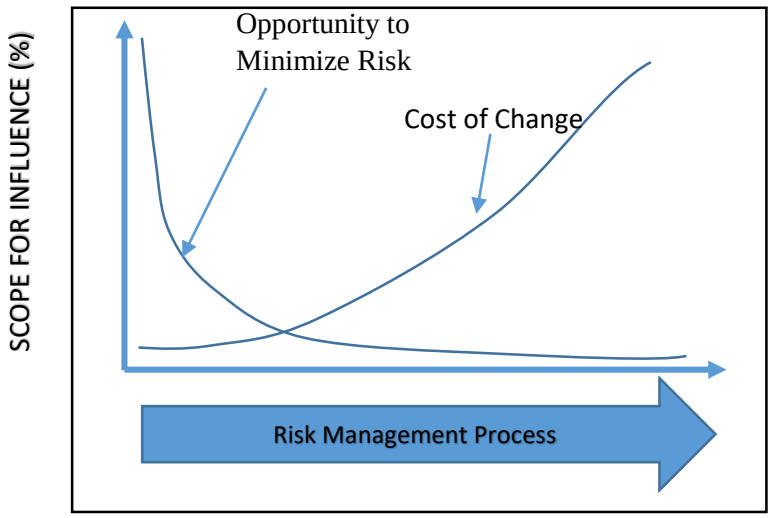


Figure I.13 Graphe représentant l'évolution du risque

Dans les tunnels, en entamant le creusement, le risque s'élève rapidement et l'opportunité de le réduire diminue au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Ce qui est très logique vu que plus on va en profondeur plus le risque est élevé.

I.7. Conclusion :

La réalisation des tunnels est souvenant liée à de nombreux risques accroissant, c'est pourquoi il est nécessaire d'accorder une attention particulière à l'ensemble des travaux préliminaires, visant à dimensionner les solutions optimales qui permettent de reprendre les charges existantes et limiter les mouvements.

Ce deuxième objectif est d'autant plus complexe à atteindre que les méthodes de dimensionnement habituelles décrites dans ce chapitre (analytique et numérique 2D) ne permettent pas de prendre en compte les scénarios géologiques et géotechniques réels, ainsi que les effets de la topographie du terrain dans les zones des portails.

À cet effet, les meilleures solutions de calcul sont les approches numériques tridimensionnelles qui limitent sensiblement les insuffisances des méthodes habituelles de dimensionnement.

Chapitre II :
Présentation de projet

II.1. Introduction :

Avant de mener une étude quelconque, il est utile de définir au préalable les circonstances l'entourant et tous les facteurs rentrant en jeu dans la pose de sa problématique.

Dans le présent chapitre, nous allons présenter en entier, le projet où s'inscrit la partie concernée par notre étude et nous définirons brièvement le contexte et les conditions qui l'entourent en donnant quelques informations et généralités.

Ensuite, nous analyserons en détail, dans ce même chapitre, les contextes géologique, hydrogéologique et climatique de la région ainsi que sa sismicité pour mettre en évidence les caractéristiques régionales propres à la zone en question et faciliter l'étude géotechnique et géologique par la suite.

II.2. Projet de la pénétrante de Béjaïa :

II.2.1. Présentation générale :

Dans le cadre de la réalisation d'une liaison autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest, et dans le but d'améliorer le réseau routier national, le ministère des travaux publics et des transports a lancé le projet de réalisation de la pénétrante de Bejaïa qui s'étale sur 100km afin de faciliter les échanges et le transport de marchandise depuis le port et offrir plus de confort aux usagers de la route vers Béjaïa.

Cette pénétrante stratégique, une fois livrée entièrement, éliminera un taux considérable de la congestion au niveau de l'ancienne route : la route nationale RN 26 et qui devient de plus en plus infernale surtout au sein des petits villages.

Le projet a débuté en 2013 et une grande partie est déjà achevée. L'une des raisons pour lesquelles les délais n'ont pas été respectés était la complexité de la réalisation du tunnel de Sidi-Aïch ; en outre des problèmes d'expropriation des terrains agricoles et des villageois.



Figure II.1 Pénétrante autoroutière P16 de l'autoroute A1 entre Bejaia et Ahnif

II.2.2. Fiche technique du projet :

Intitulé du projet : Liaison Autoroutière reliant le port de Béjaïa à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif sur 100km.
Descriptif du projet : Il s'agit d'une pénétrante autoroutière qui relie la ville de Béjaïa à l'autoroute A1 Est Ouest.
Maitre d'ouvrage : L'Algérienne des Autoroute (ADA).
Maitre d'œuvre : KyungDong Civil Engineering & Construction Company (bureau d'étude sud-coréen).
Bureau de contrôle et de suivi (BCS) : Dar-El-Handassa.
Entreprise de réalisation : Groupement Sino-Algérien : CRCC et SAPTA.
Point d'origine de la pénétrante : RN12 et RN9.
Point d'arrivé de la pénétrante : L'échangeur El Adjiba de l'autorotoure Est-Ouest.
Nombre de voies : Un profil de 2×3 avec une largeur totale de B=33m.
Date début du projet : 2013
Taux d'avancement : 50% à ce jour.

Compte tenu du linéaire important de la pénétrante, l'ensemble des travaux de reconnaissance, de collecte des données, de conception et réalisation de cette liaison ont été divisés en trois sections selon le tableau suivant :

Tableau II.1 Division des sections

Section 1	Section 2	Section 3
Du PK0 au PK 22	Du PK 22 au PK 48	Du PK 48 au PK 100

L'objet du présent mémoire se portera sur le tunnel se trouvant dans la section 2 du projet de la réalisation de cette pénétrante autoroutière.

II.2.3. Description de la Section 2 :

Cette section s'étend sur 26 km, entre le PK 22 et le PK 48, et traverse, sur une distance d'environ 12 km, des terrains agricoles aux alentours de Oued Soummam jusqu'à arriver à El-Kseur.

Une partie du tracé franchit une topographie plutôt montagneuse du nord de Timezrit et de Sidi Ayad. Ce franchissement de terrains très accidentés ne sera possible qu'avec la réalisation de plusieurs ouvrages d'art dont un viaduc et un tunnel au niveau de la ville de Sidi-Aïch. Le tunnel traverse le massif de Maala sur 1.7km et il est précédé par ce viaduc de 1,3km à son portail nord.

Le reste de la section 2 passe par Ighzer Amokrane, Akbou, Taouriat pour arriver à l'échangeur d'El-Adjiba par des terrains de faible déclivité et par une colline douce sur la rive gauche de l'Oued Sahel.

Dans ce qui suit, nous allons traiter uniquement le projet de la réalisation du tunnel qui s'inscrit dans la section 2 et qui marque le seul ouvrage de ce type sur l'ensemble du tracé de la pénétrante. Sa localisation sur le tracé de la pénétrante est illustrée sur la figure II.2 ci-après.

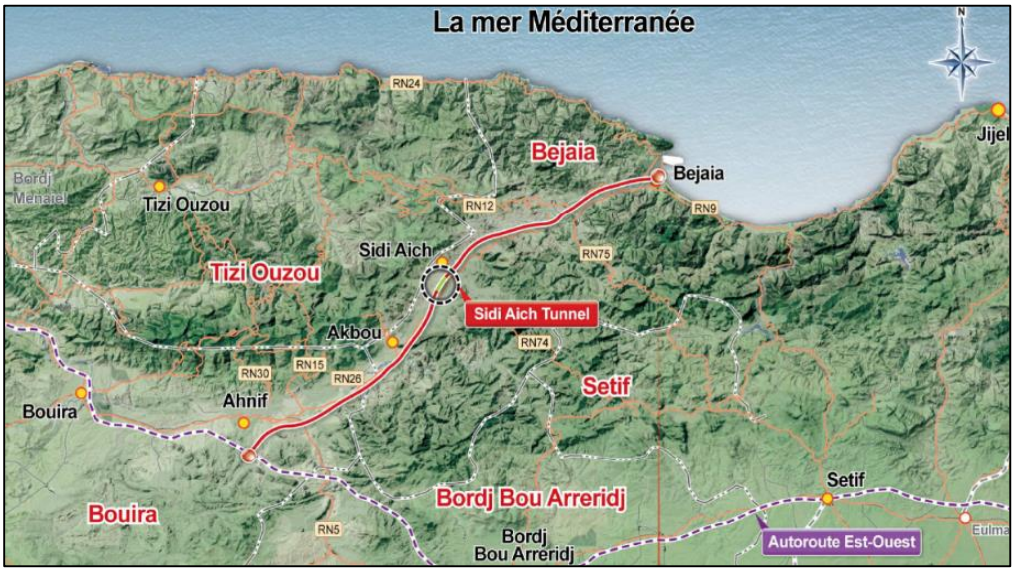


Figure II.2 Situation du tunnel de Sidi-Aïch dans le tracé de la pénétrante [3]

II.3. Le tunnel du Sidi-Aïch :

II.3.1. Présentation du tunnel :

II.3.1.1. Situation géographique :

Le tunnel se situe à Maala, à l'est de la banlieue de Sidi-Aïch, qui fait elle-même partie du territoire de la vallée de Soummam à Béjaïa. Il traverse le massif de Tassift Imoula qui constitue le principal obstacle au passage de la pénétrante Béjaïa-Ahnif, et se situe à la périphérie sud de la ville de Sidi-Aïch. Ce massif est orienté Nord Est - Sud-Ouest et culmine à près de 900m au sud du village de Sidi Ayad (Maala).

Le tracé de la pénétrante longe le pied de ce massif, à proximité de la rive droite de la Soummam, pour le franchir ensuite par le tunnel en question à travers sa partie médiane.

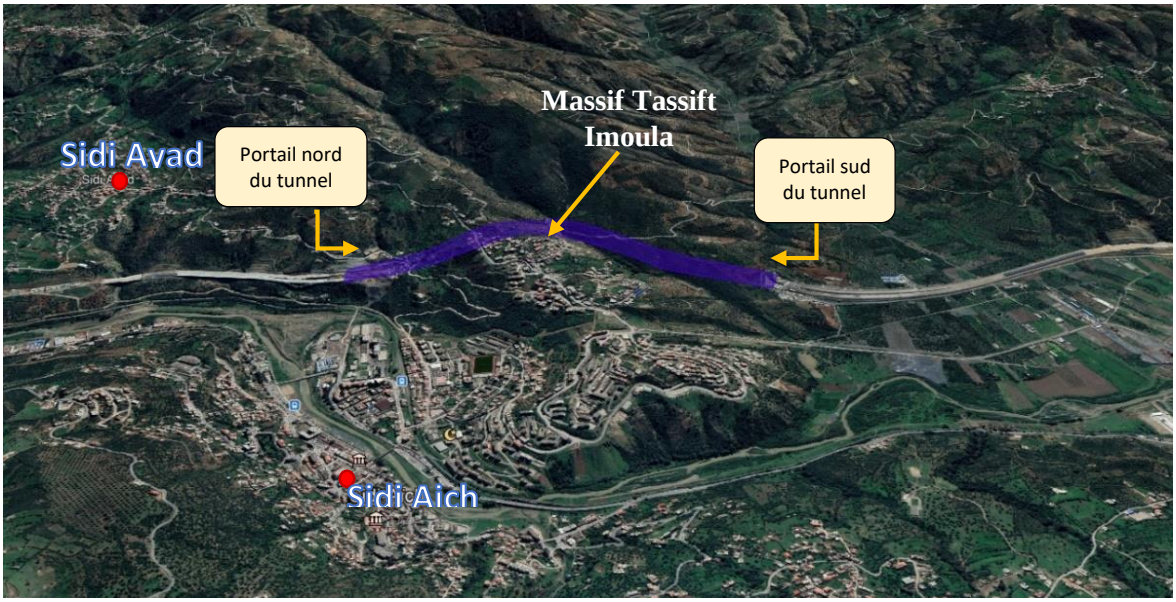


Figure II.3 Plan de situation du tunnel de Sidi-Aïch

II.3.1.2. Géométrie et tracé :

Il s'agit d'un tunnel autoroutier bitube d'un profil en travers identique à celui adopté le long de la pénétrante, dont la distance entre les deux axes de chaque tube est au minimum de 20m et au maximum de 45m. La couverture en-dessus des deux tunnels varie entre 15m et 100m.

L'axe du tracé du tunnel épouse une forme courbe de 3 clothoïdes successives et présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Tableau II.2 Présentant les délimitations des deux tubes de l'ouvrage

	Début (Nord)	Fin (Sud)	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur de creusement (m)	Gabarit (m)	Faux tunnel (m)
Tube droit	PK40+146	PK41+774	1628	16	13	5.25	14
Tube gauche	LK40+130	LK41+821	1691				

<u>Remarque</u> :

La notation LK est utilisée pour indiquer les points kilométriques du tunnel EST puisque le portail nord de celui-ci se trouve sur la gauche donc « Left » en anglais. C'est une simple appellation pour différencier les tubes Est et Ouest dans le comptage des PK's.

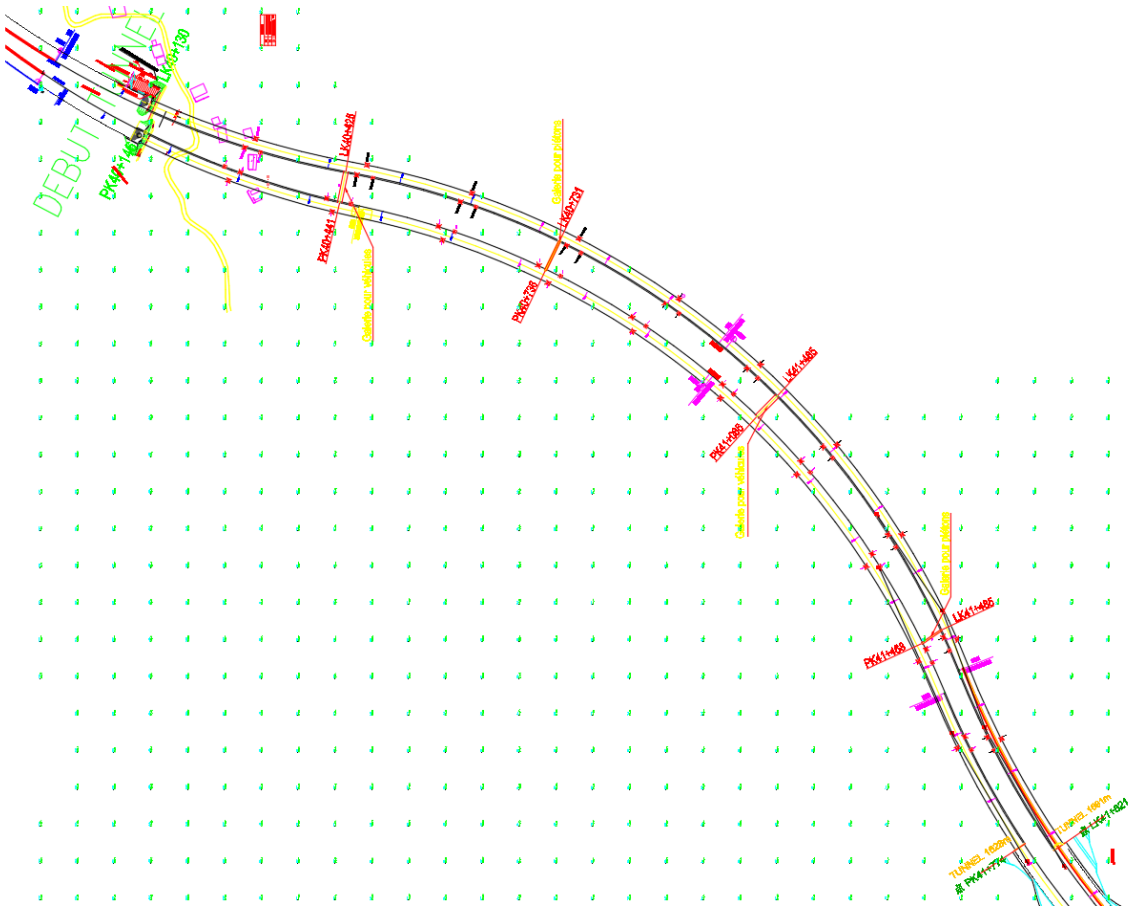


Figure II.4 Vue en plan du tracé du tunnel de Sidi-Aïch

II.3.2. Présentation du tronçon étudié :

Sur le linéaire de 1700m du tunnel, on se fixera pour objectif d'étudier uniquement une section qui s'étend sur 760m à partir de la tête nord du tube EST. Ce choix est principalement lié aux problèmes observés au portail nord lors de l'exécution. Nous nous sommes intéressées donc au comportement géotechnique du sol dans cette zone délimitée par le PK40+130m et le PK40+900, afin d'explorer en détail le phénomène rencontré.

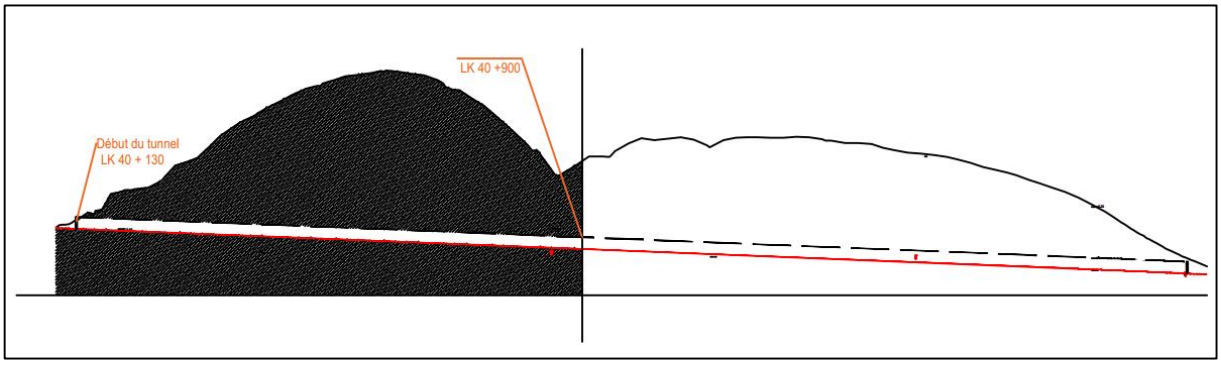


Figure II.5 Délimitation du tronçon étudié dans le profil en long du tunnel

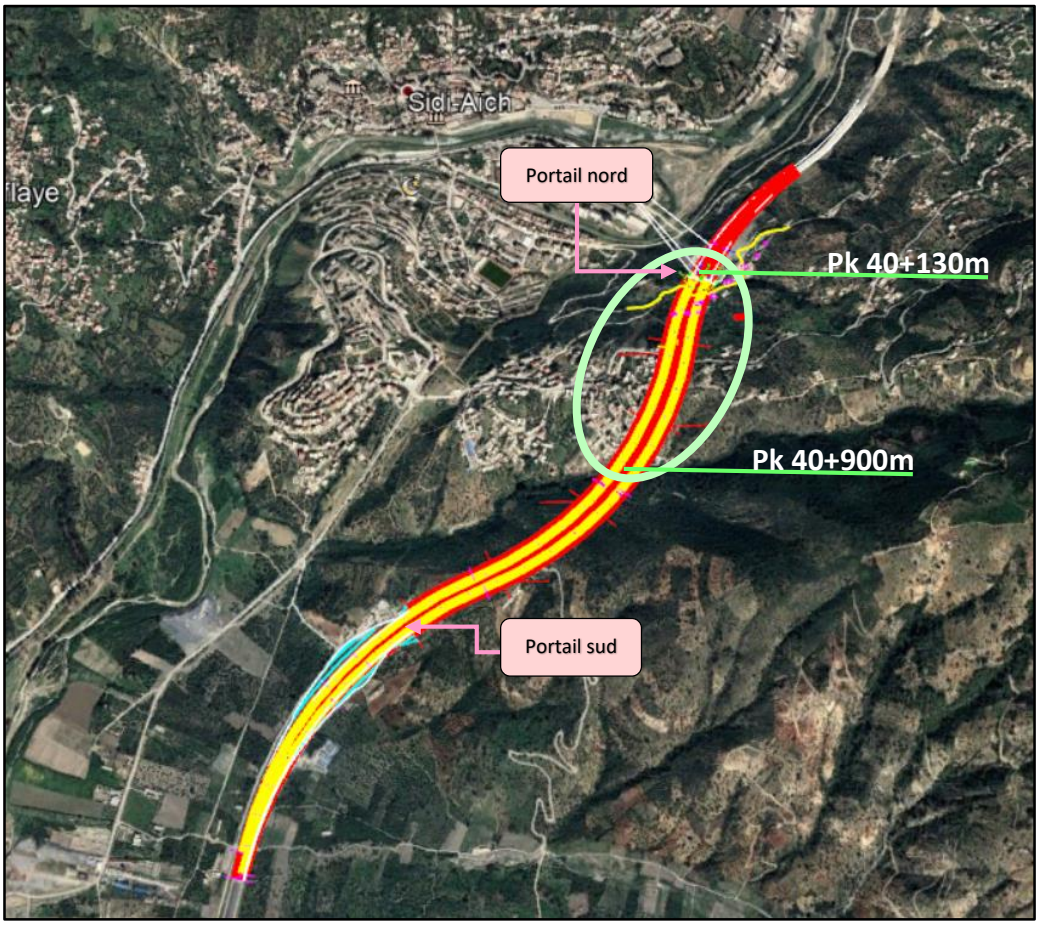


Figure II.6. Délimitation du tronçon étudié sur le tracé en plan

II.3.3. Contexte géologique :

Dans toute étude d'avant-projet, la première étape consiste toujours à faire des investigations sur les propriétés connues et apparentes du site dédié à la réalisation de l'ouvrage pour rassembler le maximum d'informations sur la nature géologique, hydrologique, sismique et climatologique régionale.

Dans un premier temps, la consultation d'ouvrages littéraires, d'archives et de cartes géologiques et hydrologique ainsi que l'historique sismique de la région est nécessaire.

Ensuite, pour compléter les données, un relevé de surface doit être bien effectué à travers plusieurs visites de terrain pour explorer les formations géologiques apparentes avec tous leurs aspects extérieurs.

II.3.3.1. Topographie de la région :

Le projet se situe entre la rive droite de l'Oued Soummam à Sidi-Aïch et le nord de la montagne de Sidi Ayad, où le tunnel traverse la topographie montagneuse de la zone de Maala qui est juste en-dessus des plaines fluviales formées par les terrasses et alluvions aux marges de l'Oued Soummam.

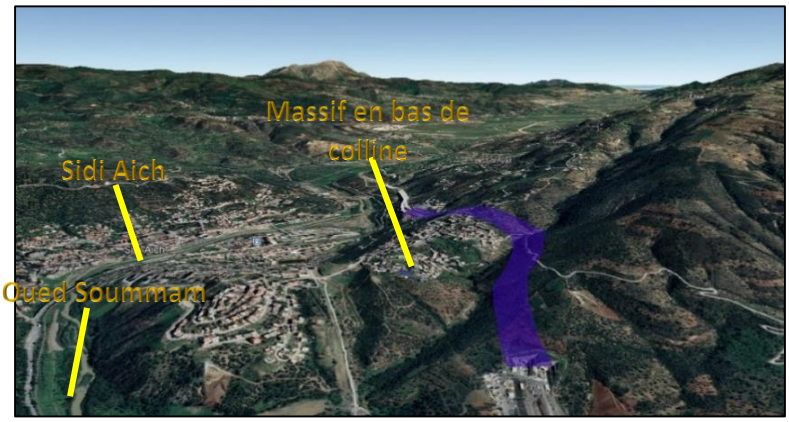


Figure II.7 Topographie régionale de la ville de Sidi-Aïch

La topographie régionale est celle d'une basse montagne de colline qui culmine à près de 900m. Le terrain est très accidenté et présente de fortes pentes naturelles arrivant à 20% du côté nord. La complexité du relief était le principal argument pour opter pour un tunnel.



Figure II.8. Montrant la topographie au-dessus du tunnel

II.3.3.2. Géomorphologie :

On peut subdiviser la vallée de la Soummam en trois grands ensembles :

- L'ensemble septentrional, constitué des formations d'âge secondaire et tertiaire.
- L'ensemble méridional, aussi d'âge secondaire formé par des lames calcaires des Babors.
- La plaine alluviale de la Soummam et de ses affluents d'âge quaternaire, qui est caractérisée par sa forme plus ou moins étroite et de ses affluents profondément encaissés.

II.3.3.3. Géologie régionale et anciennes formations :

Le tracé du tunnel traverse une zone de confluence entre la chaîne de l'Atlas Tellien et une zone de Flyschs maghrébins. Le domaine tellien prédominant dans la grande kabylie est le domaine tellien septentrional qui comporte deux sous domaines : L'interne à gauche de Oued Soummam et l'externe à sa droite. [4]

La nature géologique dans la région peut englober la marne qui caractérise principalement les Flyschs avec du gré, les calcaires qui caractérisent la dorsale Kabyle (chaine calcaire) se trouvant au domaine tellien interne et enfin le schiste dans le tell septentrional externe où l'on distingue l'autochtone à schistosité.

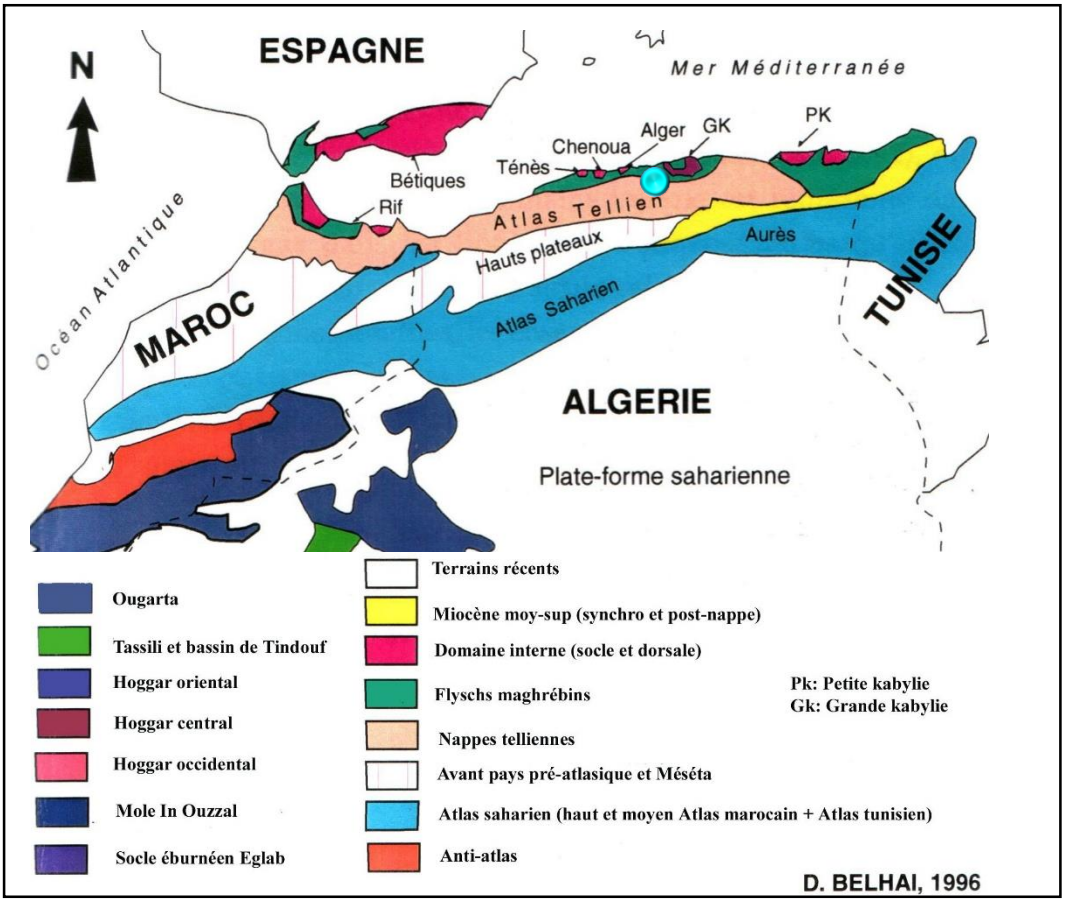


Figure II.9. Carte géologique du Maghreb

II.3.3.4. Reconnaissance géologique de surface de la région traversée par le tunnel :

Le massif de Tassift Imoula que traverse le tunnel est formé par une diversité de roches dont les plus importantes correspondent aux Flyschs, marnes schisteuses et marno-calcaires crétacés. Ces formations sont largement recouvertes superficiellement par des colluvions hétérogènes d'épaisseur variable. Les relevés de surface du massif ont permis d'avoir les observations illustrées dans les figures qui suivent.

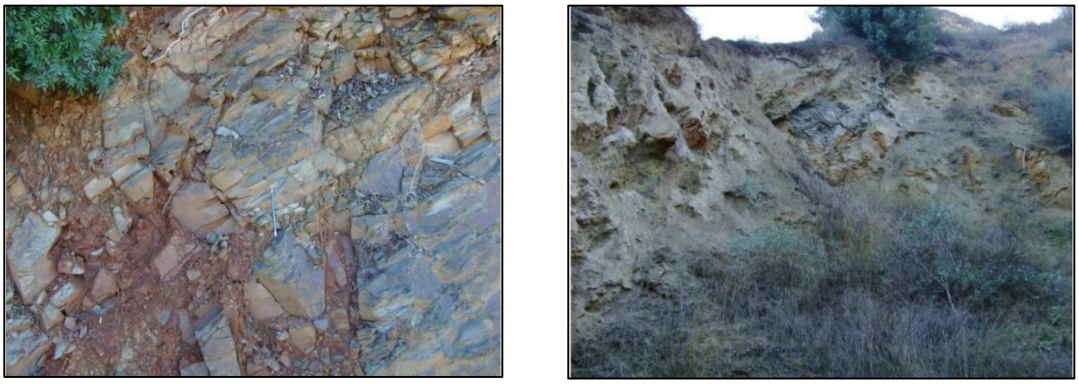


Figure II.10 Montrant à gauche Flyschs gréso-argileux crétacés très fracturés et à droite les marnes grises schisteuses crétacées très fracturées

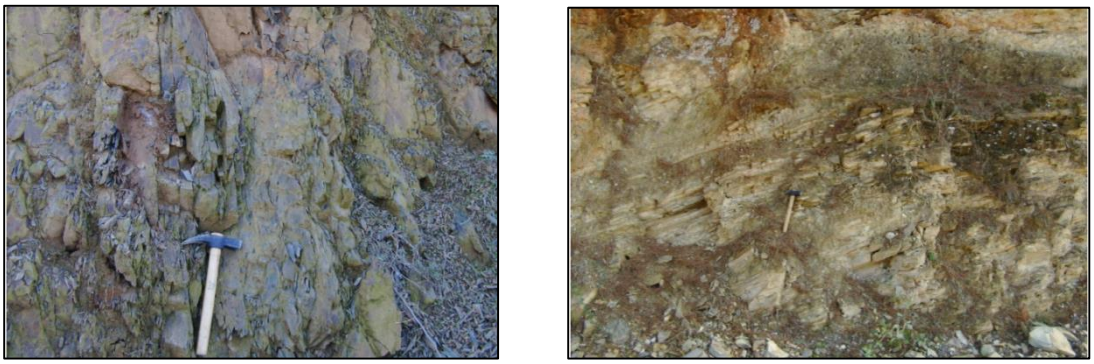


Figure II.11 Montrant à gauche marnes schisteuses altérées et à droite les schistes blancs et marno-calcaire crétacés

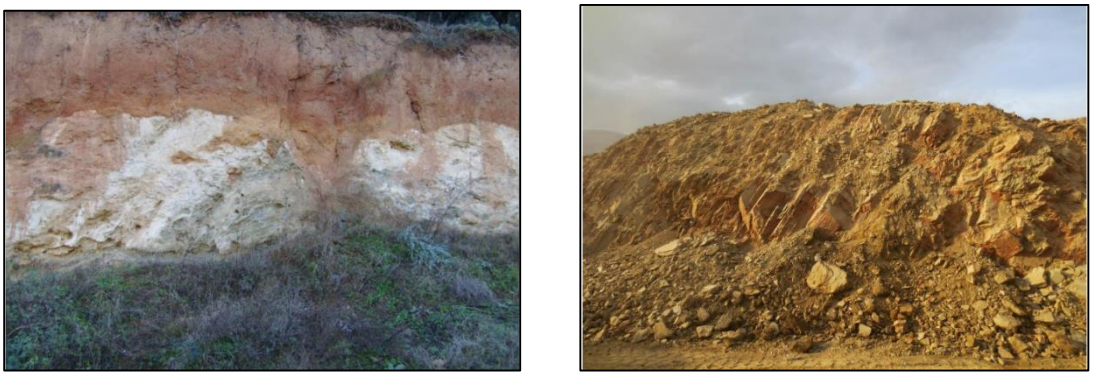


Figure II.12 Colluvions limoneuses rougeâtres quaternaires et encroutements blanchâtres à gauche et schistes intensément altérées à droite

II.3.3.5. Hydrologie et hydrogéologie :

La vallée de la Soummam est une région à réseau hydrographique très dense qui draine de nombreux cours d'eau permanents et intermittents, dont l'oued Soummam est le collecteur principal. La superficie du bassin versant dans lequel cette région est inscrite s'étend jusqu'à 9200 km^2.

Béjaïa étant l'une des régions les plus arrosées en Algérie avec des précipitations annuelles arrivant à 900 mm, ce réseau hydrographique est continuellement alimenté surtout pendant la saison d'hiver. Durant cette période, et sur la zone du tunnel, ces eaux se présentent comme eaux superficiels, sous forme de ruissellements, et qui sont évacuées plus tard grâce à la pente raide de la même zone. Il n'y a cependant pas de présence d'eau permanentes sur la surface du site étudié.

Du point de vue hydrogéologique, des aquifères ont été distingués dans la région de la Soummam, notamment au niveau des alluvions en fond de la vallée et selon une étude menée, on a mis en évidence l'existence d'une nappe phréatique s'étalant de Cheurfa (Bouira) à Oued Ghir (Béjaia), divisée en deux parties par le seuil géologique de Sidi-Aïch où l'on trouve la haute Soummam vers le sud et la basse Soummam vers le nord. Le schéma ci-après illustre les deux parties de la nappe phréatique.

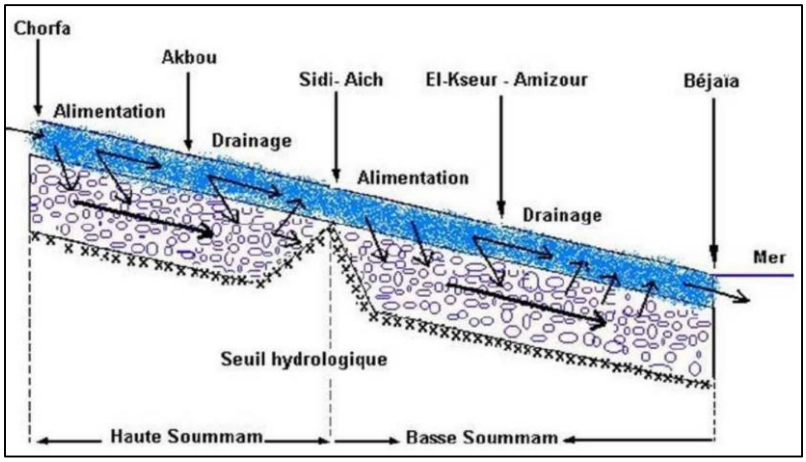


Figure II.13 Nappe phréatique dans la région de la Soummam [3]

II.3.3.6. Sismicité locale :

Historiquement la région de Béjaia-Bouira, est connue comme ayant une activité sismique assez élevée, prouvée par le séisme de Kherrata en 1949 d'une magnitude de 5 sur l'échelle de Richter et qui est associé à des ruptures de surface. Cette catastrophe naturelle n'est cependant pas la seule dans la région, en effet, plus de 30 séismes de magnitude supérieure à 4 se sont produits au cours de la deuxième moitié du 20eme siècle, et le plus récent, est celui de mars 2021 qui était à une magnitude de 6. On peut classer donc la région d'étude selon le Règlement Parasismique des Ouvrage D'art à la zone II.a

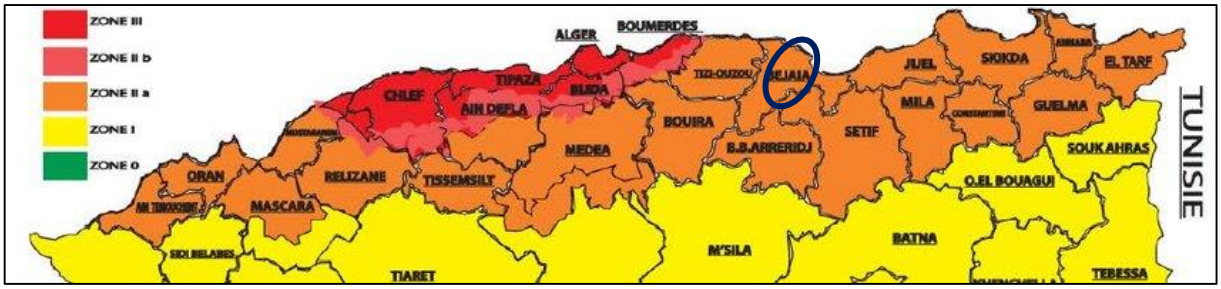


Figure II.14. Zones sismiques au nord algérien [5]

D'autre part, le tunnel de Sidi-Aïch est un tunnel autoroutier qui doit rester circulable même après avoir subi l'effet de l'action sismique, ce qui le classe en : Groupe 1 des tunnels stratégiques. [5]

Groupe 1 : Tunnels stratégiques

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire, soit :

- Les tunnels autoroutiers ;
- Les tunnels sur routes nationales ;
- Les tunnels ferroviaires et de métro.

Figure II.15 Les classifications des tunnels [5]

Les normes du même document précise alors que pour la combinaison de ces deux paramètres, le coefficient d'accélération est égal à A = 0,25. Il est alors conclu que la vérification vis-à-vis l'action sismique doit être prise en compte.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Figure II.16 Le **Coefficient d'accélération comme apparu sur le RPOA**

II.3.4. Climatologie et végétation :

La région de la Soummam a un climat méditerranéen divisé en étages : humide, subhumide et semi-aride illustrés dans la figure **I.17** suivante, la différence entre ces étages se présente principalement dans la moyenne des précipitations (la plus élevée étant en étage humide avec des valeurs supérieures à 900 mm).

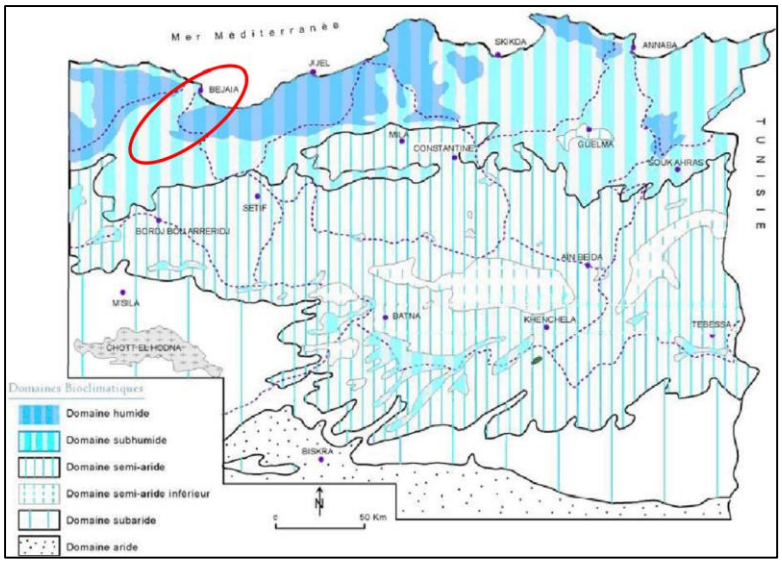


Figure II.17 Zone climatique du nord-est algérien

Cette zone traverse une période de sécheresse climatique de 4 à 5 mois, allant du mois de Mai au mois de Septembre comme montré dans le tableau **II.3** ci-après, le reste des mois de l'année étant humides et pleinement arrosés.

Tableau II.3 Moyennes mensuelles des températures (maximas 'M' et minimas 'm') et des précipitations 'P' dans la région de la basse vallée de la Soummam (période de 1970~2005)

Mois	Janv.	Fev.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
M (°C)	16,7	17,0	18,7	20,4	23,1	26,6	29,8	30,3	28,7	25,5	20,9	17,7
m (°C)	7,4	7,9	9,0	10,6	13,8	18,5	20,3	21,4	19,4	15,8	11,6	8,7
(M+m)/2	12,0	12,4	13,8	15,5	18,4	22,5	25,0	25,8	24,0	20,6	16,2	13,2
P (mm)	116	114	86	72	43	14	8	11	48	88	96	135

Vu le climat plutôt humide de la région, la végétation est très dense et variée dans certaines zones où l'on trouve de grandes forêts de chênes, de chênes liège et de pin d'Alep. Cependant, la couverture végétale est moins dense sur les reliefs intermédiaires et presque absente dans les collines marneuses Elle est représentée par des maquis des chênes nains, d'oliviers et de lentisques. Dans la plaine, la végétation est dense mais essentiellement temporaire ; elle est formée par les grands et formidables champs de cultures maraîchères diverses.

II.5. Conclusion :

Nous concluons ce chapitre en soulignant que les terrains du site où s'inscrit l'ouvrage peuvent être d'une qualité assez médiocre et selon les observations et levés de surface, réalisés dans la région, on a pu établir des hypothèses sur la nature géotechnique du sol qui sera vérifiée dans le chapitre qui suit.

La topographie montagneuse du site, et surtout du côté nord, présente des pentes assez raides qui peuvent générer des glissements de talus.

Ainsi, nous nous sommes familiarisées avec l'environnement entourant le projet et les facteurs rentrant en jeu dans la conception initiale du tunnel.

Chapitre III :

Analyse de la conception initiale du tunnel

III.1. Introduction :

Le tunnel est une structure composite qui travaille en forte interaction avec le sol l'entourant. La définition de cet ouvrage est principalement influencée par des paramètres déterminés à partir des conditions naturelles du site sur lequel il serait implanté.

Il est alors important de définir en détail les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques, et géotechniques du massif afin de former une idée préalable sur le sol et d'arriver à le classer pour faire un meilleur choix des méthodes de creusement et adapter le soutènement aux contraintes existantes.

Pour la reconnaissance détaillée du site, il est nécessaire de mener une campagne d'investigation géotechnique. Cette dernière est constituée d'un ensemble d'essai et de mesure in situ, qui visent à élaborer un modèle théorique de la nature du massif, le plus représentatif des conditions réelles, afin d'établir une conception assurant la stabilité de l'ouvrage et du terrain et la sécurité lors des travaux de réalisation, tout en améliorant au mieux le livrable en termes de coût, de qualité et de délai d'exécution.

Cependant, la nature complexe et imprévue des sols, nécessite un recours à l' « empirisme » [6] pour tirer de l'expérience des spécialistes, des concepteurs ainsi que de la documentation sur des tunnels réalisés dans des sols similaires à celui du projet étudié.

Dans ce chapitre, nous allons aborder la conception de l'ouvrage initialement proposée dans le dossier d'exécution de l'entreprise, où nous procéderons à l'analyse et à l'interprétation des résultats de la reconnaissance géotechnique propre au projet. Ensuite, nous allons analyser les différentes solutions de soutènement prévues dans le projet, et nous les comparerons avec les préconisations empiriques de Bieniawski (en fonction du RMR), ainsi qu'avec les préconisations prévues dans des ouvrages souterrains construits en Algérie, dans des conditions géologiques qui se rapprochent. Enfin, nous conclurons quant aux choix des soutènements prévus.

III.2. Section type du tunnel :

Avant d'exposer l'étude géotechnique et les choix de soutènement considérés dans le rapport d'avant-projet détaillé et dans le dossier d'exécution, il est nécessaire d'aborder et de présenter le choix retenu pour la section type du tunnel qui rentre dans sa conception initiale.

Le tunnel autoroutier de Sidi-Aïch est conçu pour accueillir trois voies de 3.5m de large. Soit une largeur totale de la chaussée de 10.9m. Le gabarit brut de la section à son axe après revêtement est de l'ordre de 8m et arrive à 5.25m après installation des dispositifs de ventilation.

La section transversale comporte 3 rayons circulaires en voute et un radier ellipse. Le choix de la forme de ce profile dépendait de plusieurs critères notamment, la charge à encaisser, et c'est à l'aide d'une méthode itérative qu'on a pu arriver à un équilibre technico-économique entre l'aplatissement de la section et la quantité de revêtement à utiliser.

Le tunnel comporte 4 galeries de secours pour véhicules et des niches de sécurité et d'incendies sont envisagées pour garantir la sécurité des usagers de la route. L'emplacement de ces dernières figures sur le tracé en plan attaché en annexe A.

Des réservations pour les câbles d'électricité et téléphoniques sont prévues ainsi que plusieurs niches d'alimentation en plus des équipements de ventilation.

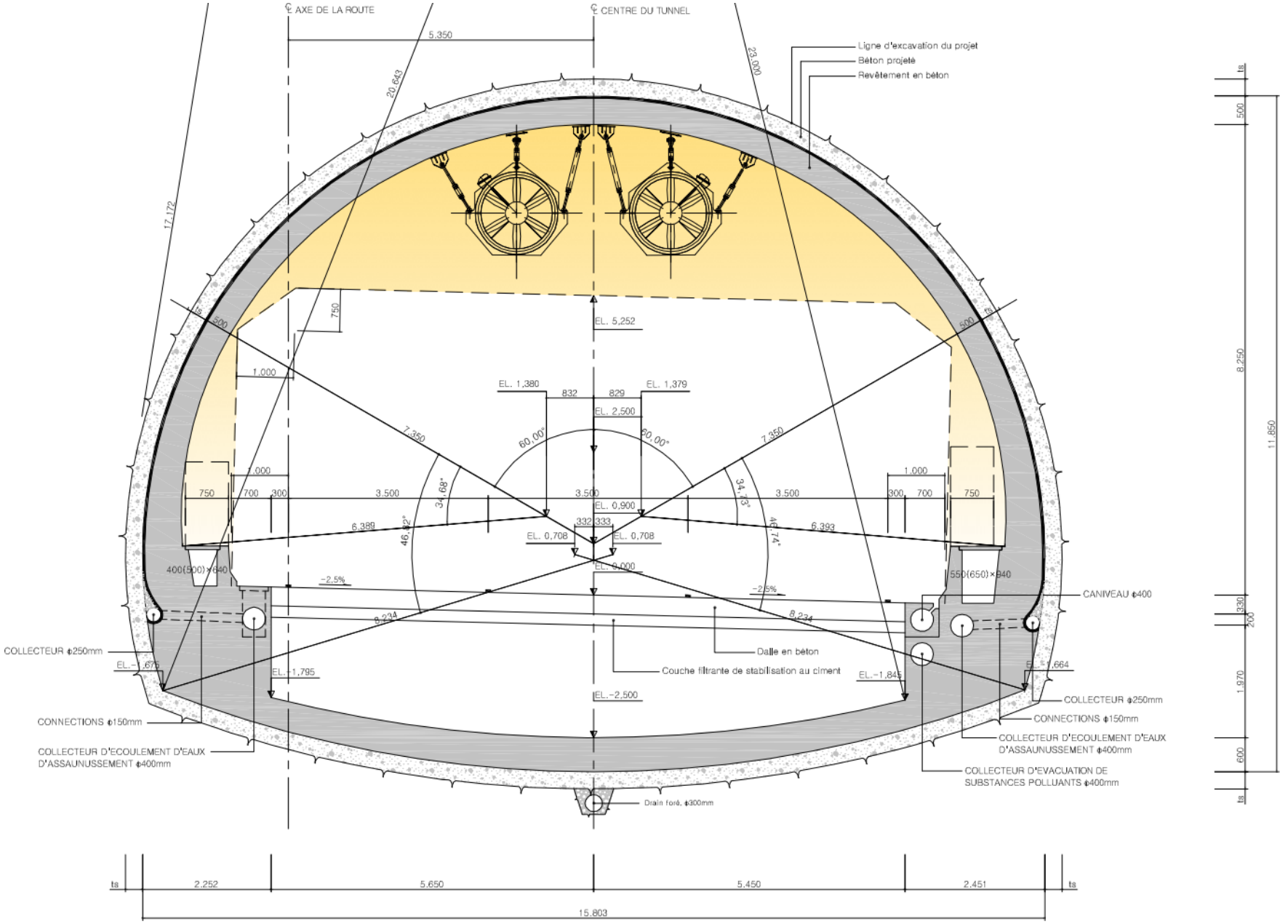


Figure III.1. Coupe transversale du tunnel [7]

III.3. Reconnaissance géotechnique :

III.3.1. Contenu de la campagne :

La reconnaissance du site commence par déterminer la nature des formations géologiques constituant le massif en question, ainsi que leurs caractéristiques géotechniques, pour arriver à former une idée préalable sur le comportement de ce dernier face aux travaux de réalisation du tunnel. Cette reconnaissance est possible par l'ensemble des essais in situ, réalisés lors de l'étude initiale de projet, et transmis par l'entreprise de réalisation sur les documents d'APD.

Pour le cas du tunnel actuel, et dans le but d'assurer une bonne reconnaissance du massif, un nombre d'essais a été implantés autour de l'axe longitudinal du tunnel pour couvrir la totalité de la zone, comme montré dans les plans suivants :

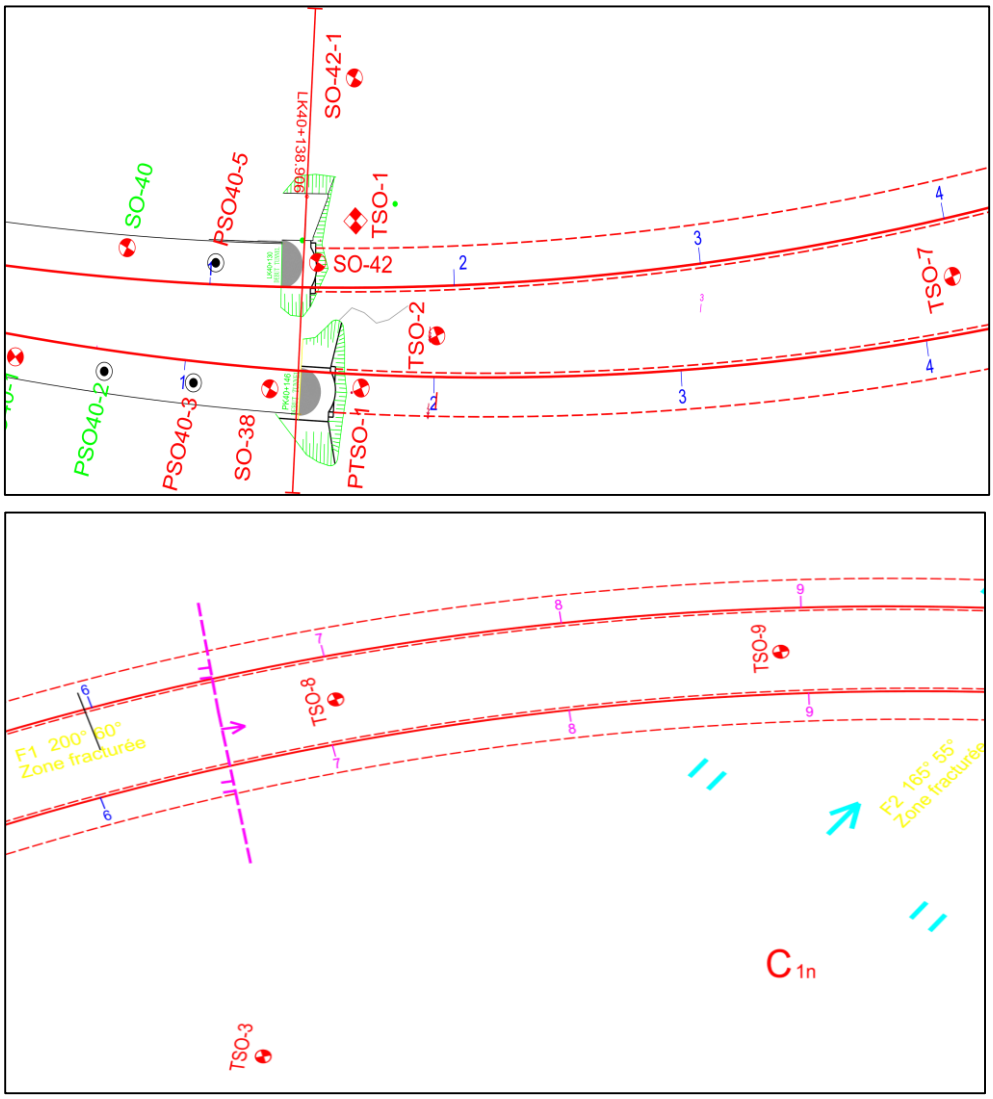


Figure III.2. Plan de l'emplacement des essais in situ

Le programme de ces essais est détaillé sur le tableau III.1 :

Tableau III.1. Programme des essais in Situ [3]

Type d'essai	Nombre d'essai	Symbole	Emplacement
Sondages carottés	8	SO-42-1	LK40+160
		SO-42	LK40+145
		SO-38	LK40+135
		TSO-1	LK 40+160
		TSO-2	PK40+200
		TSO-3	PK40+643.4
		TSO-7	LK40+400
		TSO-8	LK40+700
		TSO-9	LK40+890
Puits de reconnaissance	1	TPM-1	LK40+160
Essai pressiométrique	4	PSO40-3	PK40+103.0
		PSO40-5	LK40+133.0
		PTSO-1	PK40+170
Essai simple de pompage.	2	Au TSO-7	LK40+400
		Au TSO-9	LK40+890

Additionnellement aux essais précédents, une mesure par des méthodes géophysiques indirectes et non destructives a été réalisée pour arriver à définir les propriétés physiques du sol, cette étude a été menée en suivant le programme dans le tableau III.2 :

Tableau III.2. Programme de l'étude géophysique du Tunnel de Sidi-Aïch [3]

Type d'essai	Nombre	Longueur
Méthode à haute densité électrique	6	3530
Prospection sismique	6	655

Une fois que toutes les carottes servant d'echantillon sont récupérées, on procède par la suite aux essais de laboratoire afin d'identifier la nature du massif suivant le programme d'essai ci-après :

Tableau III.3. Programme des essais en laboratoire [3]

Type d'essai	Nombre
Essais physiques	60
Essais mécaniques	69
Essais Lugeons	18
Essais chimiques	46
Essais sur matériaux	2
Analyse minéralogique	3

L'ensemble des résultats de ce travail de reconnaissance a permis l'identification des éléments détaillés dans la partie suivante.

III.3.2. Résultats des reconnaissances géotechniques :

L'objectif principal de l'investigation géotechnique d'un site de travaux de tunnel est d'identifier les propriétés des matériaux présents en souterrain qui représenteront par la suite les paramètres nécessaires au calcul.

Cependant, à cause de la réalité hétérogène du site étudié, la reconnaissance de chaque point du massif est impossible, il faut alors interpréter les résultats ponctuels obtenus et les extrapoler sur la totalité de la zone étudiée puis ils seront complétés par une analyse basée sur les données connues sur le site et par l'expérience des géotechniciens et leur sens de l'observation. Ceci permettra d'établir des valeurs unifiées regroupant les couches de sol plus ou moins de même nature et ayant des caractéristiques rapprochées.

Afin d'assurer un équilibre entre la précision des calculs et leur simplicité, l'interprétation des résultats obtenus lors de l'étude géotechnique sont synthétisés dans un modèle schématique des groupes géotechniques formés.

III.3.2.1. Lithologie du site :

L'observation des carottes récupérées sur le site du tunnel de Sidi-Aïch, a permis d'identifier les différents types de sol constituants le massif traversé, et leurs profondeurs respectives ce qui a mené à la conclusion qu'il existe quatre types de sol au long du tunnel, et qui sont :

- **L'argile** : elle est classée sur site par les géologues comme ayant une consistance dure.



Figure III.3 Photo des carottes du sondage SO-42 montrant l'argile peu plastique

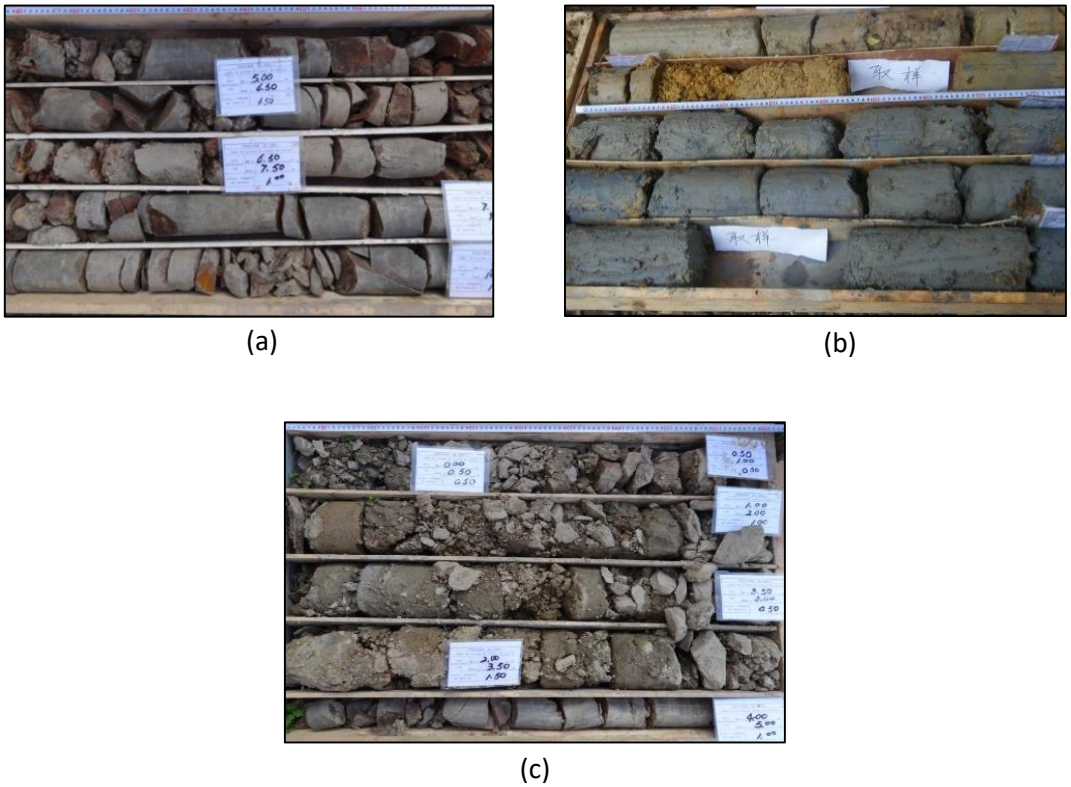
- **Les graviers** : ils sont présents dans deux zones ayant un aspect fracturé où l'on avait constaté la taille importante des débris récupérés dans les carottes de sondages.



Figure III.4. Photo des carottes du sondage TSO-9 montrant les graviers

- **La marne :** qui est une roche tendre, capable de changer d'un aspect rocheux à un comportement de sol, est aussi présente sur le site, sous différents degrés d'altération.

En se basant sur l'observation de l'état des échantillons prélevés, et sur la classification de l'A.F.T.E.S, il était possible de découper la formation de la zone en trois couches selon leurs altérations : une marne légèrement altérée, très altérée et complètement altérée.



(a) (b)

(c)

Figure III.5 Photos des carottes du sondage TSO-3 montrant la marne : (a) faiblement altérée, (b) intensément altérée, (c) totalement altérée

Le long du massif, il existe aussi des couches de schiste, mais elles ne sont pas présentes dans la zone d'étude. Ces dernières se présentent aussi sous différents degrés d'altérations.



Figure III.6. Photos des carottes du sondage TSO-11 montrant le schiste intensément altéré (à gauche) et faiblement altérée (à droite)

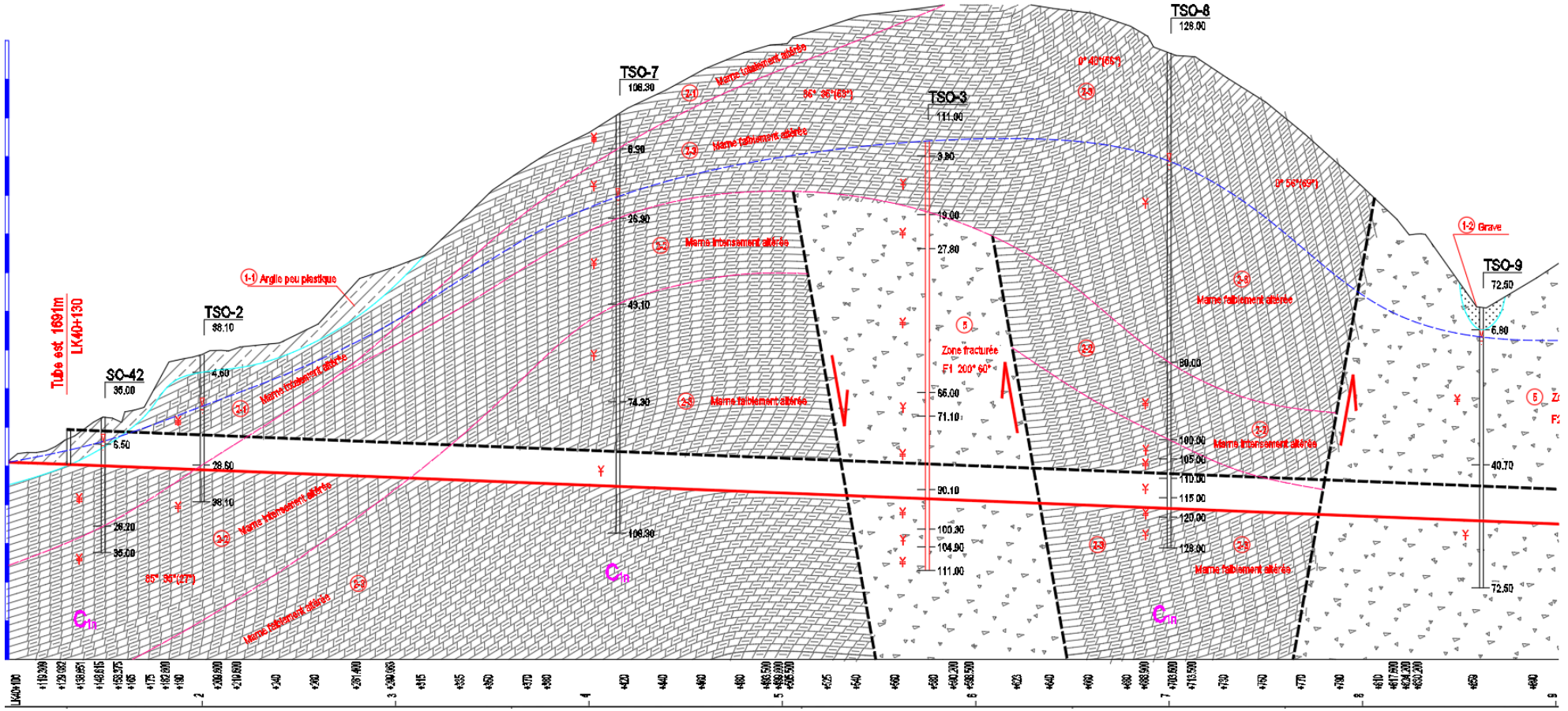
Les groupes représentant les formations géologiques sont détaillés ci-dessous, sur le tableau extrait du rapport géotechnique du projet.

Tableau III.4. Tableau des couches géologiques [3]

N°	Nom géologique	Code	Epaisseur (m)	Couleur	Statut	Description
1-1	Argile peu plastique	A_p	1.2-6.5	Brunâtre et Rougeâtre	Dure	Brun rougeâtre, hétérogène, avec des graviers anguleux durs
1-2	Grave	G	5.8	Grise claire	Moyenne dense	Couleur grise claire, la composition principale est en marne, des grains en forme sub-ronde.
2-1	Marne totalement altérée	Ma	21.0-29.6	Jaune-brune	Molle	Brune, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle qui s'amollit facilement à l'eau.
2-2	Marne intensément altérée	Ma	Non exposé	Livide	Molle	Couleur livide, fortement concassée, présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle qui s'amollit facilement à l'eau
2-3	Marne faiblement altérée	Ma	Non exposé	Gris foncé	Molle	Couleur grise foncée, formation argilacée, structure stratifiée, la composition principale est en minéral argileux et calcite, remplissage visible des veines des calcites, diaclases et fissures développées, roche molle
5	Zone fracturée	F	15-200	Grise foncée –grise noire	Dense	Couleur Grise foncée –grise noire, fortement concassée sous influence de la structure, carotte en forme de gravier anguleux en intercalant localement de cailloux, dense, amollie facilement à l'eau

Il est aussi possible de déterminer, sur la profondeur des forages, les limites de chaque couche à l'endroit de l'essai.

Reliant les points du même type de sol dans différents sondages (qui figure dans l'annexe B) donnera un tracé des limites entre les formations souterraines. Ceci permettra d'établir une coupe géologique prévisionnelle représentative des épaisseurs de chaque couche dans le massif. Le terrain est, par ce fait, homogénéisé en grands groupes géotechniques et géologiques, montrés dans la figure III.7.


TSO-8
128.00
TSO-7
108.30
TSO-3
111.00
TSO-9
72.50
TSO-2
38.10
SO-42
35.00
Tube est 1691m
LK40+130
1-1 Argle peu plastique
1-2 Grave
2-1 Marne faiblement altérée
2-2 Marne fortement altérée
2-3 Marne faiblement altérée
5 Zone fracturée
F1 200° 60°
Marne faiblement altérée
Marne fortement altérée
Marne faiblement altérée
Marne faiblement altérée
Marne faiblement altérée
Marne fortement altérée
Marne faiblement altérée
Marne faiblement altérée
Marne faibl

D'après le tracé du tunnel, et la direction des plans de stratification, on peut arriver à conclure que l'orientation de la galerie creusée par rapport à la stratification, est une orientation en direction (pendage oblique). La section 2 du dossier pilote des tunnels génie civil [9], indique que le creusement de ce type de galerie, peut engendrer, des hors profils importants, ainsi qu'une flexion des couches minées tangentes à la paroi.

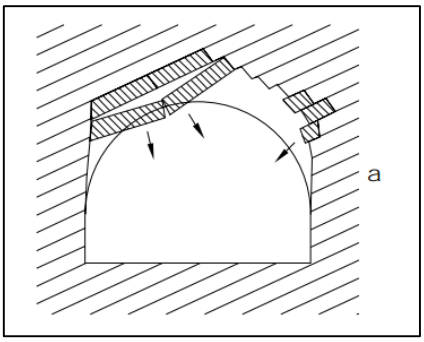


Figure III.8. Figure de l'influence de la stratification sur la stabilité des parois du tunnel [9]

III.3.2.2. Caractéristiques physicomécaniques du sol étudié :

A présent, le terrain est décomposé en cinq couches supposées homogènes, il est alors possible de compléter cette reconnaissance par l'étude géotechnique, qui vise à établir les caractéristiques des matériaux constituant chaque type de sol. Ce qui permettra de comprendre la nature rhéologique et déduire l'éventuel comportement du terrain lorsqu'il est soumis aux contraintes générées par le creusement du tunnel. Ces propriétés intrinsèques serviront ensuite de données à introduire lors de la modélisation des couches de sol sur le logiciel.

Dans le tableau III.5, on a résumé les valeurs synthétiques retenues des essais pour chaque couche et qui résultent d'une moyenne calculées par le concepteur (en utilisant des logiciels de calcul).

Tableau III.5. Caractéristiques des couches du massif

Couches géologique	γ (kN/m^3)	γ_s (kN/m^3)	E (MPa)	υ	ϕ (deg)	c_u (kN/m^2)	ϕ' (deg) à long terme	c' (kN/m^2) à long terme	e_0
(1-1)Argile peu plastique	19.5	27.3	6.63	0.35	22	20	20.5	27.8	0.708
(2-1) Marne totalement altérée	21.6	27.0	22.32	0.35	23	45	23	35	0.411
(2-2) Marne intensément altérée	22.0	27	73.71	0.32	24	70 (talus) 80 (tube)	23.5 (talus) 22 (tube)	65 (talus) 85 (tube)	0.4
(2-3) Marne faiblement altérée	26.0	27	127	0.30	/	/	28	160	0.4
(5) Zone fracturée	22	/	50	0.35	/	/	35	5	/

Avec : E Module de Young
υ Coefficient de poisson.
γ Poids volumique.
e_0 Indices des vides
c_u, c' Cohésions à court et long terme respectivement.
ϕ, ϕ' Angles de frottement à court et long terme respectivement

Les valeurs des modules de déformabilité du sol, indiquent que le massif est constitué de couches qui sont déformables, plus précisément pour le cas de l'argile et la marne. Toutefois une consultation du retour d'expérience des chantiers d'ouvrages souterrains déjà réalisés dans l'argile dure, a montré que ces dernières se déforment peu sous la variation de contraintes résultantes de l'excavation du terrain.

D'autre part, la prospection géophysique du sol mesure les vitesses des ondes sismiques lorsqu'elles traversent le massif en profondeur, ainsi que la résistivité du sol. Le premier paramètre cité, est souvent utilisé pour déterminer la rippabilité des sols (l'aptitude d'un sol à être défoncé [10]).

La vitesse a indiqué des valeurs moindres que 1000 m/s pour l'argile, et 2500 m/s pour les deux couches de marne ainsi que sur la zone altérée, ce qui les classe comme zones de bonne rippabilité, ceci signifie que le creusement de ces couches est possible par des équipements de creusement conventionnels. La couche de la marne faiblement altérée de son côté présente des valeurs plutôt élevées, mais d'après l'interprétation des spécialistes du projet qui ont mené l'étude, il était conclu que cette partie suivra la même procédure de creusement que la totalité du tunnel.

Tableau III.6. Tableau des résultats de la prospection géophysique

La couche géologique	$\rho(\Omega m)$	$v_p(m/s)$	$v_m(m/s)$	E_d (GPa)
(1-1) Argile peu plastique	5−20	<1000	300−450	/
(2-1) Marne totalement altérée	10−35	1200−1700	730−820	0.54
(2-2) Marne intensément altérée	30−90	1700−2500	820−910	0.79
(2-3) Marne faiblement altérée	90−200	>3500	1275	2.0
(5) Zone fracturée	30−60	1700−2500	730	0.50

Avec :

ρ : résistivité, v_p , v_m: vitesse d'onde de compression et de cisaillement, et E_d : Module dynamique.

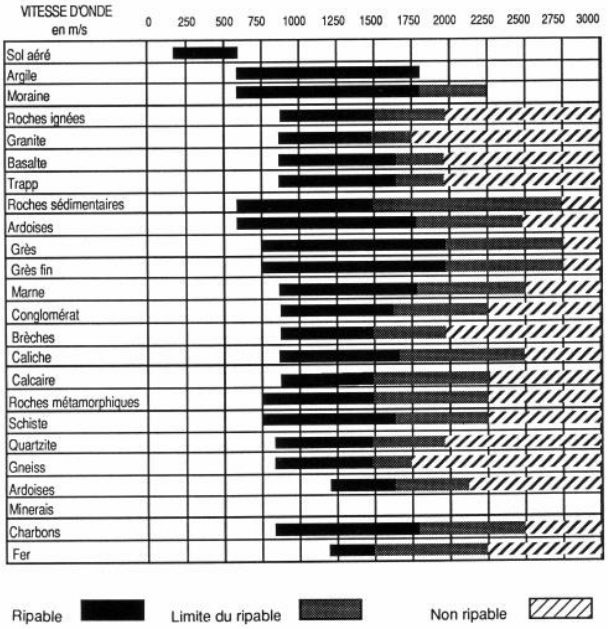


Figure III.9. Relation entre la rippabilité et la vitesse sismique

III.3.3. Données hydrogéologiques :

Lors de la conception des ouvrages souterrains, il faut s'attendre à une présence d'eau que ce soit sous forme de nappe phréatique ou des poches aquifères, qui seront à proximité de l'ouvrage à réaliser ou en directe interaction avec lui.

Cette présence aura un impact sur le comportement du sol qui différera de lorsqu'il est à son état sec. En outre, la structure du tunnel est susceptible d'être endommagé par des infiltrations d'eau si on ne prévoit pas de système d'étanchéité et de drainage adéquat.

La reconnaissance hydrogéologique est par conséquent cruciale avant le commencement des travaux d'exécution, cette dernière est possible par les sondages réalisés sur site, et elle est basée sur l'observation (des carottes récupérées) et la mesure (des débits lors des essais d'injection et de pompage).

L'observation des sondages montre que le niveau d'eau stabilisée est à une profondeur comprise entre 8.5m et 70m. Deux suppositions en figurent : cette présence d'eau est soit sous forme de couche aquifère, ou de poche d'eau. Par contre, lors de l'excavation du tunnel, il s'est avéré que les seules eaux présentes en profondeur étaient celles du deuxième type. Elles ont été découvertes accidentellement par les engins de creusement qui ont heurté la poche libérant son contenu. Le drainage de ces dernières a duré pour certain cas quelque heures, mais pour d'autre, des semaines.

D'autre part, les essais de pompage ainsi que d'injection ont permis de déterminer les valeurs du coefficient de perméabilité, montré ci-dessous :

Tableau III.7. Valeurs du coefficient de perméabilité obtenues des sondages

N° de sondage	TSO-7	TSO-9	TSO-11
$K\ (m/s)$	$4{,}63 \times 10^{-7}$	$8{,}10 \times 10^{-7}$	$1{,}74\ \times 10^{-7}$

D'après la classification d'A.F.T.E.S, et étant donné que toutes les valeurs de perméabilité sont comprises entre10^{-8} et $10^{-6}(m/s)$, il était admis que le sol est d'une faible à moyenne perméabilité. Par ailleurs, l'absence, durant les premiers travaux d'excavation, d'une nappe phréatique, mène à croire que le tunnel ne subira pas de venues d'eau importantes, pouvant entrainer des conséquences dangereuses. Toutefois, Le facteur hydrogéologique est toujours à considérer, et sera traité par le moyen d'une étanchéité sur les parois du tunnel avant la mise en place du revêtement définitif de ce dernier.

III.4. Solutions de creusement et de soutènement :

En se servant des résultats géotechniques et des données collectées sur le massif lors de la campagne de reconnaissance, il était possible de dimensionner le soutènement provisoire et revêtement définitif de cet ouvrage, ainsi que de choisir une méthode de creusement adéquate.

Notre étude se porte en grande partie sur les mouvements des sols, particulièrement ceux engendrés par le creusement du tunnel. Il était prévu que l'occurrence de ces mouvements soit plus contraignante lors des deux premières étapes de réalisation : creusement et soutènement, c'est donc à eux que nous allons nous intéresser dans la suite de ce chapitre, où les mesures de stabilisation prise dans le cas du tunnel de Sidi-Aïch sont détaillées davantage.

La première étape pour le choix des types de soutènement à mettre en place dans un tunnel passe inévitablement par l'adoption de méthode empirique qui se base sur des classifications géologiques des terrains traversés ainsi que sur l'expérience des concepteurs dans d'autres projets sur des terrains similaires à ceux traversés.

Dans le cas de ce projet, le dimensionnement des composantes du tunnel est basé sur la classification RMR de Bieniawski, cette classification permet de donner une note générale au massif et de proposer les premiers choix de soutènement qui seront par la suite vérifiée par une méthode analytique numérique.

III.4.1. Classification RMR du site d'étude :

Le tronçon de cette étude s'étend sur un linéaire de 760m à partir du portail nord du tube EST, et traverse uniquement le premier massif qui est principalement composé d'une couche d'argile superficielle, en-dessus des trois couches de marne.

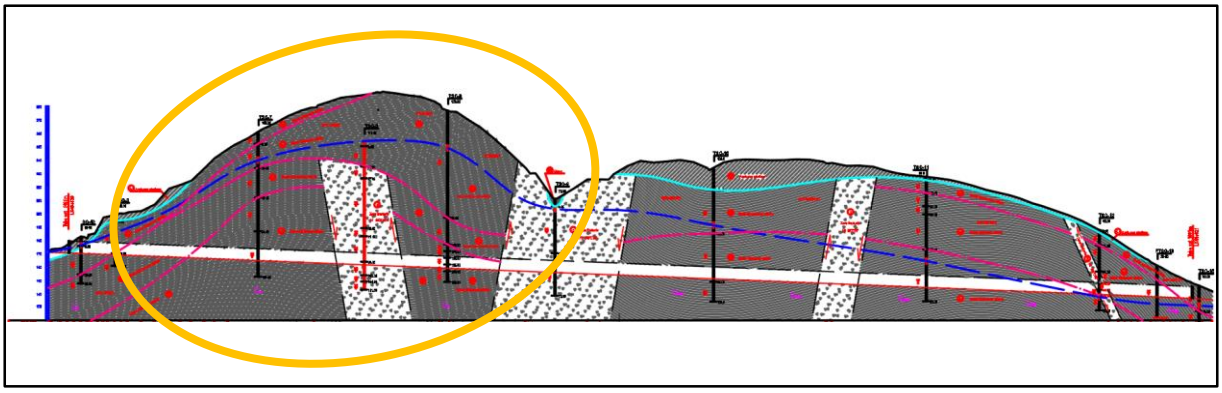


Figure III.10. Aperçu sur la zone d'étude

On a pu déterminer à partir des sondages de reconnaissance les facteurs rentrant en jeu dans le calcul de RMR. Ceux qui sont relatifs à la zone sur laquelle se porte l'étude dans ce mémoire figurent dans le tableau **III.8** suivant.

Tableau III.8. Paramètres de calcul RMR tirés des sondages

N° sondage	Nom géographique	Profondeur (m)	Compression uniaxial (Mpa)	Pondération	RQD(%)	Pondération	Espacements discontinuities (cm)	Pondération	Longueur(m)	Pondération	Separation entre lès joints (mm)	Pondération	Rugusite	Pondération	Épaisseur des Remplissages (mm)	Pondération	degré de desegregation	Pondération	Pondération	Cause Souterraines	Pondération	RMR
TSO-2	Marne totalement altérée	4.6-28.6	<1	0	0	0	<6	5	>20	0	>5	0	Slickensided	0	Mous >5mm	0	CW	0	0	goutant	4	9
	Marne intensement altérée	28.6-38.1	4.5	1	<25%	3	<6	5	>20	0	>5	0	Slickensided	0	Mous >5mm	0	CW	0	0	goutant	4	13
TSO-3	Zone fracturée	71.1-83.0	<5	1	<25%	3	<6	5	>20	0	>5	0	Slickensided	0	Mous >5mm	0	CW	0	0	goutant	4	13
		83.0-94.1	9.74	2	<25%	3	<6	5	>20	0	>5	0	Slickensided	0	Mous >5mm	0	CW	0	0	goutant	4	14
		94.1-100.3	20.5	2	<25%	3	<6	5	>20	0	>5	0	Slickensided	0	Mous <5mm	2	HW	1	3	goutant	4	17
TSO-7	Marne faiblement altérée	74.3-108.3	25-50	4	<25%	3	<20	8	10-20	1	1-5	1	un peu rugueuses	3	Mous <5mm	2	MW	3	10	goutant	4	29
TSO-8	Marne intensement altérée	80.0-120.0	5-25	2	<25%	3	<6	5	>20	0	>5	0	lisse	1	Mous <5mm	2	MW	3	6	goutant	4	20
TSO-9	Zone fracturée	5.8-40.7	<5	1	0	0	<6	5	>20	0	>5	0	Slickensided	0	Mous >5mm	0	CW	0	0	s'écoulant	0	6
		40.7-72.5	5-25	2	<25%	3	<6	5	>20	0	>5	0	Slickensided	0	Mous <5mm	2	HW	1	3	s'écoulant	0	13

La classification RMR des roches du massif consiste à déterminer des notes sur la base des résultats obtenus de la reconnaissance in-situ ainsi que sur les données de la résistance à la compression et du RQD. A partir de ces valeurs de RMR on peut classer la roche et définir sa qualité correspondante selon le tableau de Bieniawski.

Tableau III.9. Classe et qualité de la roche selon son RMR

Note globale RMR	**100 – 81**	**80 – 61**	**60 – 41**	**40 – 21**	**< 20**
Qualité du rocher	Très bon Rocher	Bon Rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
Classe de la roche	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**
Temps de tenu moyen	20 ans pour 15m de portée	1 an pour 10m de portée	1 semaine pour 5m de portée	10 heurs pour 2.5m de portée	30min pour 1m de portée

Dans le tableau qui suit, on a indiqué l'emplacement prévu pour le type de chaque couche selon le RMR obtenu.

Tableau III.10. Montrant les résultats de RMR sur les premiers 600m du tunnel

PK	RMR	Classe de la roche	Longueur
LK40+130 - LK40+360	9-14	V	230m
LK40+360 - LK40+510	29	IV	150m
LK40+510 - LK40+650	13-17	V	140m
LK40+650 - LK40+760	20	V	110m
LK40+760 - LK40+980	6-13	V	220m

On remarque que l'indice RMR dans ce tronçon est relativement faible et ne dépasse pas la valeur 20 dans la plus grande partie du tracé ; il s'en suit donc que la matrice rocheuse est de qualité médiocre à très médiocre et présente une faible résistance nécessitant un soutènement plus conséquent.

Les recommandations d'avant-projet sommaire concernant le soutènement d'après Bieniawski sont illustrées dans le tableau III.11 ci-après.

En se référant à ces recommandations, nous prévoyons deux types de soutènement différents pour les classes IV et V. On remarque que pour la classe la plus médiocre, les boulons d'ancrage ne sont pas recommandés, mais plutôt une installation des cintres lourds espacés de 0.7m et d'une projection de béton d'au moins 20cm en voûte et 15cm aux piédroits avec un treillis soudé. La classe V quant à elle, recommande des boulons d'ancrage espacés de 0.5 à 1m et projection de 10 à 15cm de béton projeté, ainsi que des cintres métalliques moyens espacés jusqu'à 1.5m.

Tableau III.11. Recommandation de Bieniawski [6]

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulon d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
1 (I)	GENERALEMENT PAS NECESSAIRE						
2 (II)	1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudés en voûte	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3 (III)	1,0-1,5m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5-2m
4 (IV)	0,5-1,0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 1.5 à 3m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7-1,5m
5 (V)	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé, boulons et cintres légers	Immédiat-ement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancem-ent	0,7m

III.4.2. Type de soutènement et revêtement préconisés :

Au cours de la réalisation d'un tunnel, la perte du volume des sols excavés, perturbe les conditions d'équilibre du terrain encaissant, surtout si les caractéristiques de résistance de celui-ci ne sont pas suffisantes. Les parois de la cavité laissée deviennent instables, et ça résulte en des déplacements locaux, qui peuvent se propager sur toute sa périphérie, ou encore jusqu'au front de taille.

Le soutènement est donc l'ensemble des dispositifs permettant d'établir un certain équilibre assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation.

Il sert généralement à limiter l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité et assurer la sécurité des travaux de chantier.

III.4.2.1. Définition des types de soutènement et revêtement selon le concepteur :

Dans notre cas d'étude, on rencontrera les cinq variantes de soutènement qui dépendent de l'indice RMR et qui sont nommés V1, V2, V3, V4, et IV. Le premier étant le soutènement le plus résistant.

Les revêtements appropriés sont de A à D avec A étant le revêtement le plus rigide appliqué dans le terrain le plus défavorable.

Le tableau sur la figure **III.11** résume les types de soutènement et de revêtement appropriés à prévoir selon les indices RMR calculés.

En comparant avec le tableau de Bieniawski, on remarque que dans l'ensemble, les recommandations ont été respectées et le minimum de mesures de soutènement a bien été tenu en compte puisque :

- Le cintre dans le tronçon présentant une médiocrité est un cintre lourd (HEB 220).
- L'espacement entre ces cintres est de 0.62m réellement ce qui respecte le minimum recommandé par Bieniawski 0.7m.
- L'épaisseur de la couche du béton projeté est de 33cm dépassant les 200mm recommandés dans la zone la plus défavorable en voûte.
- L'utilisation de treillis soudés a été respectée ainsi que la mise en place de boulons d'ancrage

Globalement, on peut justifier le choix du soutènement arrêté par le concepteur selon la classification de Bieniawski.

Indice RMR			<20				21~40
			≤10	10～14	13～17	17～20	21~40
Type de soutènement			V1	V2	V3	V4	IV
Soutènement	Béton projeté RN30		33cm	33cm	33cm	33cm	29cm
	Cintre métallique	Type	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	HEB180
		Espacement(m)	0.62m±0.25m	0.75m±0.25m	0.75m±0.25m	0.75m±0.25m	0.80m±0.25m
		S'il y a le radier	Oui	Oui	Oui	Oui	Non
	Soutènement de voûte parapluie	Type	Tube d'injection φ114	Boulons d'ancrage φ32 ou tubes d'injection φ42	Boulons d'ancrage φ32 ou tubes d'injection φ42	Boulon d'ancrage φ32	Boulon d'ancrage φ32
		longueur(m)	15m	3m	3m	4m	4m
		Espacement(m)	Transversal: 0.40m Longitudinal: 7.50m	Transversal: 0.40m Longitudinal: 0.75m (réglable)	Transversal: 0.40m Longitudinal: 0.75m (réglable)	Transversal: 0.40m Longitudinal: 1.50m (réglable)	Transversal: 0.40m Longitudinal: 1.60m (réglable)
	Boulon Systématique (Optionnelle)	Type	——	——	——	HA 32,L=4.0m	HA 32,L=4.0m
		Espacement(m)	——	——	——	Transversal: 1.20m Longitudinal: 0.75m(réglable)	Transversal: 1.20m Longitudinal: 0.80m(réglable)
	Plan d'excavation		Méthode technique CRD (center cross diagram)	Méthode technique CRD (center cross diagram)	Méthode technique CD (center diagram)	Méthode des gradins	Méthode des gradins
	Treillis soudes 6/6 10cm×10cm		Bicouche ouquatre couches	Bicouche	Bicouche	Bicouche	Bicouche oucouche simple
	Tassement prévu(réglable)		15cm	15cm	15cm	15cm	7cm
Type de revêtement			A	B	B	C	D
Revêtement	RN40Béton	Epaisseur(cm)	60～89	60～85.8	60～85.8	60～85.8	50～85.6
	Acier	Dimension(mm)	Φ25	Φ25	Φ25	Φ20	Φ20
		Espacement(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Renforcement du front de taille		Type (Optionnelle)	Boulons en fibre de verre BFV Φ25mm ou tubes d'injection φ42	Boulons en fibre de verre BFV Φ25mm ou tubes d'injection φ42	Boulons en fibre de verre BFV Φ25mm ou tubes d'injection φ42	Boulons en fibre de verre BFV Φ25mm ou Boulons d'ancrage φ32	-
		Béton projeté RN30	Oui	Oui	Oui	Optionnelle	

Figure III.11 Tableau de définition des soutènements et revêtement

III.4.2.2. Sectionnement prévisionnel :

- **Variante de soutènement V1 avec un revêtement A:**

A cause de la médiocrité du terrain, le soutènement de type V1 s'applique au tronçon de la tête nord du tunnel, soit préliminairement le tronçon PK40+144 à PK40+322.8 d'une longueur de 178.8m.

Le revêtement de type A suit le même linéaire que le soutènement V1 sur la même distance.

- **Variante de soutènement V2 avec un revêtement B** :

Le type de soutènement V2 est rencontré à partir de PK40+322.8 jusqu'à PK40+380.00 sur une distance de 57.2m. Tandis que le soutènement de type B s'étend sur 67.05m et va au-delà du V2 jusqu'au PK40+389.9m.

- **Variante de soutènement V3 avec un revêtement C :**

Cette variante de soutènement provisoire est rencontrée deux fois sur notre tracé couplé au même type de revêtement B. Les points kilométriques ainsi que les longueurs sont montrés dans le tableau qui suit.

Tableau III.12 Les emplacements prévus pour le soutènement V3

Soutènement	Section	Longueur	Revêtement	Section	Longueur
Type V3	PK40+510.0 ~ PK40+650.00	140.00m	Type B	PK40+501.65 ~ PK40+658.05	156.450m
	PK40+760.0 ~ PK40+980.00	220.00m		PK40+747. 50 ~ PK40+995.25	247.750m

- **Variante de soutènement V4 avec un revêtement D :**

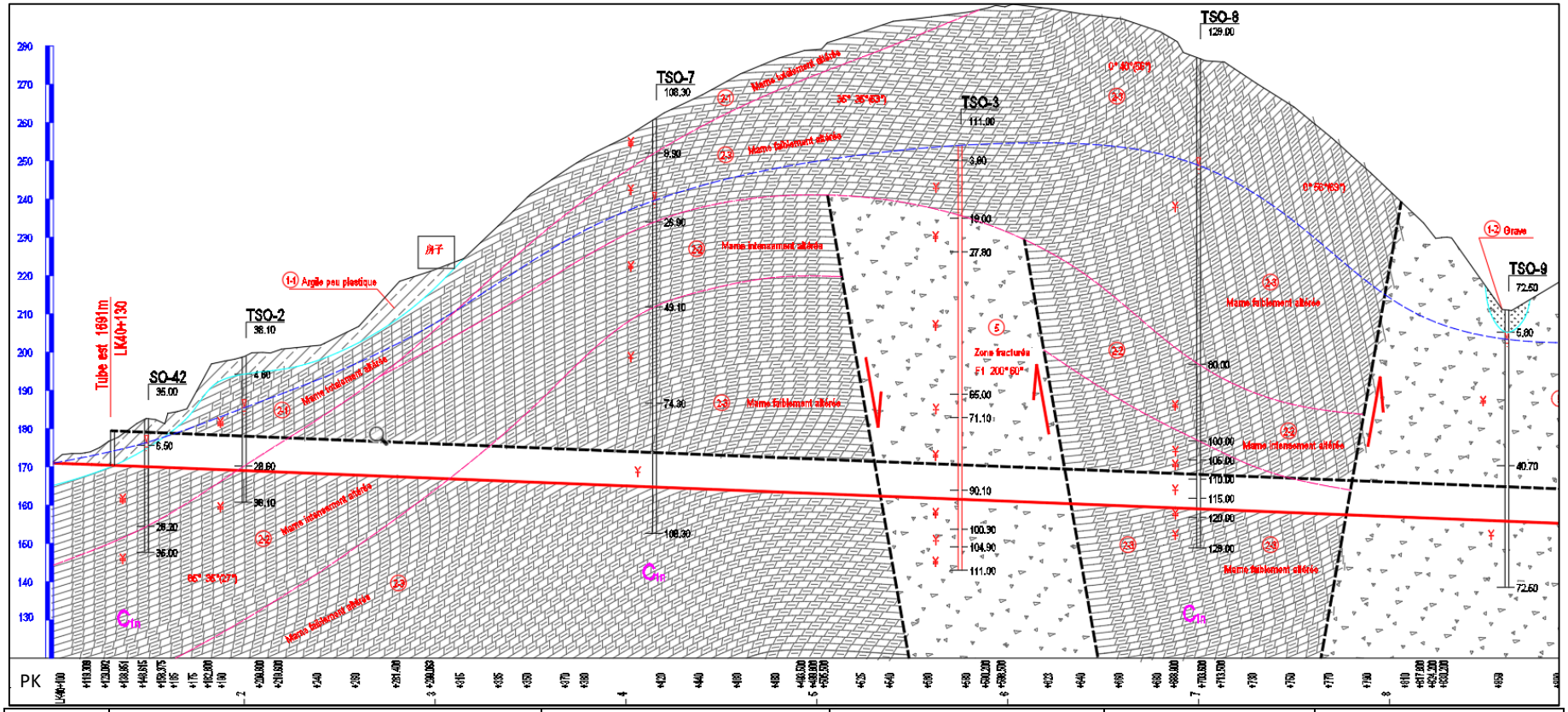
Le soutènement V4 est réalisé au niveau du PK 40+650 et s'étend jusqu'au PK 40+760m sur une distance de 110m.

On a ensuite réalisé un revêtement de type C qui se délimite par LK40+658.1 et LK40+747.50

- **Variante de soutènement V4 avec un revêtement IV :**

Cette variante vient juste après le soutènement V2 allant de PK40+380 au PK40+510.000 sur une distance de 130m.

Le revêtement correspondant est de type D et couvre 111.75m linéaire à partir du PK 40+389.9m.



RMR	**9 à 14**		**29**	**13 à 17**	**20**	**6 à 13**
Classe de roche	**Classe V (230m)**		**Classe IV (150m)**	**Classe V (140m)**	**Classe V (110m)**	**Classe V (220m)**
soutènement	Faux tunnel 14m	**V1 (178.8m)**	**V2 (57.2 m)**	**IV (130m)**	**V3 (140m)**	**V4 (110m)**	**V3 (220m)**
Revêtement		**A (178m)**	**B (67.05m)**	**D (111.75m)**	**B (156.45m)**	**C (89.4m)**	**B (247.75m)**
PK 40 +130 +144 +322.8 +380 +389.9 +501.65 +510 +650 +658.1 +747.5 +760							

Figure III.12 Profil en long montrant les soutènements prévus

III.4.3. La méthode de creusement adoptée :

En prenant en compte la nature des terrains meubles traversés par le tunnel, et leurs paramètres de résistance, il est admis qu'il n'était pas possible d'assurer une stabilité du système, et de limiter ses déformations à moins que celui-ci soit creusé par petite sections. En effet, si l'excavation se fait en pleine section, l'équilibre du massif au front de taille ne pourra pas tenir jusqu'à la mise en place des mesures de son soutènement et s'effondrera. On a décidé alors de procéder à son excavation par la méthode de creusement en sections divisées. Cette méthode, qui est largement utilisée dans le cas des sols meubles, permet de mieux contrôler le sol au cours de son excavation.

Le principe de cette méthode est de diviser le creusement du tunnel en deux ou plusieurs sections, c'est-à-dire on creuse suivant des galeries indépendantes avec un phasage de distance à respecter entre les travaux de chacune.

Procédant ainsi, il est possible de mettre en place le soutènement provisoire de la première galerie, pour la stabiliser et le faire au même temps participer dans le soutènement de l'excavation totale, avant de creuser la deuxième et la soutenir et ainsi de suite.

Dans le cas du tunnel de Sidi-Aïch, la section était divisée en quatre galeries, avec une cloison simple (piédroit et radier provisoire si nécessaire). Les phases du creusement commencent par les deux sections de la calotte, la section '1' ensuite la section '3', avant de passer à celles de la stross, commençant par la '2' puis finir avec la '4'.

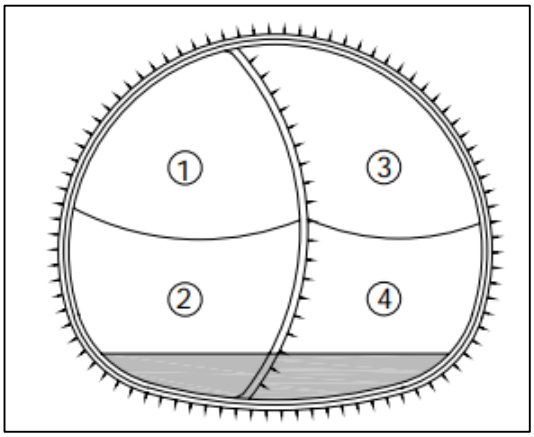


Figure III.13 Figure de Creusement en section divisée avec cloison centrale [9]



Figure III.14 Photo du creusement réel en section divisée [7]

Le phasage à respecter entre la première section excavée et la deuxième devrait être de 30m dans le tronçon présentant une faible portance et peut arriver jusqu'à 15m dans les tronçons de meilleure qualité de sol.

L'utilisation du cloisonnement selon les types de soutènement est comme suit :

- Type V1 : piédroit et radier provisoire plus haut.
- Type V2 : piédroit et radier provisoire plus bas.
- Type V3 : piédroit.
- Type V4 : sans piédroit ni radier provisoire.

Le pas d'avancement du creusement dans une section, avant la mise en place du soutènement provisoire suit la largeur des cintres en lui rajoutant 0.4m pour donner de l'espace au montage de ces derniers. On se retrouve donc avec un pas d'au moins 1m (0.62+0.4m pour le type V1).

Dès que l'espace est suffisant pour la mise en place d'un cintre (et d'un piédroit et un radier provisoire si nécessaire selon le type de soutènement), ces composantes sont placées avant de passer à la prochaine étape de creusement. Après avoir atteint la longueur de la galerie à respecter, il est possible de commencer l'excavation de la deuxième galerie.

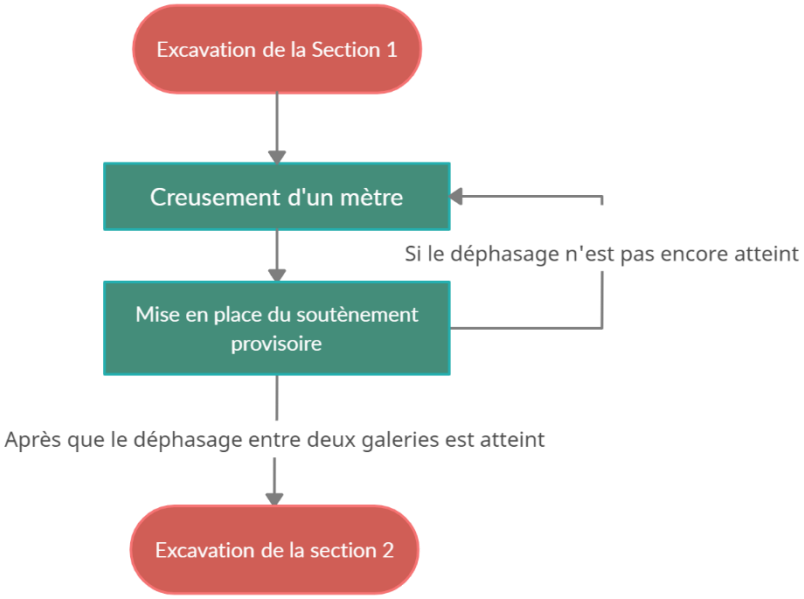


Figure III.15 Diagramme explicatif de l'excavation des deux premières sections

Le tronçon étudié, passe par plusieurs types de soutènement à cause de l'hétérogénéité du terrain. Les phases d'excavation varient donc selon le type de soutènement ainsi que la longueur sur laquelle il est appliqué. Les paramètres de ces dernières sont abordés avec plus de détail dans le chapitre V.

III.4.4. Soutènements réalisés :

Pendant le creusement, les géologues vérifiaient au fur et à mesure le RMR réel à l'intérieur du massif et adaptaient le soutènement aux conditions géologiques rencontrées. C'est le principe de la méthode NATM et donc le soutènement réalisé peut différer dans certains tronçons de celui prévu.

Etant donné que la modélisation numérique qu'on réalisera par la suite va concerner les solutions réelles appliquées sur le chantier, nous nous intéresserons au sectionnement réel adopté en prenant en compte les conditions rencontrées après creusement. Ces choix de modification reposent au premier lieu sur l'observation et l'expérience de l'expert chargé du pilotage des travaux.

III.4.4.1. Tableau récapitulatif :

Dans le tableau suivant, la comparaison entre le cas réel et prévu et on voit bien qu'il y a eu un changement de type de soutènement à partir du PK 40+322.8 :

Tableau III. 13. Comparaison entre le soutènement réel et prévu

Type Réel			Type Prévu		
LK	Type soutènement	ml	LK	Type soutènement	ml
40+144.00	V1	193.53	40+144	V1	178.8
40+337.53			40+322.8		
40+337.53	V3	36.02	40+322.8	V2	57.2
40+373.55			40+380.0		
40+373.55	V4	22.50	40+380.0	IV	130
40+396.05					
40+396.05	V3	42.00	40+510.0		
40+438.05					
40+438.05	V1	192.45			
40+630.50			40+510.0	V3	140
40+630.50	V2	39.50	40+650.0		
40+670.00					
40+670.00	V3	15.75	40+650.0	V4	110.0
40+685.75					
40+685.75	V2	75.75	40+760.0		
40+761.5					
40+761.5	V1	411.6	40+760.0	V3	220.0
41+173.1			40+980.0		

III. 4.4.2. Caractéristiques de chaque soutènement dans le cas réel :

- **Type de soutènement V1 :**

Ce soutènement adopté pour un sol très médiocre est constitué d'une douzaine de cintres métalliques HEB 220 de hauteur variable épousant la forme tronconique du creusement et distant de 62cm entre axe. Chaque cintre est supporté par des boulons ancrés latéralement. Le béton projeté avait une épaisseur de 40cm à peu près.

Ce type conçu en chambre tronconique (à section variable chaque 7.45m) devait recevoir un nombre plus conséquent de tubes injectés (voûte parapluie) mais a été réduit à 32 tubes en tout pour des raisons techniques d'enfilage (l'engin de mise en place n'était pas adaptable à la forme de la section et avait un angle très limité).

Plusieurs fois pendant le creusement, il a été jugé nécessaire de faire appel à la fibre de verre pour la stabilisation du front de taille.

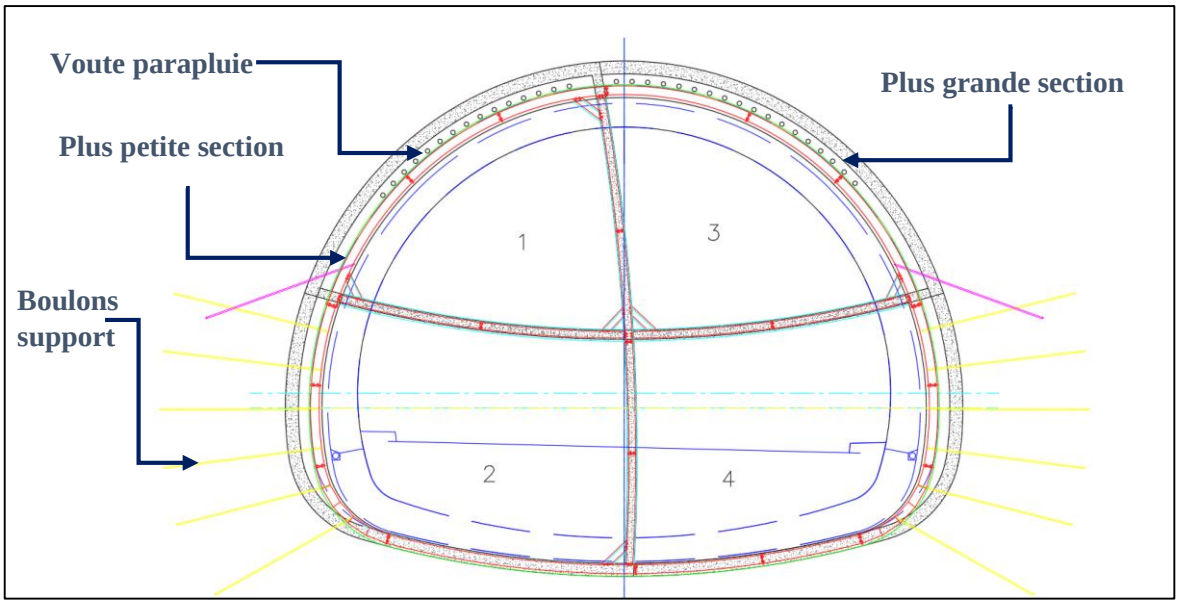


Figure III.16 Profil en travers de la section V1

- **Type de soutènement V2 :**

Dans ce type, on n'a pas fait appel à la voûte parapluie ce qui fait que la section était uniforme et gardait le même diamètre tout au long.

La division est toujours en 4 sections de creusement et la différence avec le type V1 se réside dans l'emplacement du radier provisoire qui se trouve plus bas comparé au premier.

Les cintres métalliques à partir du type 2 deviennent distants de 0.75m.

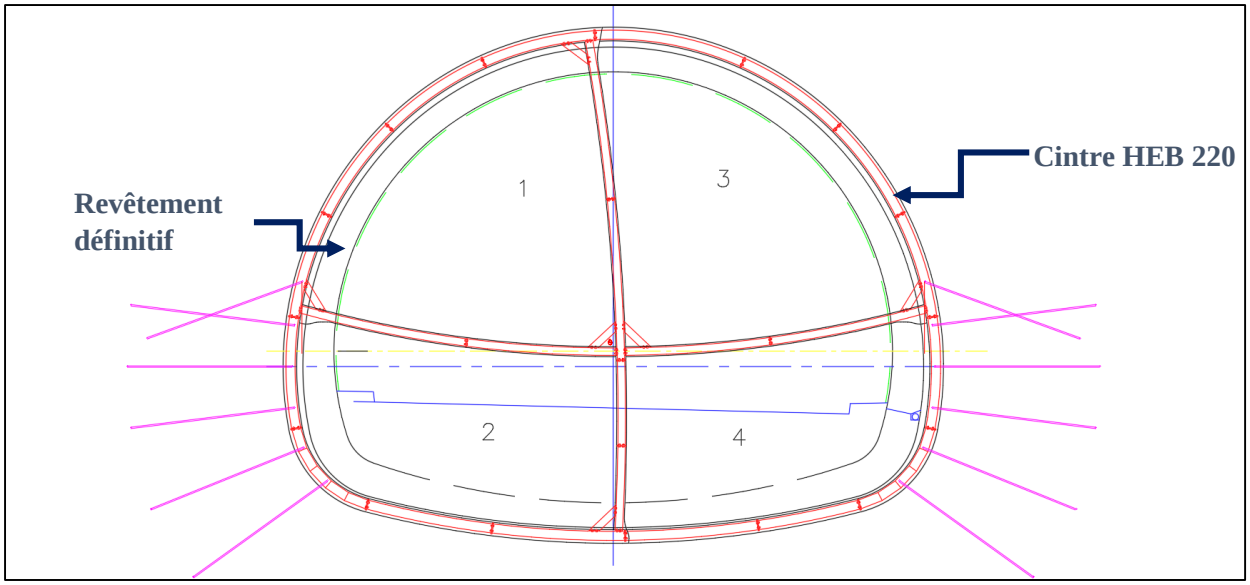


Figure III.17 Profil en travers de la section V2

- **Type de soutènement V3 :**

Le type V3 est adopté pour le sol moyen et le radier provisoire n'était pas nécessaire, c'est d'ailleurs la seule différence entre cette section et celle du V2. En gardant le piédroit, le creusement se fait toujours en section divisée sur 4 avec un phasage respecté ;

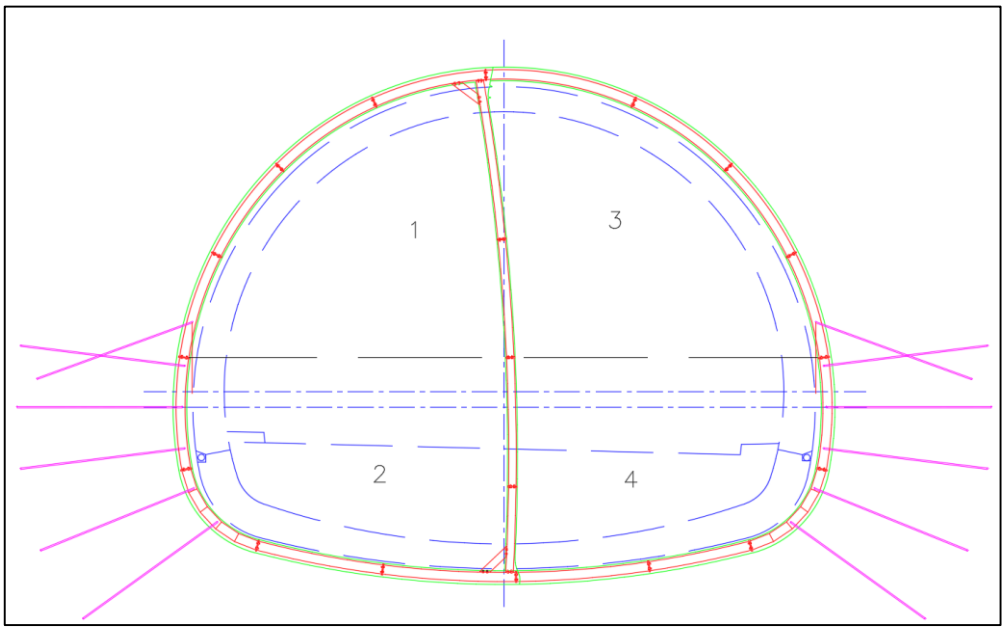


Figure III.18 Profil en travers de la section V3

- **Type de soutènement V4 :**

La qualité du terrain encaissant est plus ou moins bonne pour ce type de soutènement. Par conséquent, même le piédroit a été abandonné en maintenant le même soutènement des parois et en rajoutant des boulons d'ancrage en haut de la voûte. Le creusement s'est fait en gradin comme schématisé sur la figure ci-dessous.

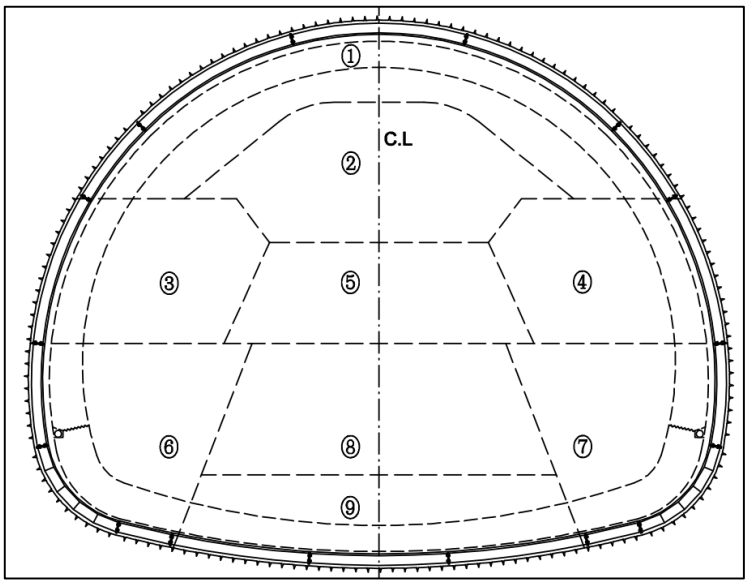


Figure III.19 Profil en travers de la section V4

III.5. Analyse et comparaison avec des cas similaires :

La conception d'un tunnel se base jusqu'à présent sur des lois et des méthodes empiriques établies par l'expérience acquise dans le domaine et complétées par des calculs de vérification.

En effet, le choix des dispositifs visant à stabiliser le terrain lors du creusement d'un tunnel, et après sa mise en service, est toujours influencé par les conclusions déduites des travaux antécédents présentant des contextes similaires.

Afin de vérifier le choix du soutènement adapté pour le cas du tunnel de Sidi Aich, nous allons prendre trois cas de figures des projets de tunnel existants, ayant des conditions géologiques plus ou moins similaires à la zone d'étude de Sidi-Aich, afin de comparer les dispositions prises en considération et juger de leur fiabilité.

III. 5.1. Cas proposés :

III.5.1.1. Cas du tunnel T4 d'El-Harouche Skikda :

Dans ce cas de figure, les investigations géotechniques et géologiques avaient mené à déduire les différentes classes de sol entourant le tunnel d'El-Harouche. Ces dernières sont citées dans le tableau III.15 ci-après. Ayant une nature de prépondérance marneuse, ces couches s'approchent grandement aux couches rencontrées dans le cas de notre tunnel. Il a été lieu de comparer les soutènements préconisés pour une nature de terrain semblable et des propriétés géotechniques plus ou moins de même ordre.

Tableau III.14 Contexte géologique dans le tunnel T4 d'El-Harouche Skikda tirée d'une thèse de doctorat [11]

Unité de sol	Description	γ	C'	φ'	Cu	φu
		t/m3	kPa	°	kPa	°
		MOYENNE	Estimée	Estimée	Estimée	Estimée
U1	TERRAIN DE RECOUVREMENT	1,65	5	27	35	8
U2	ARGILE ALTEREE	1,75	5	27	35	8
U3	MARNE COMPACTE (SCHISTEUSE)	2	10	20		
U4	ARGILE MARNEUSE COMPACTE	2	10	25	50	15
U5	ARGILE MARNEUSE (AVEC LOCALEMENT DES INCLUSIONS GYPSEUSES)	1,95	10	20	50	10
U6	ARGILITE		10	22	75	15
U7	GRES	2,20	100	30	100	30*
U8	ARGILE MARNEUSE TRES FRACTUREE	1,90	5	9	5	9
U10	CALCAIRE FRACTURE AVEC INTRUSIONS MARNO- ARGILEUSES	2,30*	50	30*	50	30*

Dans ce tunnel, on a majoritairement adopté les deux types de soutènement désigné par C et D [11] sachant que :

La Classe C nécessite un creusement en phase et requiert une épaisseur de béton projeté de 30cm avec utilisation des cintres métalliques en profilés allant jusqu'à HEB 200, ainsi que des boulons d'ancrages. Un radier temporaire en forme d'arc au niveau de la calotte sera réalisé, si

nécessaire, pour limiter la convergence latérale. Dans ce cas le contrefort de la face par clouage en fibre de verre a été envisagé avec l'application d'une mince couche de béton projeté. Aussi en cas d'arrêt de travaux d'excavation, il serait nécessaire de soutenir le front de taille de la même façon.

La classe D est adoptée pour les tronçons où l'avancement n'est pas possible sans confortement de la face, ainsi qu'un radier temporaire au niveau de la calotte. Le soutènement de ces tronçons était par des profilés des cintres métalliques allant jusqu'à HEB 200, et une épaisseur de béton projeté de 400mm en plus des boulons d'ancrages.

De façon générale, on peut dire que ce soutènement provisoire correspond approximativement aux mêmes dispositions décidées dans notre cas et encore, les cintres arrivent à HEB220 dans les sols très médiocres alors qu'ici le maximum d'épaisseur de cintre ne dépasse pas les 20cm. En revanche, le béton projeté atteint les 40cm d'épaisseur alors qu'au tunnel de Sidi-Aïch ne dépassait pas 33cm.

III.5.1.2. Cas du tunnel T2 de Tizi-Ouzou dans des sols marno-argileux :

Dans le cas du tunnel T2 de Tizi Ouzou, l'analyse des sondages récupérés et les reconnaissances géotechniques avaient montré que le sol était d'une nature marneuse avec quelques argiles et limons. La couverture de ce tunnel varie entre 37 et 103m.

numéro de couche	côte de la couche	symbole de la couche	profondeur (m)	épaisseur (m)	description de la géologie
1	396.44	MARNE	3.00	3.00	gris-verdâ; agglomération en argile, construction en plaquette, altération complète
2	386.49	MARNE	12.95	9.95	gris, agglutination en argile , structure en plaquette , la diaclase développée , la roche brisée , en forme de fragment et de pilier court, altération intense.
3	372.44	MARNE	27	14.05	gris-foncé, agglutination en argile, structure de plaquette, la carotte est complète relative, en forme pilier long, altération faible, RQD de 10%

Figure III.20 Tableau d'analyse géotechnique du tunnel T2 de Tizi Ouzou [12]

Dans la conception initiale de ce tunnel, le soutènement provisoire consistait à réaliser des cintres métalliques HEB 180 avec un espacement d'1m pour les de moyenne à mauvaise qualité, et de de 0.7m pour les sols médiocre (20<RMR<40) [12]

Les treillis soudés adoptés sont de nuance FeE500 avec les dimensions : 150x150x8mm. La résistance nominale du béton projeté est de RN25 et son épaisseur est arrêtée à 26cm.

On voit bien que pour des conditions naturelles proches à celles du tunnel étudié, le soutènement prévu était considérablement plus léger, ce qui élimine le doute d'un sous-dimensionnement.

III.5.1.3. Cas du tunnel de Djbel El-Ouahche Constantine :

Ce tunnel présente un cas particulier, depuis le commencement de sa réalisation, il a connu de multiples problèmes, notamment l'éboulement qui a eu lieu en 2014. Une consultation des donnés relatif à ce projet a dévoilé qu'il traverse un terrain comportant de la marne et des argilites en plus des calcaires et grès (qui sont considérés comme des roche tenace à l'absence d'eau), et qu'il est situé sous une couverture moyenne de 90m.

Tableau III.15 Description des unités du sol du tunnel T1 [13]

Unité de sol	Description	γ	C	φ
		KN/m3	Kpa	°
U1	Terrain de recouvrement	18	5	25
U2	Grés	21	100	30
U3	Marne argileuse	23	20	21
U4	Argilite	24	15	20
U5	Calcaire	23	100	30
U6	Alternance de marne et de calcaire	22	50	30

Le soutènement provisoire dans ce cas consistait en la mise en place d'un béton projeté avec une épaisseur de 40cm enrobant une ossature de cintres métallique de type HEB 180.

Malgré les conditions géologiques et géotechniques moins bonnes, le soutènement n'était pas rigide ce qui a peut-être été la raison derrière l'effondrement.

III. 5.2. Commentaires :

En comparant tous ces cas au notre, on peut dire que les soutènements réalisés dans le tunnel de Sidi-Aïch sont aussi rigide et devrait empêcher toute instabilité de parvenir pendant la période d'avant revêtement.

En réalité, ce n'était pas vraiment le cas puisque plusieurs déformations excessives ont apparu emmenant à des reprofilages avant le bétonnage des sections.

III.6. Conclusion :

Pour conclure, l'ensemble des essais de reconnaissances et leur analyse a réussi à procurer une vue assez détaillée sur le sol étudié, toutefois, il est admis que lors de l'excavation, le terrain sera découvert pour la première fois et la nature du sol rencontrée ainsi que ses caractéristiques peuvent très probablement différer de celles prévues pendant les études d'avant-projet car le sondage est ponctuel et ne permet pas de définir avec précision la nature continue du massif. C'est pourquoi, l'étude géotechnique d'avant-projet sera toujours complétée par une analyse et un suivi du géologue et de l'expert tunnel au fur et à mesure de l'excavation.

Bien que les résultats du sondage puissent ne pas être parfaitement représentatifs des conditions réelles, l'étude géotechnique reste assurément l'étape décisive des choix des techniques de réalisation puisqu'elle permet d'avoir une idée sur le terrain et d'évaluer préalablement les risques à affronter.

En entamant l'exécution du tunnel, les soutènements préconisés au préalable sont redéfinis de façon à épouser les conditions réelles rencontrées. Une grande hétérogénéité et mauvaise qualité du sol a été observée en profondeur, la raison pour laquelle on remarque une prépondérance du soutènement de type V1 qui n'était pas envisagée lors de l'étude d'avant-projet et donc le DEX a été mise à jour au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

Chapitre IV :
Instrumentation des lieux

IV. 1. Introduction :

D'une manière empirique, le creusement des tunnels dans les terrains meubles peut être défini selon les critères de profondeurs suivantes [2].

Tunnel profond lorsque la couverture dépasse 3 fois le diamètre du tunnel C > 3D, et dans ce cas-là, le sol en dessus est considéré est capable de s'auto-supporter.
Tunnel peu profond ou superficiel ayant une couverture inférieure au double diamètre C < 2D. Le terrain surmontant le tunnel n'aura aucune capacité portante.
Lorsque 2D < C < 3D, le comportement du massif dépendra grandement des conditions géologiques et pourra soit participer à la portance soit être une surcharge en plus pour le tunnel.

Le tracé du tunnel autoroutier de Sidi-Aïch ayant un diamètre de 16m se trouve sus-jacent à une agglomération avec une couverture assez faible qui peut arriver jusqu'à 20m à l'entrée nord et cela au long des premiers 50m du linéaire. Ceci était incontournable en raison d'éviter le chemin de fer d'un côté (éviter un chevauchement entre les deux lignes) et d'avoir une certaine pente admissible de l'autre tout en s'assurant de la continuité de la ligne rouge du tracé autoroutier de toute la pénétrante.

Par conséquent, on devait s'assurer que le terrain encaissant serait stable face à l'excavation car on ne tolèrerait pas de grandes déformations qui risquent de nuire aux habitations en engendrant des tassements différentiels et un réseau de fissuration.

Par ailleurs, considérant la géologie défavorable du site, on estimait une présence de zones de paléo-glissements (glissements dormants anciens inactifs avec un coefficient de sécurité de l'ordre de 1 : Résistance juste suffisante pour assurer la stabilité) Cette hypothèse a soulevé un autre problème qui est la possibilité de réactivation d'un ancien glissement existant.

Effectivement, avec l'avancement des travaux d'excavation du tunnel, de grandes instabilités se sont manifestées sous forme de tassements en surface, convergences à l'intérieur du tunnel et un lent glissement du portail.

Malgré les mesures prises en compte, les fissures n'ont pu être évitées et les convergences devenaient évolutives dans le temps nécessitant plusieurs reprofilage avant la mise en place du soutènement définitif.

Dans ce chapitre, nous définiront l'instrumentation dédiée à la surveillance des mouvements dans le terrain, ensuite nous analyserons les lectures récupérées pour enfin essayer d'en déduire les réelles causes derrière ces mouvements incontrôlés.

IV. 2. Problématique :

La réalisation de tunnel dans les terrains meubles est un processus complexe et délicat du fait que la réaction du sol et son comportement face à l'excavation soient imprévisible. Des déplacements sans incidence sur la stabilité générale apparaissent souvent lors de l'exécution mais parfois des désordres de gravité importante peuvent être engendré et arrivent à causer la ruine de l'ouvrage s'ils ne seront pas traités à temps.

La méthode NATM (The New Austrian Tunneling Method) propose une certaine tolérance des déplacements pourvue que ceux-ci assurent l'équilibre après mise en place d'un soutènement provisoire et n'entraînent pas de déformations excessives. Cette méthode tient en compte du déconfinement du massif excavé et sa tendance à l'équilibre grâce à sa capacité à d'auto-supporter avec le temps sachant que le soutènement appliqué ne doit pas être très rigide pour permettre, à un certain de degré, les déplacements.

Lorsque les déplacements des parements du tunnel se développent d'une manière évolutive et dépassent les seuils prédit pendant la période de pré-revêtement, l'intervention des ingénieurs devient essentielle pour surveiller ces mouvements et appliquer des solutions immédiates qui s'avèrent nécessaires. Les mouvements générés à l'intérieur du tunnel engendrent dans la majorité des cas des mouvements de surface car la stabilité de tout le massif est mise en jeu.

Sur un linéaire de 1700m, des déformations anormales ont été observées lors des travaux d'excavation du tunnel autoroutier de Sidi -Aich, principalement à la zone nord du tracé. Elles se sont globalement manifestées par des fissures qui se propageaient sur le terrain naturel au niveau du portail nord pendant le creusement. On voulait donc explorer plus le phénomène et vérifier la gravité de son incidence.



Figure IV.1. Aperçu sur le portail nord du tunnel de Sidi Aich

L'apparition des fissures sur les bâtiments était d'autant plus inquiétante que celle observées sur le sol entre pk 40+200 et pk 40+300. L'emplacement de ces fissures principales est montré dans la figure III.2.

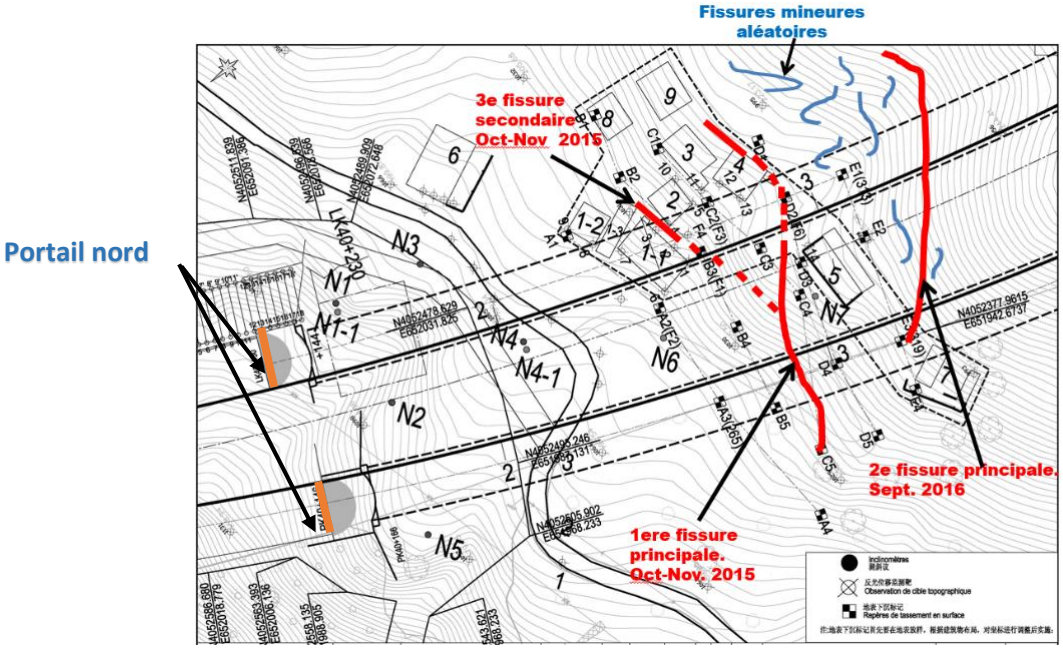


Figure IV.2 Vue en plan du portail nord montrant les fissures apparues

Ceci avait mené à requérir une instrumentation pour contrôler le phénomène et à travers un contrôle régulier des mouvements de surfaces dans la zone, on a pu avoir quelques déplacements soupçonnant un mouvement de terrain. A l'aide de différents outils de mesure en profondeur, notamment les inclinomètres, on a soupçonné un potentiel glissement de versant.



Figure IV.3. Montrant les fissures en zone d'habitation à droite et à gauche les fissures dues à un éventuel glissement

IV. 3. Instrumentation :

Les méthodes modernes de construction de tunnel dites observationnelles, s'appuient sur le contrôle continu de l'ouvrage pendant sa phase de réalisation. Afin d'adapter au mieux les méthodes et dispositifs aux conditions réelles rencontrées sur site, l'auscultation permet de vérifier l'efficacité des solutions mises en place tout en surveillant la stabilité de l'ouvrage. [7]

Pour la bonne surveillance du comportement du massif encaissant et un monitoring complet des déformations, l'installation d'instruments de mesure est une étape essentielle dans la phase d'exécution. La mise en place de chaque station de surveillance est préalablement étudiée d'une manière rigoureuse pour bien définir les endroits critiques ou d'essayer de les approcher au maximum. [1]

Les lectures d'instrumentation de surveillance constitueront la ligne directrice des décisions à prendre en cours des travaux à travers une vérification régulière de la pertinence des choix établi en phase d'étude et les calibrer, quand il le faut, au cas réel.

D'autre part, ces résultats serviront de base de donnée pour l'ouvrage après sa mise en service et pendant toute sa durée de vie en donnant l'histoire des déformations subies en interaction avec le sol l'entourant permettant d'examiner son état à long terme et mener à bien les inspections nécessaires.

D'après le CETU 1998, les principales meures de déformation sur chantier se porte sur :

La mesure des déplacements radiaux relatifs en paroi (convergence relative).
La mesure des déplacements radiaux absolus dans le terrain (convergence absolue)
La mesure du déplacement du front de taille (extrusion)
Mesure des tassements.
Mesure inclinométrique.

Dans le cas de notre étude, la mesure du déplacement du front de taille et celle des tassements de surfaces étaient absentes et on se focalisera sur le reste des mesures : convergences et Inclinomètrie, en plus des constatations de surfaces des désordres apparus.

Dans cette partie du chapitre, nous montrerons les instruments utilisés dans le pilotage de la construction du tunnel de Sidi Aich.

IV. 3.1. Repères pour les fissures :

Le contrôle régulier des fissures apparues était nécessaire, ceci requérait une instrumentation très basique. Plusieurs repères de mouvements de surface sont installés et à plusieurs reprises on venait prendre des mesures de la taille, l'ouverture, la longueur, la profondeur et la direction de la fissure et noter l'apparition des nouvelles fissures.

Les repères de mouvements sont placés dans la zone suspecte suivant 5 lignes jaunes reliant les points A B C D E montrées sur le plan ci-dessous.

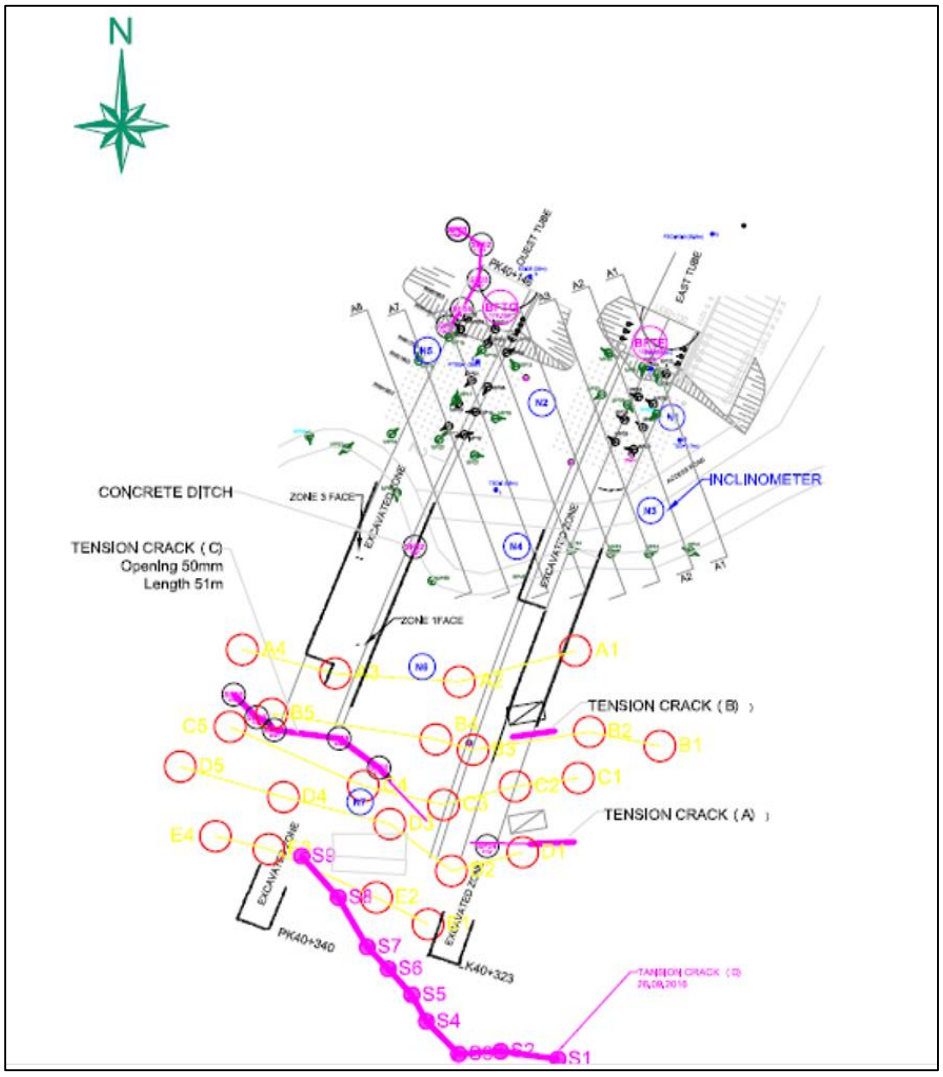


Figure IV.4. Vue sur les lignes A B C D et E en jaunes qui relient les repères de mouvement installés

Le colmatage de fissure par coulis de ciment présente un repère observationnel qui indiquera, avec sa réouverture, sur l'évolution des fissures.

IV. 3.2. Inclinomètrie en forage :

IV. 3.2.1. Principe générale de l'inclinomètre :

D'après la norme NF P94-156 (octobre 1995), le système de mesure inclinométrique [13] sert à mesurer la déformation angulaire du sol à différentes profondeurs en déterminant les déplacements perpendiculaires à l'axe d'un forage au moyen d'un grand nombre de points de mesure situés le long de ce dernier.

En pratique, ce système mesure les déformations du sol encaissant induites par une instabilité de terrain en retenant les changements d'inclinaison sur un graphe qui représentera les déplacements en fonction de la profondeur.

Un inclinomètre se compose d'une sonde, un câble de mesure gradué pouvant aller jusqu'à 100m, une fixation en tête de forage et un appareil d'enregistrement.

La sonde est introduite dans un tube inclinométrique, guidée par des rainures puis les valeurs sont enregistrées à intervalles réguliers entre 0,3m et 1m.

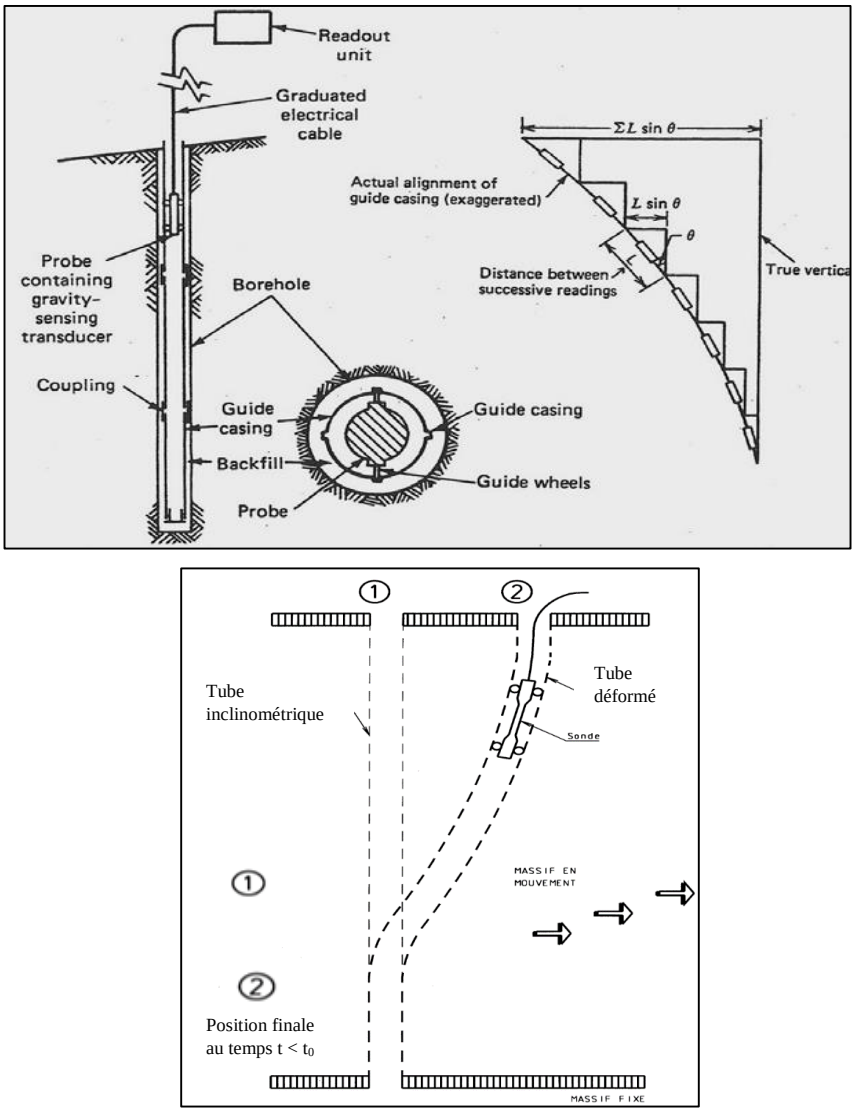


Figure IV.5. Schémas montrant le principe de la mesure inclinomètre

IV. 3.2.2. Fiabilité des résultats inclinométrique et erreurs communes :

[14] Les levés inclinométriques, bien qu'il informe sur les cisaillements induit dans le sol avec une grande précision (+/-7.8mm pour 30m à titre d'exemple), ils peuvent en revanche fausser les résultats si on ne prenait pas en compte des erreurs aléatoire ou systématiques produites lors de la manipulation de l'appareil. Ceci entraine une mauvaise interprétation des déplacements dans le sol qui seront assimilés à des déformations excessives à grande échelle.

[15] Les erreurs systématiques peuvent être évitées avec un bon étalonnage et réglage préalable mais aussi elles peuvent être corrigées mathématiquement après acquisition des données.

Ci-dessous quelques levés inclinométriques montrant des allures aberrantes traduisant les erreurs communes à vérifier.

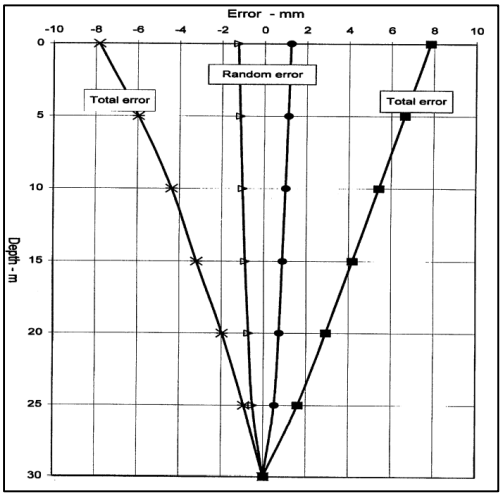


Figure IV.6. Erreur totale et erreur aléatoire

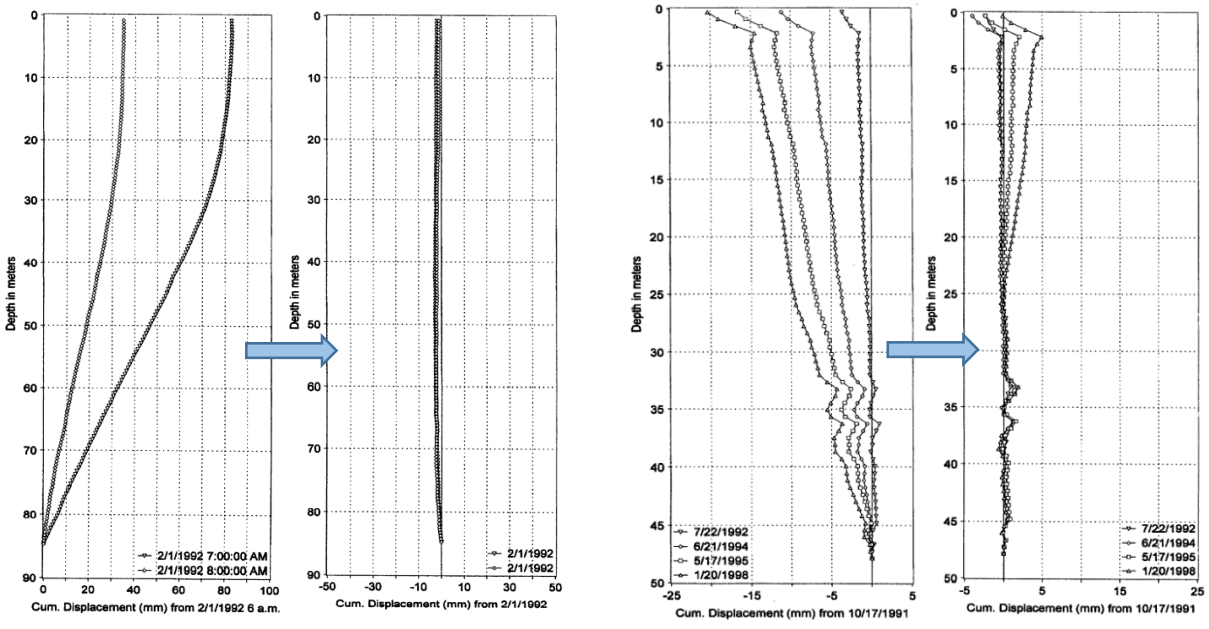


Figure IV.7. Montrant à gauche une erreur sur l'orientation et sa correction et à droite une erreur systématique et sa correction

IV. 3.2.3. Mise en place sur le terrain :

Les inclinomètres sont placés à différents endroits au portail nord du tunnel selon le plan montré dans la figure IV.8.

On avait placé 7 inclinomètres dont 2 se sont complètement cisaillés et devaient être remplacés, il s'agissait des inclinomètres 1 et 4.

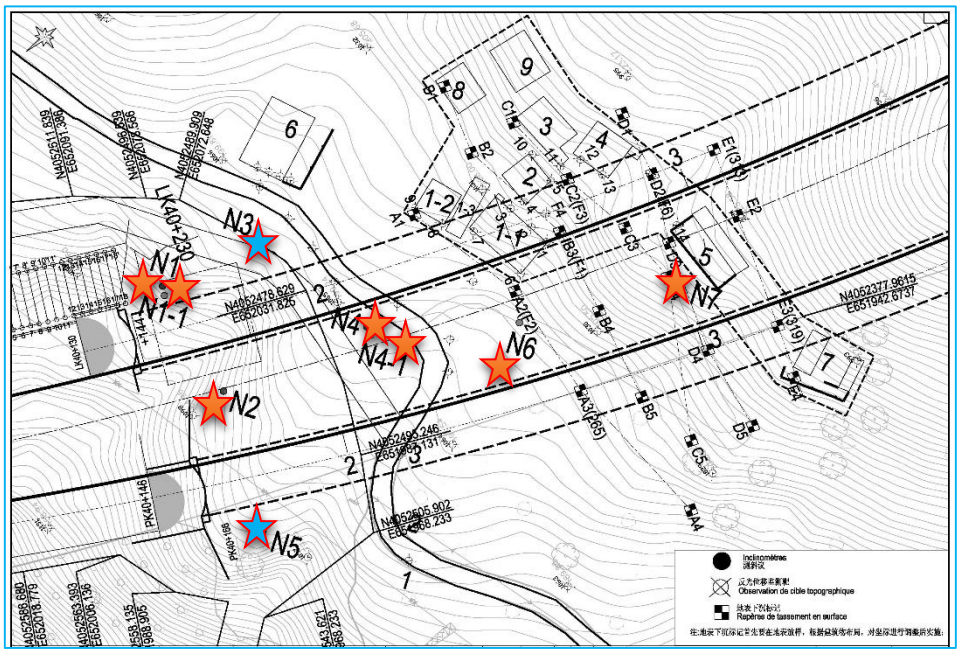


Figure IV.8. Montrant l'emplacement des inclinomètres au portail nord sur le tracé en plan

Liste des inclinomètres dans le portail Nord :

Tableau IV.1. Coordonnées des inclinomètres.

Désignation	Coordonnées		Remarque
	x	y	
SN1	652070.03	4052532.95	Endommagé
SN 1-1	652018.45	4052508.64	
SN 2	651999.39	4052515.39	
SN 3	652014.82	4052530.59	
SN 4	652054.74	4052467.61	Endommagé
SN 4-1	652055.97	4052472.37	
SN 5	652012.83	4052487.18	
SN 6	651988.97	4052439.04	
SN 7	651970.71	4052396.52	

IV. 3.3. Auscultation des convergences :

[15] La mesure des convergences constitue, entre autre, le moyen de contrôle par excellence du comportement de l'ouvrage à l'intérieur du massif. Son but est de vérifier la stabilité du chantier à court terme, adapter le soutènement et les techniques d'exécution si nécessaire et appréhender le comportement réel du massif autour de l'excavation, afin d'améliorer les prédictions et garantir la pérennité de l'ouvrage à long terme.

Dans notre cas de figure, les convergences ont été mesurées d'une façon indirecte, c'est-à-dire, l'information collectée de la topographie ne traduit pas instantanément l'écartement entre les parements du tunnel mais elle permet de le déduire (le déplacement radial) à travers des lectures topographiques des coordonnées et des variations en déplacement des points fixés aux parois appelés « cibles ».



Figure IV.9. Mesures topographique à l'intérieur du tunnel.

La fréquence des mesures topographiques est de l'ordre de plusieurs fois par semaine juste après l'excavation puis elle sera réduite à quelques fois par mois lorsque les déplacements ont tendance à se stabiliser.

Dans le cas des grandes convergences où le sol commence à adopter un comportement plastique, il est recommandé de suivre de près les déformations et augmenter la fréquence des levées de surveillance afin de réduire les risques de dégâts.

Dans notre cas, le topographe effectuait des mesures de convergences et d'affaissement régulièrement donnant des lectures sous formes de graphes et formant une base de données qui remonte à l'année 2015.

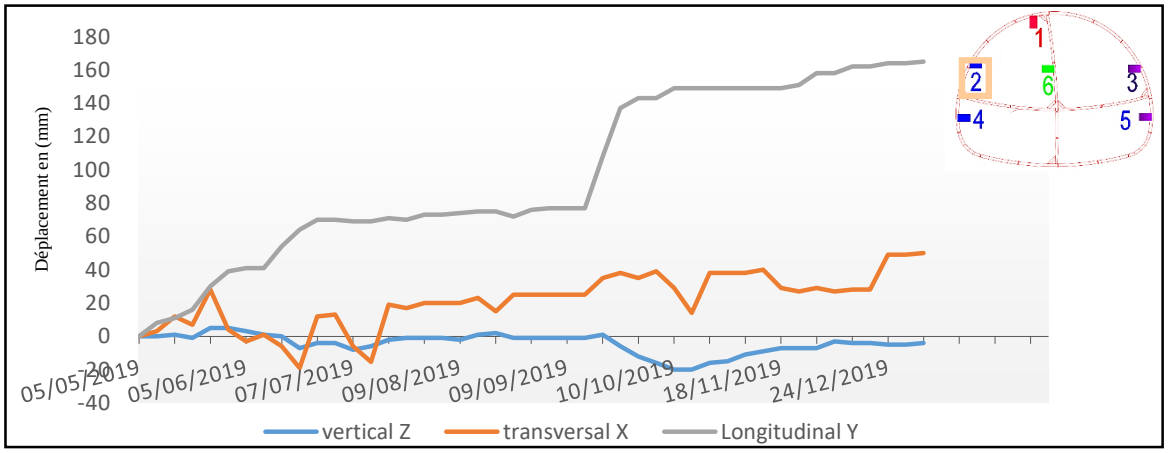


Figure IV.10 exemple de lecture de convergence au LK40+566.524 pour la cible 2

IV. 4. Résultats des données collectées et leur interprétation :

L'auscultation des mouvements et des désordres apparues durant les travaux de creusement du tunnel de Sidi Aich se basait sur une collecte régulière des données fournies par les instruments mis en place et la mesure topographique. La zone du creusement étant fortement tectonisée, les mouvements enregistrés n'étaient pas à négliger.

Afin de mener une investigation sur le problème observé, on devait inspecter deux phénomènes à la fois : les mouvements de surface et les mouvements en profondeur. Ces comportements rhéologiques peuvent être indépendants l'un de l'autre comme ils peuvent résulter d'un même problème.

Dans cette partie, nous allons présenter les résultats obtenus durant le monitoring du tunnel et essayer de les interpréter.

IV. 4.1. Mouvements de surfaces :

IV. 4.1.1. Réseau de fissuration sur le terrain :

On a remarqué qu'il y avait deux fissures principales avec des trajectoires bien définies et plusieurs fissures secondaires de trajectoires aléatoires.

Ces fissures ont été colmatées à l'aide de coulis de ciment pour empêcher leurs dégradations et ralentir leur propagation.

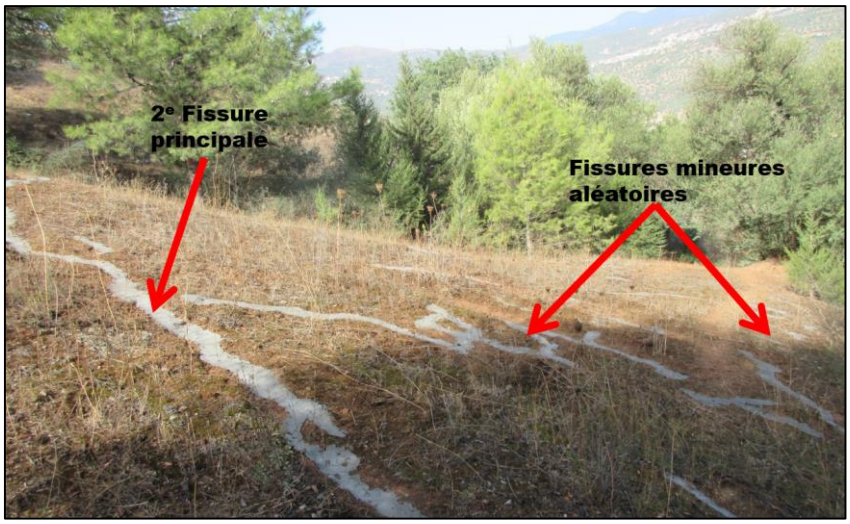


Figure IV.11 Montrant les fissures colmatées

Ces ouvertures étaient un premier indice sur la possibilité d'avoir un glissement de versant qui peut être le résultat de :

Réactivation d'un ancien glissement.
Assèchement de la zone du portail nord avec l'évacuation des poches d'eau causant le retrait de l'argile présente.
Tassements relatifs à l'effet de voûte et la redistribution des efforts lors du creusement.

IV. 4.1.2. Fissuration dans les constructions :

Les fissures dans la zone d'habitation sont causées par deux facteurs à la fois : les tassements dus à la faible couverture et un potentiel effet de glissements.

Les tassements différentiels étaient inévitables durant le creusement car la couverture minimale admise pour un tunnel sous habitation est de 30m alors qu'on a une assez faible couverture arrivant à 20m.

Après constatation de la gravité de la situation, les constructions devaient être évacuées les considérants inhabitables.

On remarque bien qu'il y avait une continuité de la première fissure principale atteignant la zone construite poursuivant sa propagation même sur des surfaces bétonnées.

L'ouverture des fissures observées variait entre 1 et 15cm et suivait des directions ayant tendance à approcher le bas du versant.



Figure IV.12 Montrant une fissure dans le béton d'une dalle.

IV. 4.2. Mouvements en profondeur :

IV. 4.2.1. Déplacements horizontaux dans le sol :

C'était à l'aide des résultats inclinométriques qu'on a pu détecter le fort mouvement du terrain encaissant qui s'étend en profondeur.

Deux inclinomètres avaient donné des valeurs remarquablement importantes de l'ordre de 1m, et ont été jugées non représentatives par le bureau d'étude puisqu'elles résultaient d'erreur systématique.

IV. 4.2.1.1. Résultats des inclinomètres :

On voit bien sur l'annexe jointe (tableau résumant les résultats des graphes inclinométriques dans les années 2016 2017 et 2018) que des déplacements, parfois démesurés, ont apparus aux premiers points kilométriques du portail nord du tunnel à des profondeurs plus ou moins rapprochées et cela dans les deux directions, d'où l'hypothèse d'avoir un versant glissant (ou plus) a été posée.

Nous allons présenter, dans les figures qui suivent, les graphes tracés avec les lectures des différents inclinomètres placés au portail nord du tunnel. Nous mettrons uniquement les résultats obtenus pour l'année 2017 qui est jugée la plus défavorable en terme de difficultés lors du creusement. Un résumé des levés inclinométriques des autres années est joint en annexe D.

- **Inclinomètre SN1-1 et SN4-1 :**

L'appareil inclinométrique SN1 a été cisaillé en Novembre 2015 à une profondeur de 17.5m, et une fois remplacé par le SN1-1, on voit bien que le mouvement entre 15m et 18m de profondeur se déclenche à nouveau. Cette réactivation du mouvement à la même profondeur indique un problème.

Quant à l'inclinomètre SN4, il a eu deux cisaillements à une profondeur de 33m et a été pareillement remplacé en 2016. Ce nouvel appareil a connu une réactivation du mouvement en 2017à environ 25m de profondeur.

Les résultats graphiques sont montrés sur la figure qui suit.

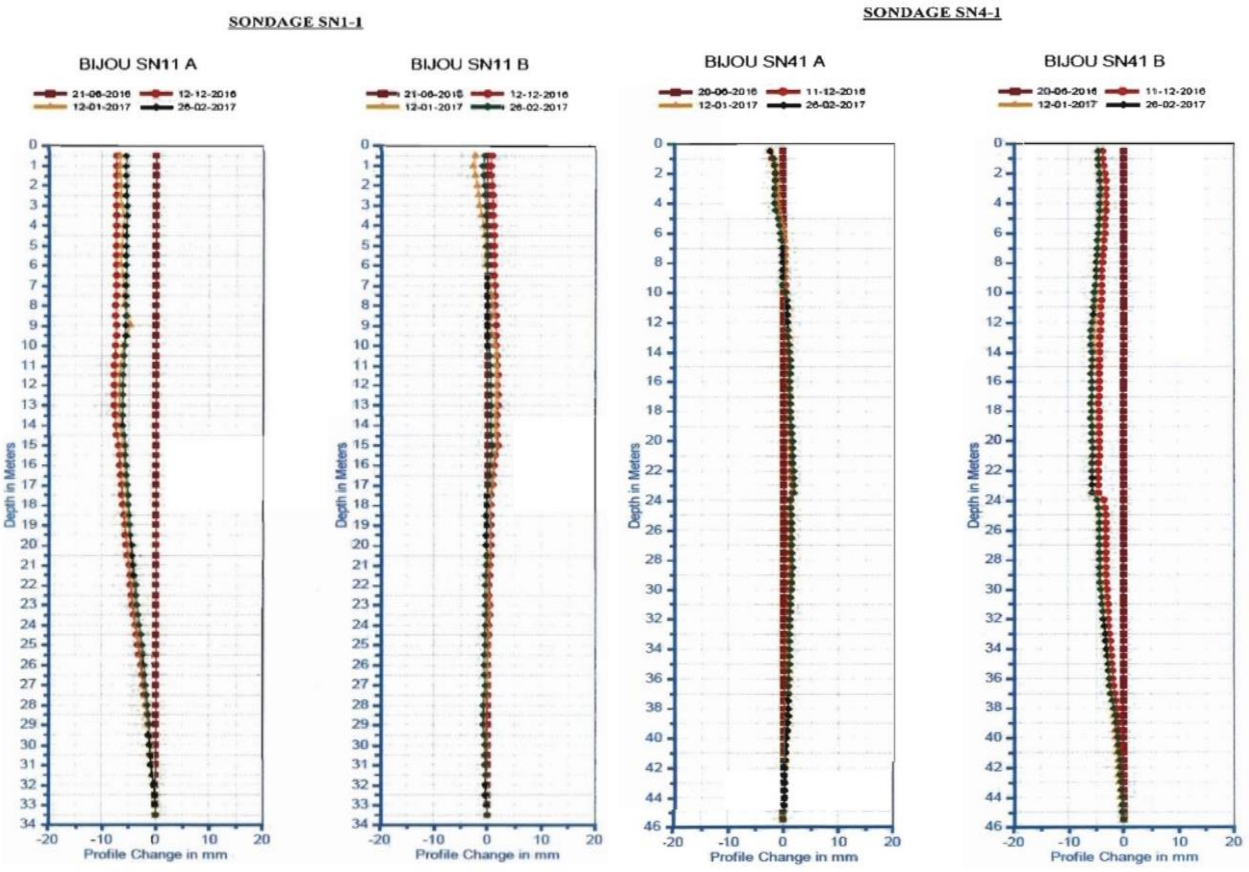


Figure IV.13 Graphes inclinométriques : SN1-1 à gauche et SN4-1 à droite

Inclinomètre SN2 et SN6 :

Ces inclinomètre ont été placés de façon à suivre le linéaire du tracé du tunnel, les résultats graphiques ont montré que :

Un déplacement de quelques centimètres dans le SN2 suivant la direction ‘A’ a commencé à partir de la profondeur de 33m et remonte jusqu’à arriver à la surface.

Le déplacement dans le SN6 se localise au premiers 30m et ne dépasse pas les 10mm.

Ci-après les graphes montrant la variation des déplacements pour ces relevés.

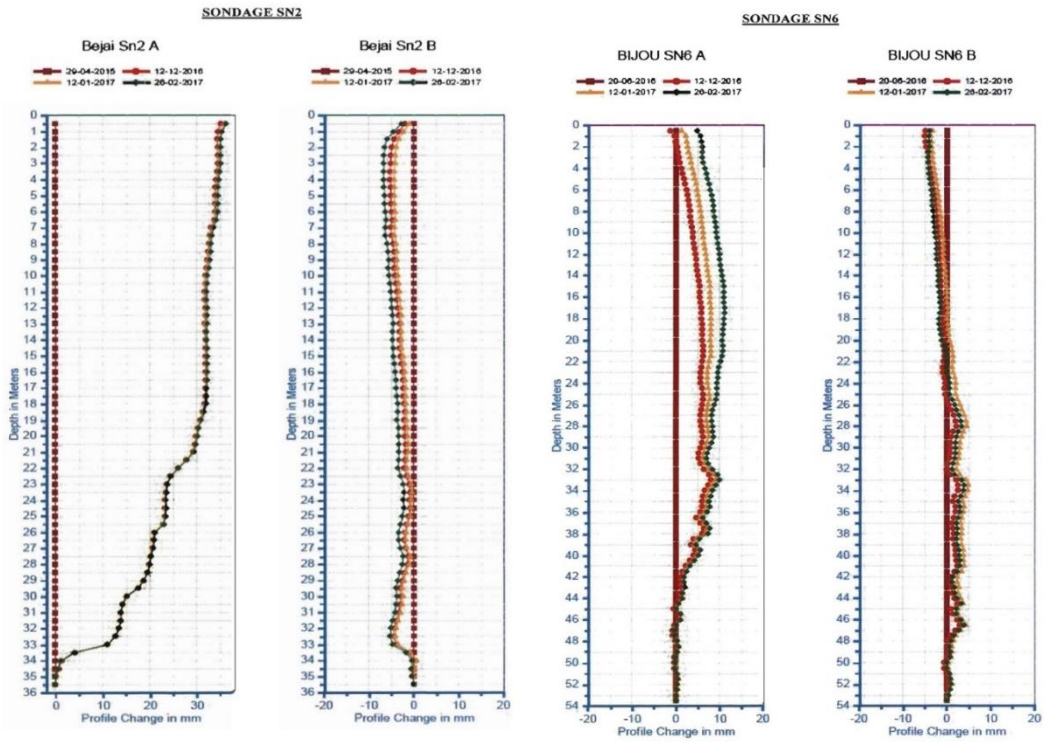


Figure IV.14 Graphes inclinométriques : SN2 à gauche et SN6 à droite

- **Inclinomètre SN3 et SN5 :**

Ces deux appareils ont été placés de part et d’autres du linéaire du tunnel et ont donné des valeurs de déplacements démesurés. Ces valeurs arrivant aux 1000mm à la surface, ont été écartées de l’étude vu qu’il présente assurément une erreur aléatoire ou systématique.

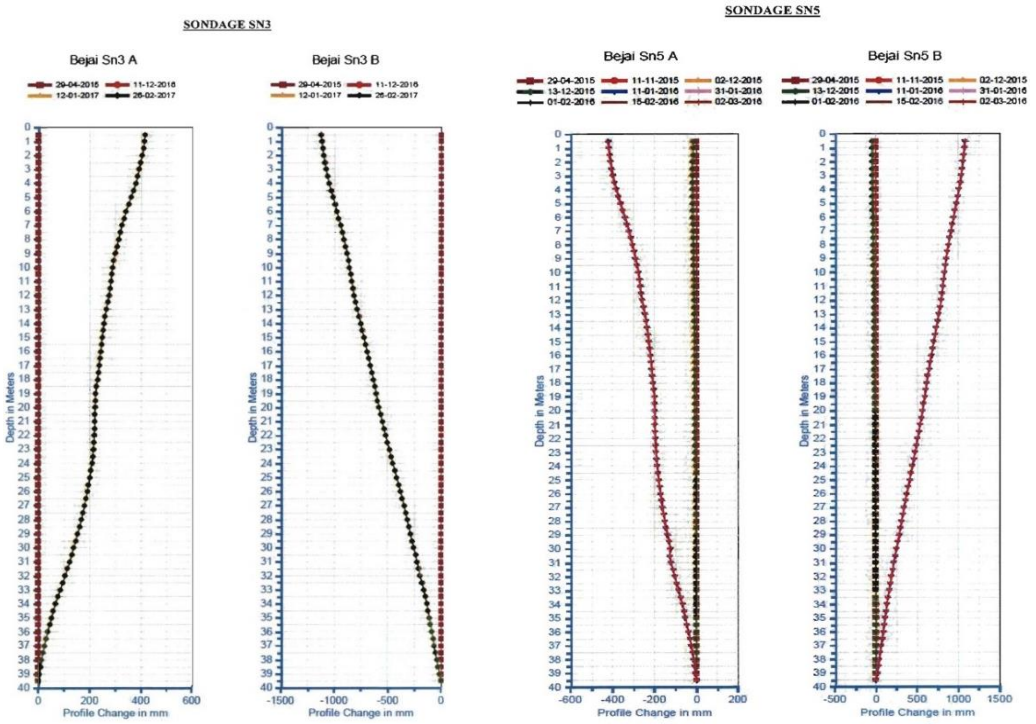


Figure IV.15 Graphes inclinométriques : SN3 à gauche et SN5 à droite

- **Inclinomètre SN7 :**

En fin d'année 2016, l'inclinomètre SN7 a connu un très fort mouvement horizontal dans les deux directions 'A' et 'B' arrivant à presque 30cm.

Cette activité s'est déclenchée dans les environs de 50m de profondeur causant un cisaillement à ce niveau-là.

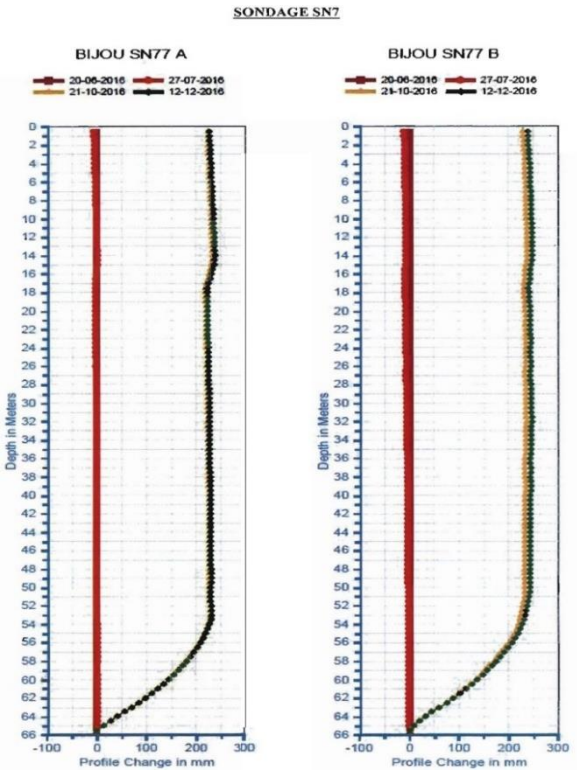


Figure IV.16 relevé de l'inclinomètre SN7

Résumé :

Afin de résumer les déplacements les plus inquiétants avec leurs profondeurs respectives, le schéma ci-après montre en jaune les points de mouvements les plus défavorables sur un profil en plan du portail du tunnel.

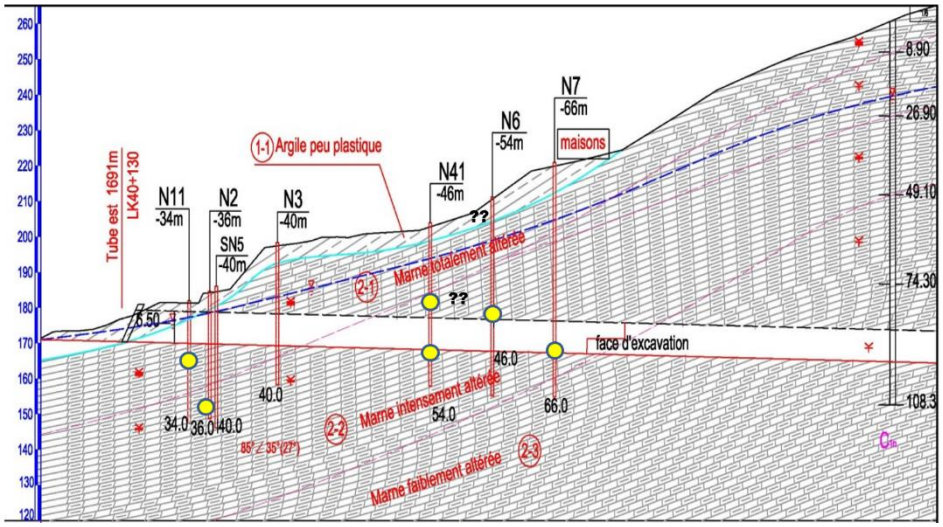


Figure IV.17 Positionnement des points de plus forts déplacement sur le profil en long du tunnel

IV. 4.2.1.2. Analyse des résultats :

En revenant sur la figure montrée plus haut, on pourrait imaginer plusieurs courbes continues reliant tous les points jaunes où les déplacements sont les plus défavorables.

Il est important de confirmer la relation entre les relevés inclinométrique et les fissures de surface. En prenant en compte les fissures en haut du massif plus ces courbes, on ne pourrait que poser l'hypothèse que ces courbes-là formeront des plans possibles de glissement.

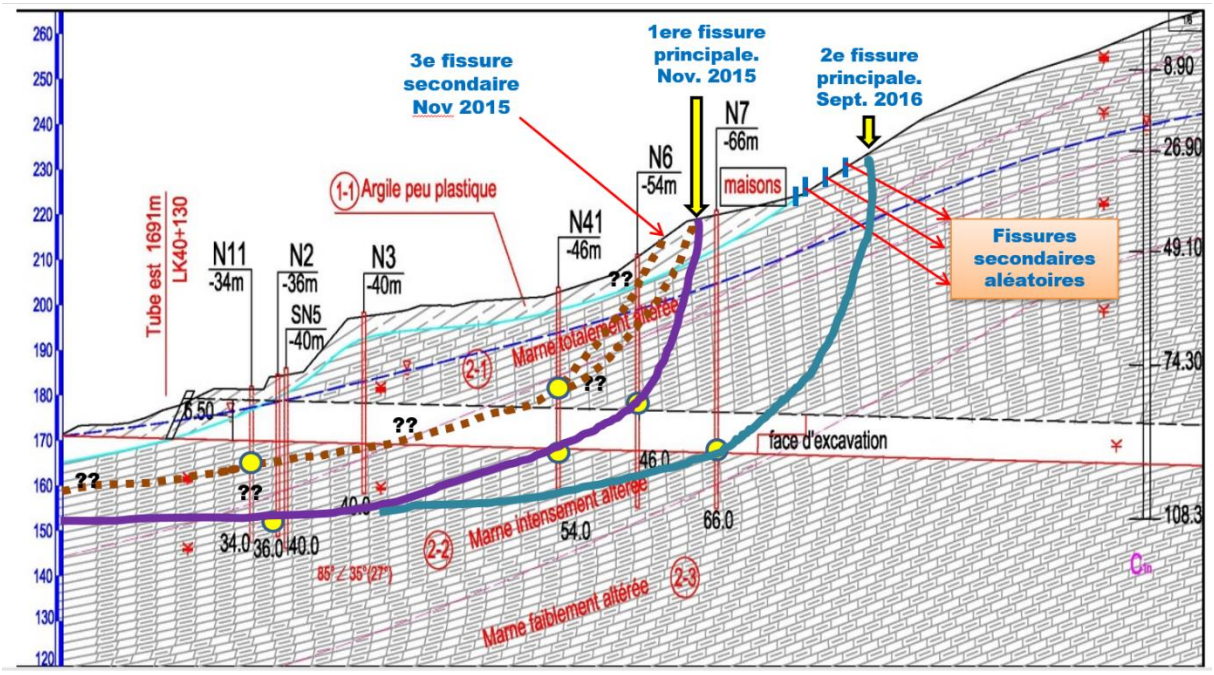


Figure IV.18.mouvement de terrain déduit par les inclinomètres

L'analyse de ces allures nous a amené à la déduction de l'existence de glissement rotationnel de terrain comme on peut le voir sur la figure II.9.

Il y a en tout 3 glissements rotationnels potentiels qui ont été détectés :

- **1er mouvement (en couleur violet sur le schéma)** : celui-ci avait probablement causé l'apparition de la première fissure principale en plus du premier cisaillement de SN-4 qui se trouvait à environ 33m. On peut rajouter à cela les mouvements de SN-2 (à environ 33m) et SN-6 (à environ 34m).
- **2e mouvement (en couleur verte sur le schéma) :** ce mouvement justifie l'apparition de la deuxième fissure principale et le cisaillement de SN-7 se trouvant aux alentours de 50m. On remarque aussi que la courbe formée épouse l'allure générale du premier glissement principal et donc on soupçonne une régression possible suite au 1er glissement.
- **3e mouvements (en pointillées sur le schéma) :** on soupçonnait une réactivation possible des mouvements aux mêmes endroits déjà cisaillés de SN-1 (à environ 17m) et SN4-1 (à environ 24m) causant la première fissure principale ou la troisième fissure secondaire.

Ces glissements peuvent être apparus récemment, ils sont donc par conséquent très peu actif, ou bien ils peuvent être dormants et réactivés et c'est le cas le plus dangereux.

Autre hypothèse :

Les sols argileux, en cas de sécheresse ou d'apport massif d'eau, peuvent fragiliser progressivement les constructions. En niveau du portail nord du tunnel, la couche d'argile se trouvant en haut du massif peut avoir subi un retrait dû à l'assèchement du sol.

En effet, dans notre cas, la nappe phréatique est considérée apriori inexistante dans le terrain du projet ; cependant, lors d'excavation du tunnel plusieurs poches d'eau se sont révélée et contenait des volumes d'eau considérablement important à un tel niveau que leur évacuation durait une quinzaine de jours avec des débits très élevés et des jets allant de 4 à 5m de projection. La provenance exacte des eaux emmagasinées n'est pas précisément limitée et pareil pour l'étendu de la poche d'eau.

A partir de là, on a pu supposer que l'argile initialement saturée s'est dégonflée suite au phénomène de retrait causé par l'assèchement locale du terrain.

IV. 4.2.2. Déplacements dans le tunnel :

Le dimensionnement par NATM étant basé en grande partie sur la méthode de convergence-confinement, les déformations ne sont jamais absentes lors du creusement d'un tunnel. En effet, le principe même de la méthode consiste à permettre un certain taux de relâchement du sol avant stabilisation avec un soutènement et tolèrera une convergence après la mise en place de ce dernier sans dépasser un seuil défini préalablement.

Le seuil est posé pour des raisons techniques d'un côté afin d'éviter le rapetissement du gabarit, et pour des raisons de sécurité de l'autre.

Dans notre cas, la convergence tolérée est estimée à 15cm et cela après stabilisation du soutènement, et avant chaque revêtement d'une section, des profils check sont établis par la topographie et tout dépassement de la ligne des 15cm engendra un reprofilage.



Figure IV.19 Cas d'un reprofilage d'une section subissant de grandes convergences

Il est à noter que pour avoir les convergences réelles du terrain, les déplacements mesurés dans un profil check ne devraient pas être comparés à la ligne d'excavation théorique mais à celle réalisée lors du creusement qui est obtenue sur chantier.

Le déplacement radial du terrain en absolu est estimé en calculant la différence entre la ligne de creusement et la déformée de la paroi à chaque fois qu'on souhaite la mesurer.

En effet, on a 3 lignes d'excavation :

La ligne théorique notée A : qui est difficile à réaliser voir même impossible considérant les conditions de chantier car le creusement se fait à l'aide d'une machine qui manque de toute précision.
La ligne conventionnelle notée E : qui représente le vrai profil du creusement tel reproduit sur chantier. Celle-ci peut être en-dessous de la ligne A ou au-dessus.
La ligne inchangée (ligne de payement) notée B : comme son nom l'indique, cette ligne représente le seuil régissant le coût du revêtement. Le maitre d'ouvrage ne payera pas les quantités supplémentaires de béton si la ligne E est inférieure à B et n'acceptera pas qu'elle soit supérieure non plus car ça engendra un rétrécissement du gabarit.

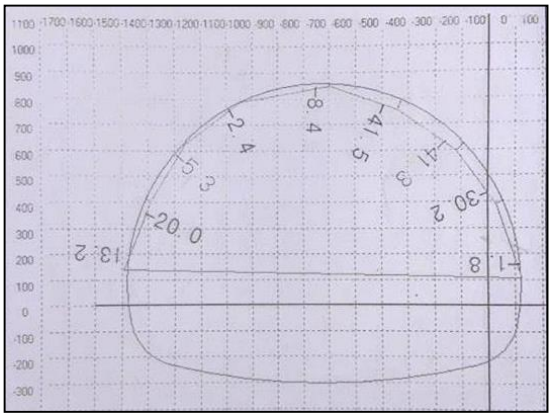


Figure IV.20 Profil check au Pk 41+176.966

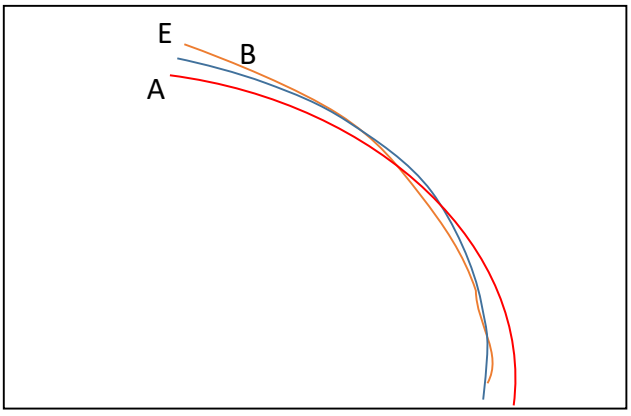


Figure IV.21 Lignes d'excavation

IV. 4.2.2.1. Résultats du suivi topographique :

Les valeurs de convergences et d'affaissement enregistrées au niveau du portail nord entre l'année 2015 et 2020 sont résumées dans un tableau joint en annexe E.

Dans cette partie nous exposeront uniquement quelques cas de convergences obtenues par le suivi topographique en considérant les cas plus ou moins défavorables.

Les levés topographiques effectués pour l'auscultation du tunnel de Sidi Aich ne reprèsentent pas une mesure de déplacements proprement dit, mais plutôt des composontes de ce dernier. L'affaissement est déduit directement avec une lecture de la composante verticale « z » et la convergence peut être facilement calculée à partir de ces coordonnées.

On trouve deux types de mesures topographiques effectués durant l'ausscultation : déplacement absolu et déplacement relatif. Elles sont illustrées sous forme de graphe montrant l'évolution de la distance en fonction du temps (date de levée) et cela pour les cibles indiqués sur la section.

- **Déplacement absolu :**

Dans l'année 2018, on remarque que l'évolution de l'affaissement (composante verticale) arrive jusqu'à 20cm en 1 mois pour les 3 points mesurés #1, #2 et #3. Cette augmentation persiste dans les années qui suivent en accumulant un déplacement de 10cm en 2019 et de 8cm en 2020 Les valeurs du déplacement vertical pour les 3 cibles étant positives, on parle de tassement de voute.

Pour les autres composantes de la convergence, on remarque que le déplacement transversal x est de quelques centimètres soit 6cm pour la cible 1 et -10cm pour la cible 2 (c'est-à-dire dans le sens inverse).

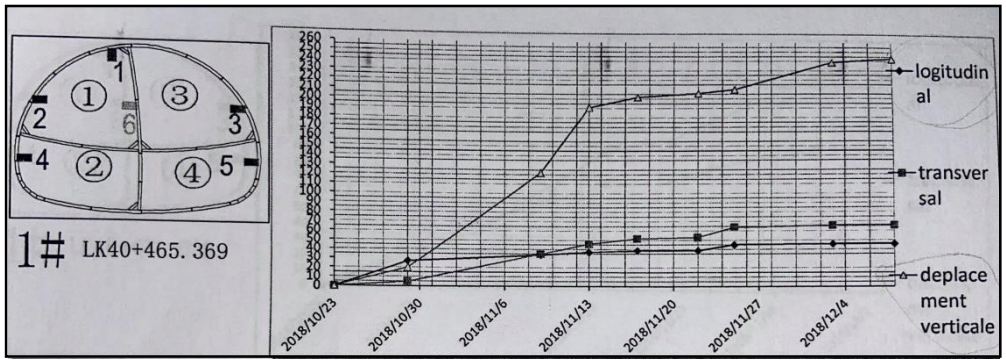


Figure IV.22 Mesures de convergence absolue au PK 40+465 pour la cible 1

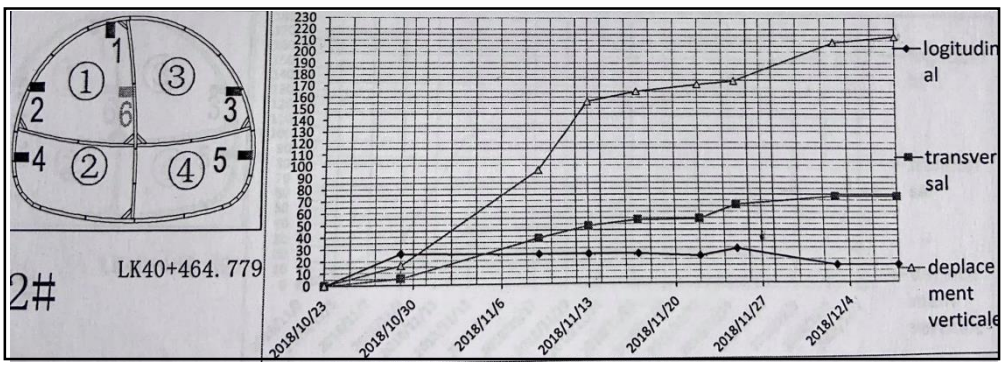


Figure IV.23 Mesures de convergence absolue au PK 40+464 pour la cible 2

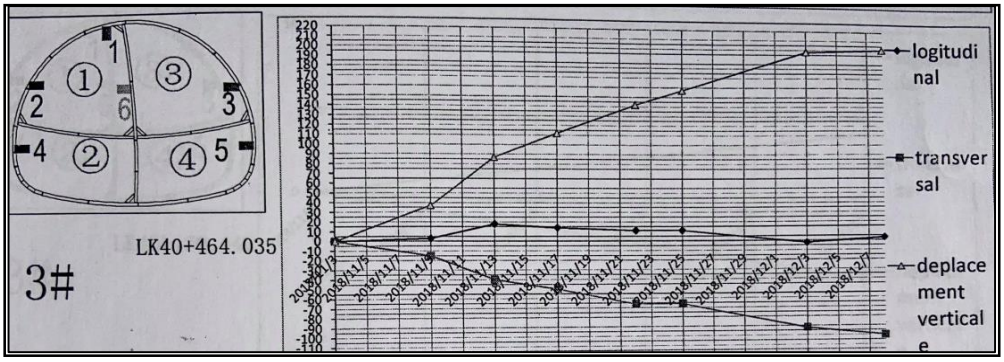


Figure IV.24 Mesures de convergence absolue au PK 40+464 pour la cible 3

Par un simple calcul de Pythagore, on déduit la convergence de la cible 3 à titre d'exemple : $\sqrt{20^2 + 10^2} = 22.36cm$

Cette valeur est déjà au-dessus du seuil autorisé mais sans être vraiment démesurée.

Un exemple de cas d'une convergence arrivant à 30cm est présenté ci-dessous.

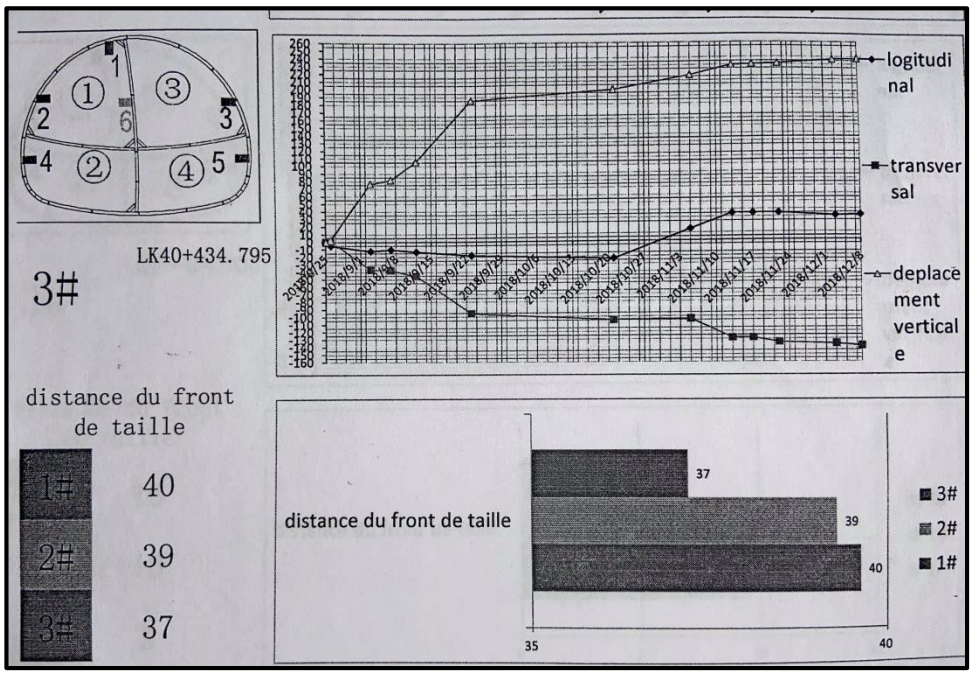


Figure IV.25 Mesures de convergence absolue au PK 40+434 pour la cible 3

- **Mesures de convergences relatives :**

Cette méthode a été adoptée dans le chantier de construction du tunnel durant les premières phases d'excavation puisqu'elle donne plus d'information sur l'écartement de chaque section et sur les points critiques dans les sections divisées.

Elle informe tout d'abord sur le tassement ou l'affaissement de chacune des cibles placées dans la calotte ainsi que le déplacement transversal ensuite elle propose de suivre l'évolution de l'espacement entre les deux cibles de la première section excavée (appelé H1) et l'évolution de l'écartement totale de la calotte (H2). Il permet aussi de suivre les déplacements en front de taille

On remarque que pour ce PK, l'évolution des déplacements est restée plutôt stable dans l'année 2015.

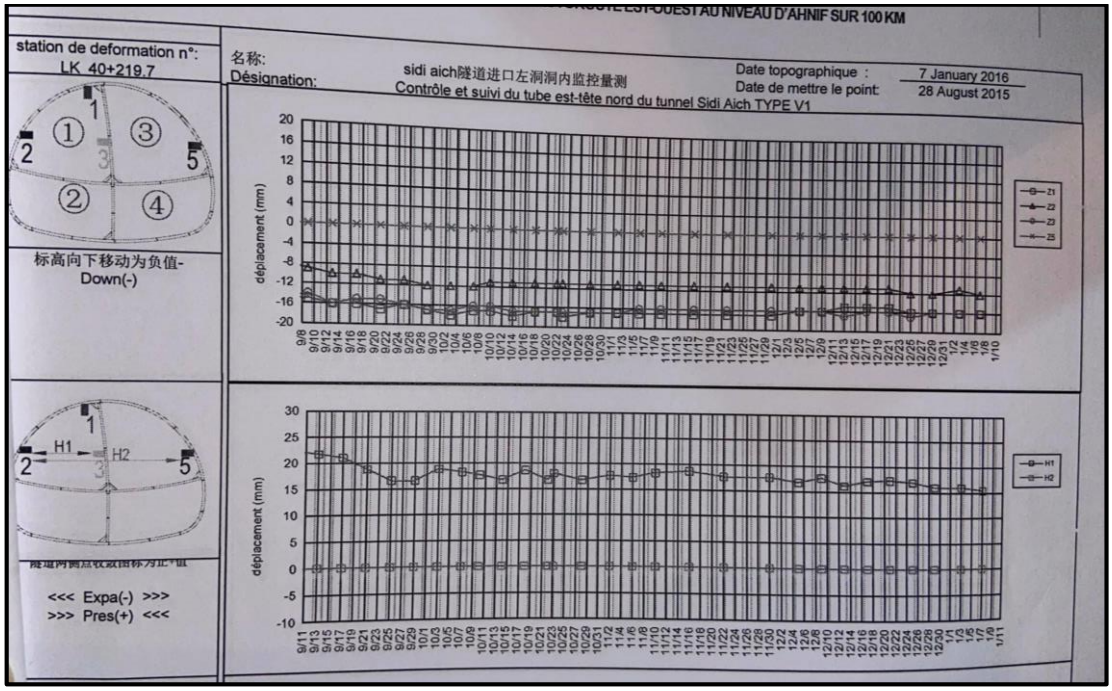


Figure IV.26 Mesures de convergence relative au PK 40+219

IV. 4.2.2.2. Interprétation des résultats :

Pendant la construction du tunnel autoroutier de Sidi-Aïch, de grandes déformations des parois ont étés observées au portail nord et des convergences évolutives dans le temps se sont manifestées. L'auscultation du tunnel a mis en évidence le comportement mécanique d'un sol marneux très hétérogène. Les convergences mesurées varient entre 10 et 40 cm arrivant même parfois à 50cm sur le diamètre de la section du tunnel surtout dans le tube ouest.

En général, on a remarqué que les convergences absolues cumulées atteignent les 40cm en tassement, et les déplacements transversaux ont tendance à écarter la section en travers du tunnel ; en d'autres termes, la plupart des déplacements des points #2 sont vers l'extérieur et en sens inverse des points #3. Cela est évidemment justifiable par le tassement de la clef de voûte.

Par ailleurs, on trouve quelques sections où le déplacement des deux points #2 et #3 va dans le même sens et donc le profil s'incline en haut de la voute asymétriquement et adopte une forme aplatie d'un côté qui apparait même dans les profils check établis (voir **Figure IV.14.).**

Il se trouve que cette concavité formée soit du côté adjacent au tube droit du tunnel donc on présume que l'influence de l'excavation de l'autre tube en parallèle a pu causer le cette disproportion de la convergence. En effet, le creusement d'un autre tunnel déclenche de son côté la réaction du sol et engendre de nouveau mouvement. Or, théoriquement, ces mouvements n'auront pas d'influence à partir d'une certaine distance et c'est d'ailleurs la raison pour laquelle on a une distance minimale à respecter entre deux tubes d'un tunnel. Mais en vrai, les contraintes engendrées ne seront pas totalement dissipées et auront des effets aux alentours de l'excavation.

En ce qui concerne les déplacements longitudinaux, la plupart d'entre eux sont relativement faibles et ne dépassent pas les 10cm. Globalement, ce sont des valeurs positives ce qui traduit un léger mouvement vers l'extérieur du front de taille. Ce comportement du sol peut être expliqué soit par le déconfinement du massif et sa tendance à remplir le vide qu'il lui est accordé ; ou bien, comme cité plus haut, un glissement lent du versant a pu causer ce déplacement longitudinal qu'on peut tout de même confirmer par les résultats d'inclinomètres.

Généralement, le soutènement provisoire devrait se stabiliser après 30 jours de l'excavation et ne convergera pas plus que 2mm par mois, c'est à partir de là que le revêtement peut être mis en place et pas avant (pour éviter une rupture fragile du béton car le soutènement provisoire est beaucoup moins rigide que le revêtement). Néanmoins, on remarque que les convergences évoluaient même après 3 ans du soutènement ce qui peut résulter, selon nous, des facteurs suivants :

Le non-respect du phasage dans les étapes de construction
La possibilité du glissement de versant.
La mauvaise qualité du terrain non prise en compte au préalable.

IV.5. Conclusion :

On conclut que la stabilité, qui est perturbé par les travaux de tunnel, du versant surplombant le portail nord du tunnel fait l'objet, présentement, d'une analyse approfondie. Cette analyse est relativement complexe par les différents éléments et particularités discutés précédemment. Les travaux du tunnel perturbent cette stabilité et peuvent engendrer des dégâts immédiat ou à moyen et long terme.

Loin de la conception, pour ce qui suit du document, et dans le but d'explorer le phénomène expliqué plus haut, nous étudierons un tronçon de 760m du linéaire du tunnel à partir de l'entrée du portail nord du tube EST (c'est-à-dire direction Bejaia) à partir du Pk 40+130 et analyserons le comportement géotechnique du massif face à l'excavation.

De grandes déformations en phase de soutènement provisoire ont causé plusieurs déstabilisations en cours des travaux engendrant parfois des éboulements.

Chapitre V :

Analyse numérique des mouvements engendrés

V.1. Introduction :

Les ouvrages souterrains sont initialement dimensionnés selon l'une des trois méthodes couramment utilisées : la méthode empirique, analytique, ou bien numérique. Chacune de ces approches est adoptée dans le but de prédire le comportement du sol lors des travaux de construction.

Le tunnel autoroutier de Sidi-Aïch est dimensionné selon la méthode de convergence-confinement citée dans le chapitre I, où l'aspect tridimensionnel du système est simplifié par le concept de taux de déconfinement (un paramètre adimensionnel lié à la distance entre la section creusée et le front de taille).

La réalité rencontrée durant l'excavation était loin des résultats obtenus par l'étude et la vérification de la conception initiale (voir chapitre IV), ce qui a remis en question les paramètres pris en compte lors de cette analyse.

Etant donné que le traitement bidimensionnel ne considère pas la géométrie complexe des terrains et leur hétérogénéité ni il prend en compte le comportement non linéaire du sol et de son soutènement, il est possible que cette méthode présente des insuffisances de façon à entraîner des conséquences imprévus dans la réalisation.

L'objectif de l'étude actuelle est de reprendre l'analyse des mouvements engendrés par l'excavation du tunnel sur un modèle numérique tridimensionnel.

V.2. La méthode adoptée pour l'analyse des mouvements :

L'analyse numérique par la méthode des éléments finis, est connue dans le domaine du souterrain comme la méthode la plus sophistiquée des trois cités, grâce à la précision de ses résultats, et la généralité de son application.

Dans le cadre de cette étude, nous allons nous intéresser à une analyse par approche numérique tridimensionnel, réalisé par l'outil numérique Midas GTS NX.

Lors de cette analyse l'accent sera surtout mis sur la réalité complexe de la géométrie du système sol-tunnel, et de l'effet de son évolution au cours des phases de construction, dans le but de trouver un champ de déformation semblable à celui enregistré.

Cette analyse consistera d'abord en une reconstruction numérique tridimensionnelle du massif dans son état initial, pour simuler par la suite le déroulement des étapes d'excavation afin d'arriver à définir les champs des contraintes et déformations à chaque étape.

V.3. La modélisation numérique :

V.3.1. Présentation de l'outil Midas :

Le logiciel Midas GTS NX est un outil numérique très pratique pour l'analyse de la géotechnique avancée et la modélisation par éléments finis, il permet, grâce à ses nombreuses options, d'approcher le modèle réel d'un ouvrage en reprenant toutes les contraintes géotechniques l'entourant puis de calculer les déplacements, les efforts et même de simuler les étapes de construction dans le temps.

Dans la conception ou vérification des tunnels, ce logiciel propose plusieurs outils de modélisation pour recréer le terrain réel avec sa topographie ; ainsi que le tunnel avec sa section type.

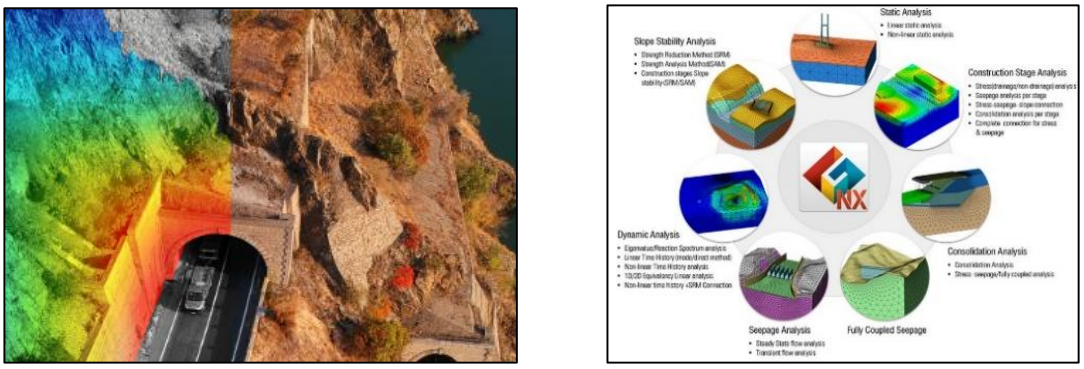


Figure V.1 Les applications du logiciel MIDAS GTS NX

V. 3.2. Définir les matériaux du système étudié :

L'analyse du comportement du système tunnel-massif implique deux catégories de matériaux : les matériaux naturels du site, qui sont les sols constituant le massif, et les matériaux de construction, utilisés pour les soutènements et revêtements du tunnel.

Le comportement de chacun est défini par ses paramètres intrinsèques, qui sont appliqués à des modèles de comportement déjà établis par l'expérience sur la rhéologie des matériaux.

Le modèle adopté pour chaque matériau est celui qui s'approche le plus de sa réalité, et qui permettra d'estimer la réponse des éléments étudiés face aux contraintes qu'ils subiront.

L'outil Midas GTS NX présente une grande précision dans les calculs de géotechniques avancés et les études de vérification dans les sols. Cette précision est régit par l'efficacité de la saisie initiale des caractéristiques intrinsèques des matériaux constituant le sol et l'ouvrage.

Pour initier un projet sur Midas, on commencera par introduire les données connues des matériaux mis en jeu, grâce à sa fonction « Material » qui se trouve dans l'onglet « Mesh », cet outil numérique permet de définir différents types de matériaux (isotrope, orthotrope …) et cela en choisissant un modèle de comportement et introduisant les paramètres nécessaires.

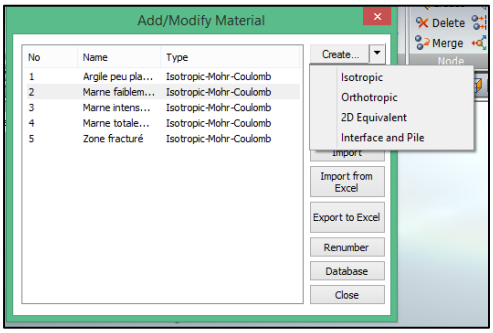


Figure V.2 Fenêtre des matériaux

Cette fonction dispose d'une vaste bibliothèque, riche en lois rhéologiques, et en formules de calcul des paramètres les plus utilisées dans le domaine. Elle pourra déterminer par exemple le module de cisaillement automatiquement à partir d'un Module d'Young et du coefficient de poisson fournis par l'utilisateur.

En ce qui suit, une explication de la saisie des caractéristiques de chaque matériau dans le logiciel.

V.3.2.1. Modèle de comportement du sol :

Le choix du modèle à adopter pour les sols dépend de leur nature. Les types des sols présents sur le tronçon étudié sont des sols meubles (l'argile et la marne). Le modèle de comportement qui s'est montré, d'après l'expérience dans la mécanique des sols, comme une bonne adaptation représentative de ce type, est celui de Mohr-Coulomb, pour un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage.

De plus, la disponibilité des paramètres collectés lors de l'investigation géotechnique, répond parfaitement aux exigences de ce modèle (les arguments d'entrés ou input).

Il est important de noter, que l'analyse du comportement d'un massif rocheux composé de plusieurs types de sol mène à analyser l'assemblage de la totalité de ses couches. En effet, les paramètres géotechniques diffèrent d'une couche à une autre, ainsi, il y a lieu d'introduire chacune d'entre elles comme un matériau différent, en adoptant le même modèle de comportement Mohr-Coulomb puisqu'il est valable pour l'argile, la marne, et même pour la zone fracturée.

Les cinq paramètres principaux caractérisant le modèle de Mohr-Coulomb sont : le module de Young E, le coefficient de poisson υ, l'angle de frottement ϕ et la cohésion c.
Les valeurs qu'on utilisera pour ces paramètres sont mentionnées dans le tableau II.5 (chapitre III).

On note que la valeur à introduire pour l'angle de fortement et la cohésion est la valeur à court terme puisque l'analyse concerne le soutènement provisoire (les valeurs à long terme sont utilisées pour les calculs du revêtement définitif).

V.3.2.2. Modèle de comportement des matériaux de construction :

Dans la mesure où notre étude s'appuie sur l'analyse des mouvements survenus lors de l'excavation du tunnel et la pose de son soutènement provisoire, il faudra bien introduire les matériaux structuraux constituant le soutènement provisoire en plus de ceux constituant le sol. On distingue essentiellement les aciers des cintres métalliques placés contre la paroi de la cavité, le béton projeté qui les enrobe, ainsi que l'acier utilisé pour les boulons d'ancrages.

L'acier ainsi que le béton, présentent un comportement élastique, c'est alors sous cette loi que leurs paramètres sont introduits dans le logiciel, en précisant aussi que c'est un matériau de construction en cochant la case « Structure » dans la même boite de dialogue.

Tableau V.1 Paramètres des matériaux de construction

Paramètres / Matériau	$E\ (MPa)$	υ	$\gamma\ (kN/m\text{^}3)$
Acier des cintres	210000	0,3	78,5
Béton projeté	11500	0.2	25
Acier des ancrages	210000	0,3	78

L'affectation d'un type de matériau à chaque géométrie dans le logiciel n'est cependant pas possible directement. Le logiciel reconnait les géométries construites comme étant soit une courbe, une surface, ou bien un solide, auxquels il faut accorder une « Property » dépendante de la dimension (1D, 2D,ou 3D) des éléments finis à choisir pour chaque structure.

Les deux boites de dialogue qui permettent la création des matériaux, et des « Property » qui leur représente figurent ci-dessus :

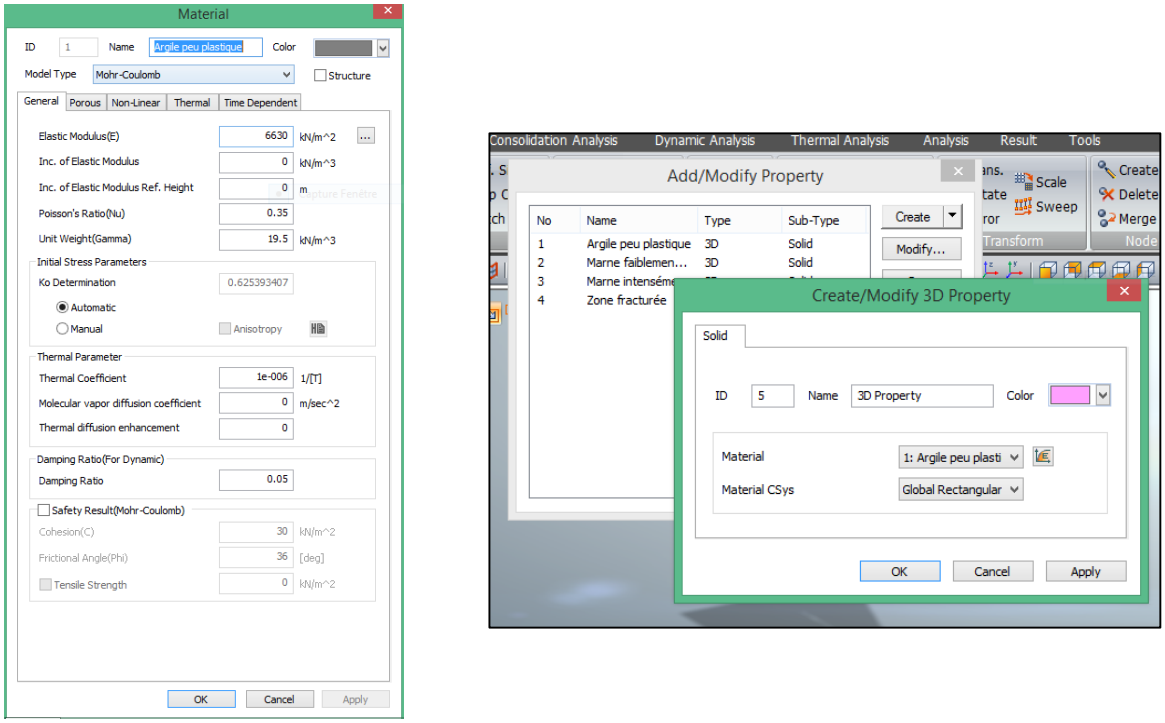


Figure V.3 Fenêtres d'introduction des matériaux (à gauche) et leurs propriétés (à droite)

V.3.3. Modélisation de la géométrie du terrain :

Le terrain où passe le tunnel est modélisé suivant ces étapes :

- **Etape 1 :** Importation des données topographiques

La donnée topographique du relief dans la zone d'étude est importée à partir d'un système de localisation par satellite : l'outil Google Earth Pro.

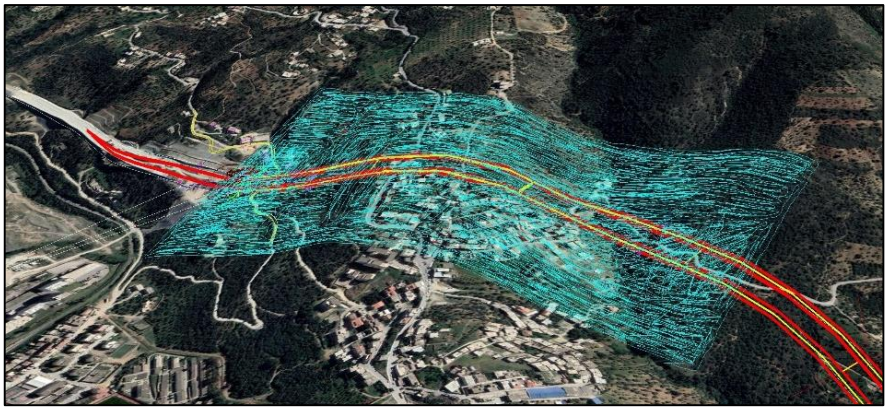


Figure V.4 Maillage sur Google Earth Pro de la zone nord, tunnel de Sidi-Aïch

Le système de Google Earth Pro permet d'effectuer un maillage sur la zone d'étude. Dans le cas de l'étude actuelle, et sur le linéaire de 760 m, nous avons choisis d'extraire un ensemble de plus que 15000 points pour plus de précision sur la topographie.

Google Earth Pro livre les élévations des points, liées à leur localisation géologique (Northing et Easting) sous format « KML ». Il faut alors les convertir à l'extension « GPX » pour ressortir un tableau Excel de tous les points de localisation.

Par suite il faudra ressortir les coordonnées de chaque point en le projetant sur le système de référence où s'inscrit la zone d'étude. La projection utilisée est celle de Mercator transverse, par application du système UTM (Universal Transverse Mercator), qui est lui-même basé sur le système géodésique WGS84 (World Geodetic System 1984).
Cette projection découpe la surface de la terre en 60 zones, la région de Bejaïa appartient à la zone « UTM, WGS84 Datum Zone 31 North 3d E »



Figure V.5 Représentation de la zone 31 N sur la carte géographique

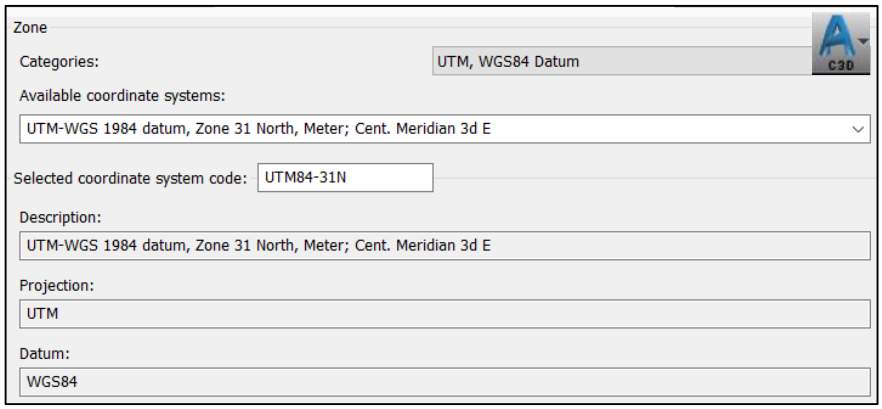


Figure V.6 Boite de dialogue pour choisir le système de projection sur Civil 3D

Ce réglage se fera sur le logiciel Civil 3D, où les données topographiques des points sont converties en coordonnées X, Y et Z.

	A	B	C
1	N	E	Elevation
2	36.595288	4.688691	146.661
3	36.595386	4.688604	144.619
4	36.595518	4.688516	143.399
5	36.595651	4.688473	143.232
6	36.595783	4.688386	141.989
7	36.595719	4.688474	143.741
8	36.59559	4.688606	146.14
9	36.595424	4.688693	147.419
10	36.595293	4.68878	149.533
11	36.595234	4.688957	154.566
12	36.595391	4.68916	159.452
13	36.595372	4.689069	157.327
14	36.595354	4.688955	154.611
15	36.595335	4.68884	151.519
16	36.595299	4.688749	148.572



	A	B	C
1	X	Y	Z
2	1999.0242	2601.9428	146.661
3	2003.3881	2598.025	144.619
4	2006.7879	2592.9803	143.399
5	2010.0981	2587.934	143.232
6	2014.0395	2587.6708	141.989
7	2018.092	2586.1889	143.741
8	2022.168	2583.3757	146.14
9	2025.2582	2580.656	147.419
10	2028.3699	2576.716	149.533
11	2032.3329	2575.2324	154.566
12	2036.3195	2572.4176	159.452
13	2040.3041	2569.7138	157.327
14	2044.2888	2567.0099	154.611
15	2048.1623	2565.5248	151.519
16	2052.1313	2563.7085	148.572

Figure V.7 Extrait des tableaux de coordonnées avant et après leur conversion

- **Etape 2 :** Introduction des points topographique dans MIDAS.

Sur l'option « Face » de « Geometry », nous choisissons la fonction « Point » qui crée une surface reliant plusieurs points importés à partir d'un fichier Excel.

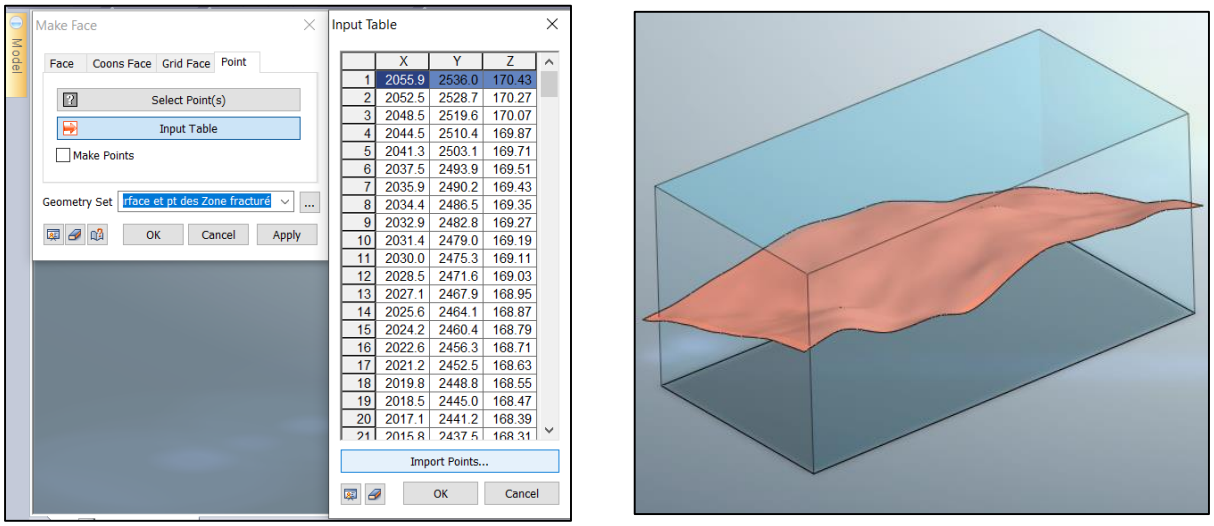


Figure V.8 Création de la surface du terrain

Pour donner du volume à la topographie, nous créerons un solide de type cube qui soit de taille plus importante que le point le plus haut de la surface modélisée du terrain. L'outil « Divide Solid » permet de découper ce cube selon cette surface. Ensuite en supprimant la partie supérieure du cube découpé, on obtient le massif tel qu'il est montré sur la photo figure **V.9**.

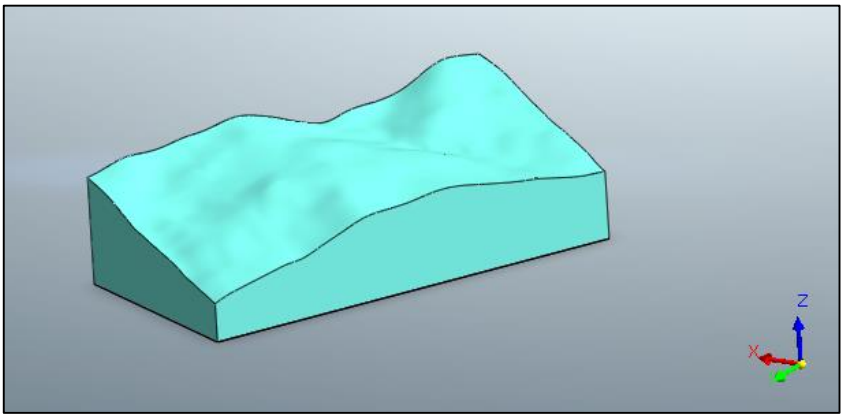


Figure V.9 Solide tridimensionnel modélisant le relief de la zone d'étude

V.3.4. Modélisation des couches en profondeur :

- **Etape 1 :** Modéliser les surfaces des couches.

Désormais, la géométrie extérieure du massif est modélisée. Il va falloir par la suite définir les profondeurs des couches en se basant sur les essais de sondage réalisés dans l'étude géotechnique.

Les formations géologiques hétérogènes du massif, et la disposition inclinée des plans de stratification, indique une forte variation des propriétés du sol même dans un même tronçon. Ce point confirme d'avantage l'insuffisance de la modélisation en 2D, qui néglige complètement cet aspect.

Midas GTS NX propose d'établir un modèle géologique prévisionnel qui s'approche le plus de la réalité en extrapolant les résultats des sondages par sa fonction de « Bedding Plane Wizard », qui s'affiche comme suit :

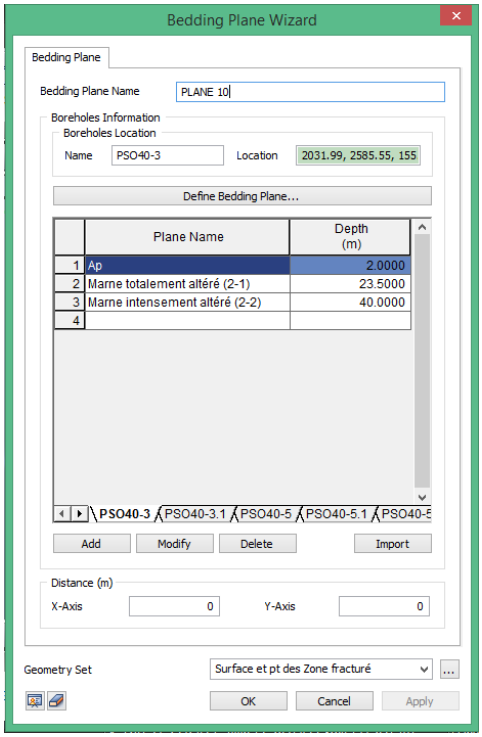


Figure V.10 Boite de dialogue de la définition des couches

Cette fonction permet de définir, tous les types de couches présentes dans le massif, et de les introduire sous forme de résultat direct de sondage.

Il suffit d'entrer le nom de chaque log de sondage (annexe B), ses coordonnée X, Y et Z, et la profondeur de chaque formation observée dans ses carottes. L'outil relie par la suite entre les profondeurs d'une même couche et les transforme en une surface à trois dimensions.

L'interprétation du logiciel seul n'est cependant pas suffisante, car l'outil génère parfois des anomalies où une des couches dépasse le terrain naturel, ou présente des formes atypiques sur les parties les plus éloignées des sondages, qui sont peu représentatives.

Pour y remédier et ajuster leur forme, nous nous sommes basées sur les connaissances géologiques, et le bon sens de l'ingénieur pour extrapoler les données de sondage. Tel qu'autour un point connu par les essais, nous avons ajouté d'autre points de reconnaissance avec les mêmes profondeurs des couches trouvées en ce sondage de 'référence' supposant que les formations géologiques conservent leurs épaisseurs au-delà des parties connues.

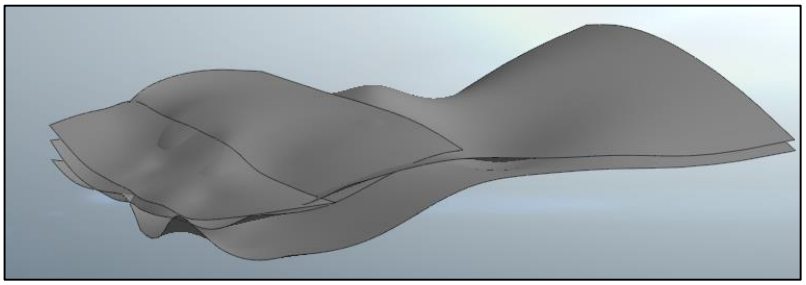


Figure V.11 Représentation des surfaces entre les couches par l'outil Midas

- **Etape 2 :** Modéliser les solides des formations géologiques.

Transformer ces surfaces en couches solide tridimensionnel, et donc leur donner une profondeur, est possible par la commande « Extrude » dans le même module de modélisation géométrique, et qui permet de donner une hauteur suivant la troisième dimension Z :

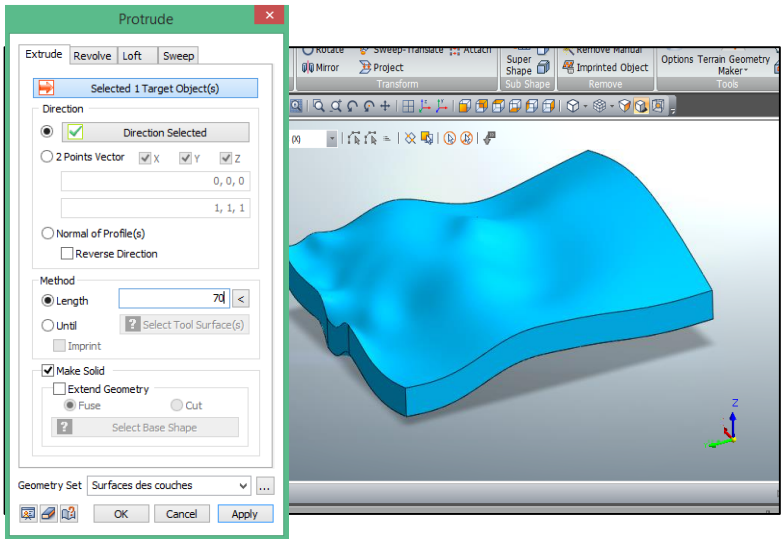


Figure V.12 Création des solides des formations géologiques

La face en haut de ce solide extrudé, qui représente sa limite avec la couche en-dessus est la même que celle d'en bas, (sa limite avec la couche en dessous), ce qui ne reflète pas la réalité, où les couches sont parfois coupées par les autres formations, et d'autre fois par la cote du terrain naturel.

A cet effet, il faut modifier l'ensemble des solides obtenus, soit en gardant le volume commun entre eux, soit en découpant un solide selon un autre et cela jusqu'à ce qu'ils forment le volume total du massif représenté en premier.

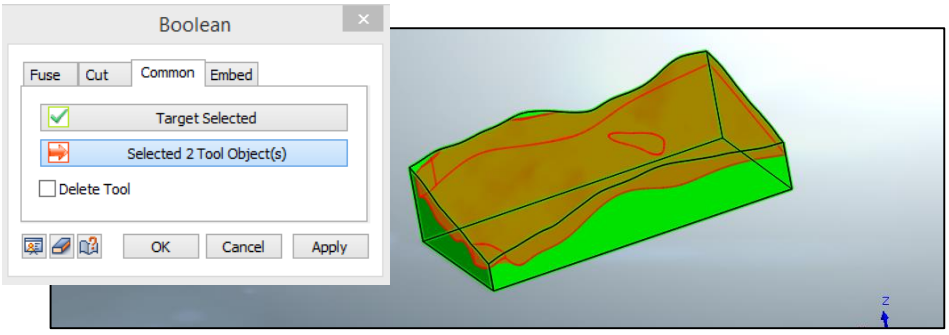


Figure V.13 L'assemblage Booléen

- **Etape 3 :** Assembler le modèle complet.

Les différentes couches sont représentées par des différentes couleurs indiquées dans le tableau ci-après :

Tableau V.2 Couleurs attribuées à chaque couche du massif

Symbole et nom de la couche	Couleur utilisé dans le modèle
(1-1) Argile peu plastique	Gris
(2-3) Marne faiblement altérée	Bleu
(2-2) Marne intensément altérée	Jaune
(2-1) Marne totalement altérée	Rouge
(5) La zone fracturée	Blanc

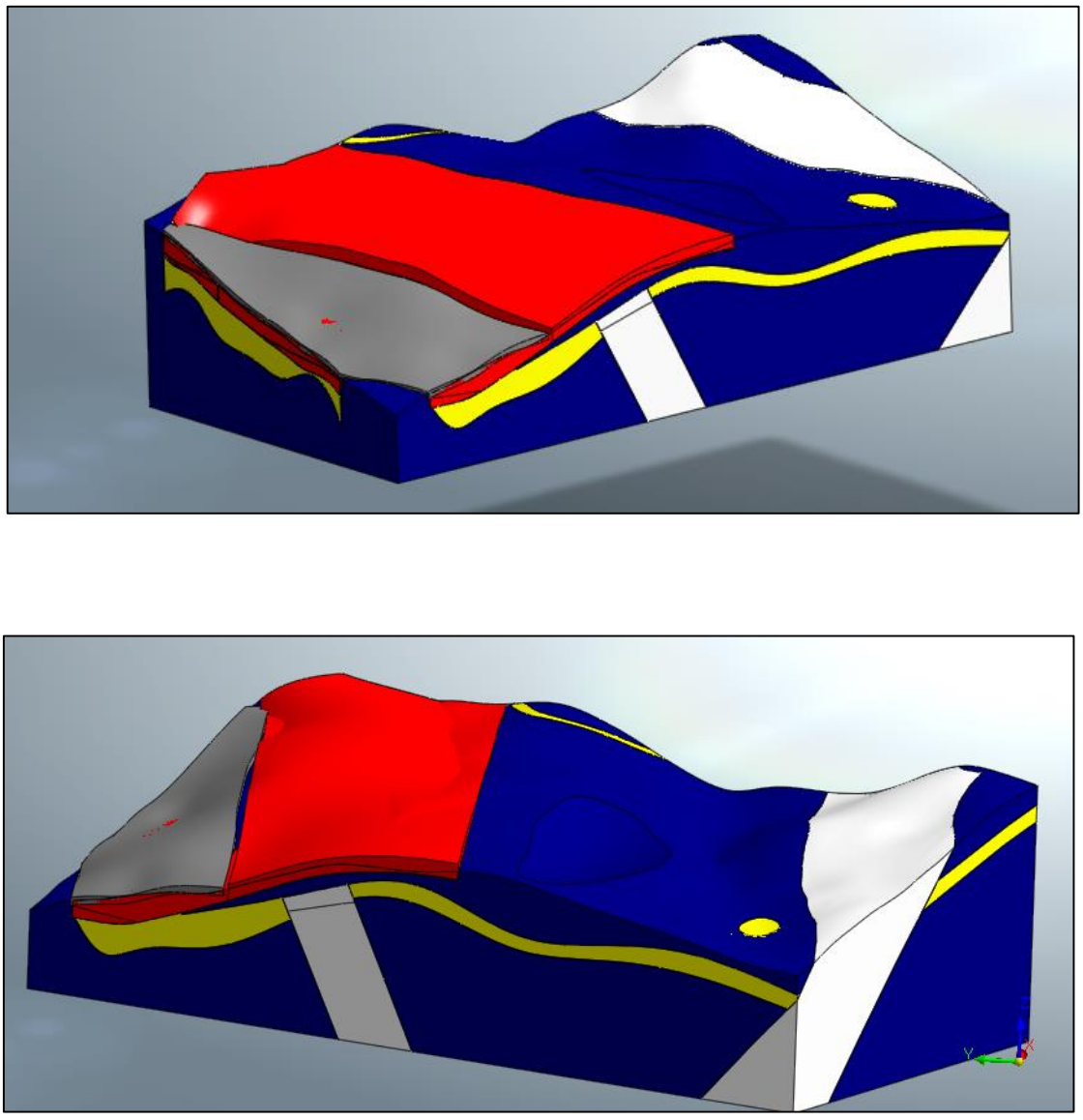


Figure V.14 Captures du modèle tridimensionnel du massif

V.3.5. Modélisation du tunnel :

- **Etape 1 :** Importation du tracé et découpage des sections.

Le tracé linéaire du tunnel établi lors de la conception existe déjà sous format d'un dessin CAD avec l'extension « DWG », on lui introduit les cotes de projet à chaque point pour récréer sa pente de 2%.

La partie étudiée de ce linéaire inclut quatre parmi les cinq types de soutènement existant sur ce projet (voir chapitre III), pour préciser l'emplacement de chaque type, nous allons découper l'axe importé selon les points kilométriques de façon à limiter la longueur de chaque partie.

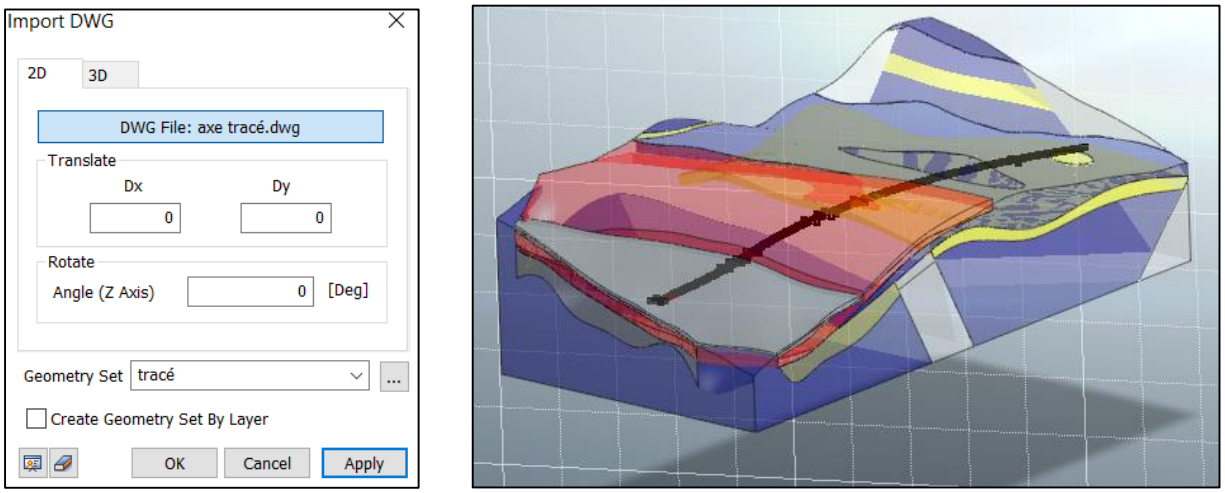


Figure V.15 Tracé en 3D sur l'interface de Midas

- **Etape 2 :** Création des sections en travers du tunnel**.**

La création du contour d'une section dans le tunnel peut se faire soit en utilisant l'outil « Tunnel Wizard », où bien en important directement la section en travers sous forme de fichier AutoCad.

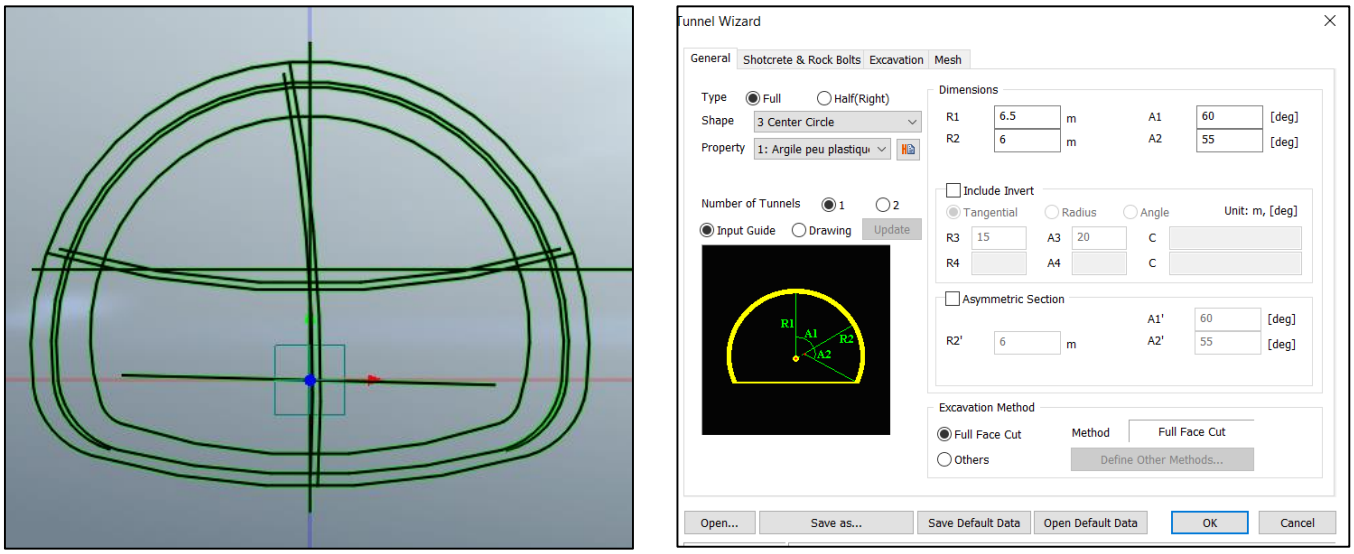


Figure V.16 Création de la section de creusement

Le soutènement V1 est sous forme tronconique, il est donc caractérisé par deux profils en travers, légèrement différents en taille, et qui figurent dans les dessins en dessous, avec les trois autres sections des soutènements :

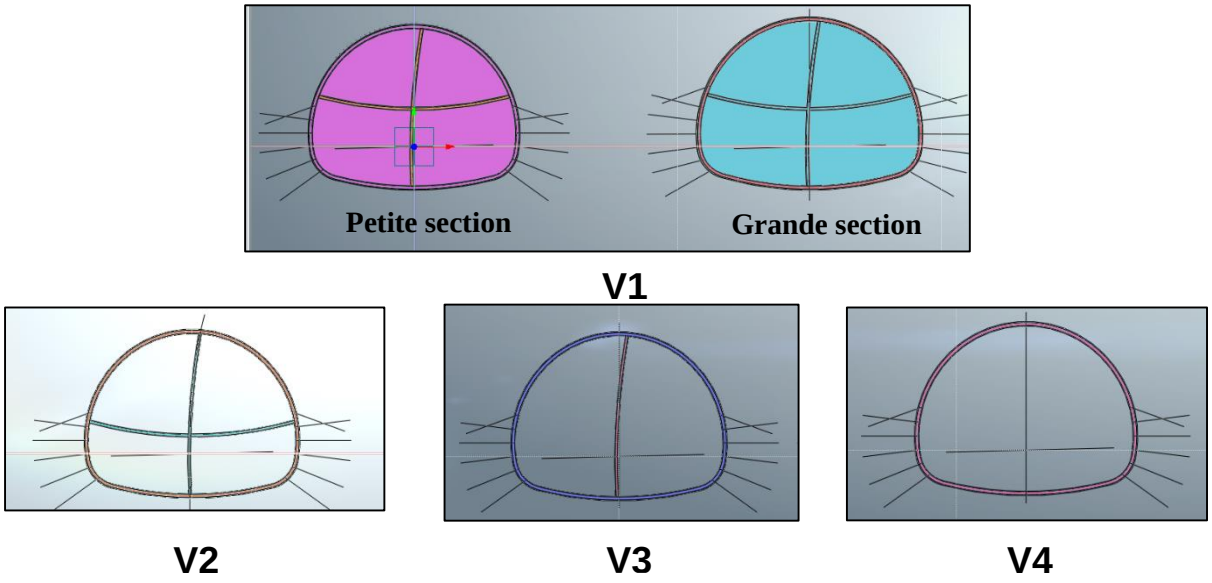


Figure V.17 Les profils en travers utilisés dans la modélisation

Ces dessins sont transportés dans Midas GTS NX à leurs coordonnées réelles dans le tracé.

- **Etape 3 :** Modélisation de la chambre tronconique.

Les soutènements V2, V3 et V4 ont une coupe longitudinale similaire, elle ne change que sur la longueur du tunnel qu'elle couvre, leur modélisation dans cette direction se fait alors en suivant les mêmes étapes. La chambre tronconique de V1, par contre, représente la modélisation la plus complexe entre les quatre types, à cause du changement de sa section. Nous allons la prendre comme un exemple pour illustrer les étapes de modélisation.

Cette partie de la structure est la plus délicate à réaliser comme à modéliser à cause de la géométrie tronconique liée au type de soutènement approprié (le soutènement V1) qui contient une voute parapluie. Celle-ci devait contenir en théorie 21 tubes de part et d'autre de l'axe vertical de la section transversale, cependant, pour des raisons techniques, on a réduit ce nombre à 16 ou 17 tubes.

Les tubes de la voute parapluie sont reconstruit en créant des cylindres creux, d'un diamètre extérieur de 114mm et intérieur de 102mm (épaisseur de 6mm) avec 15m de longueur. L'angle que fait la voute parapluie avec le plan horizontal est de 5°.

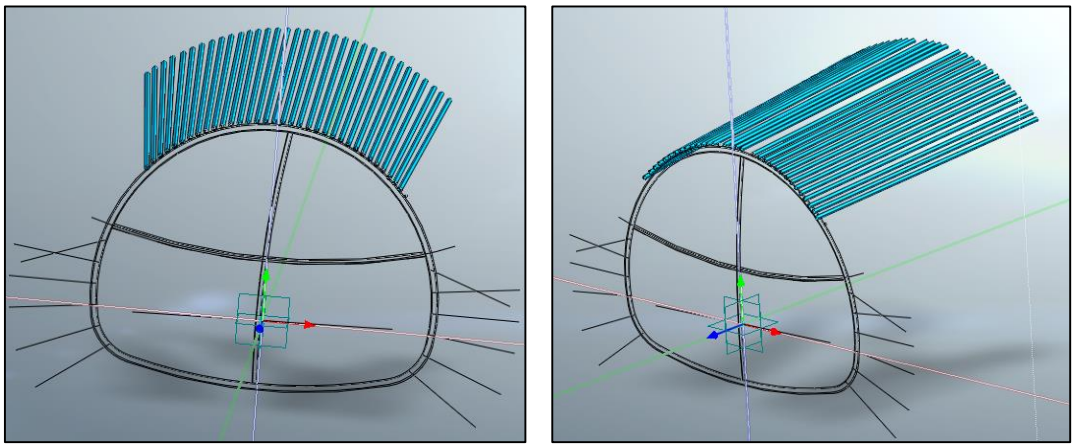


Figure V.18 Le modèle de la voûte parapluie

Afin de réaliser une seule chambre tronconique, il faudra tout d'abord former un solide reliant les deux facettes distantes de 7.45 *m* par la fonction « Loft », et qui permet de leur donner la forme tronconique voulue :

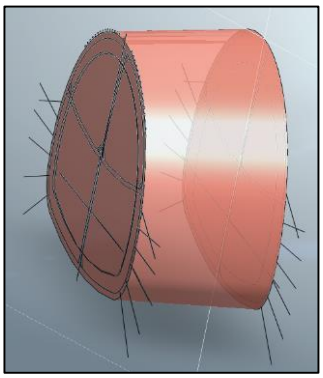


Figure V.19 Solide représentant la forme tronconique

Avec la même commande, Nous réaliserons le radier provisoire et le piédroit qui sont mis en place lors de l'excavation des galeries de cette partie, et qui servent à stabiliser les parois lors de creusement des sections :

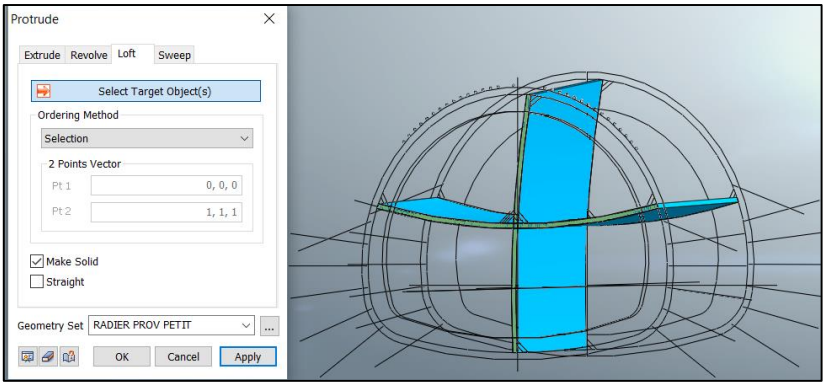


Figure V.20 Modélisation du piédroit et du radier provisoire

Il faut ensuite réaliser les 12 cintres compris dans la même chambre tronconique, espacés de 0.62m en utilisant la commande « Sweep / Translate », qui permet de copier les formes des cintres, suivant la direction de l'axe du tunnel.

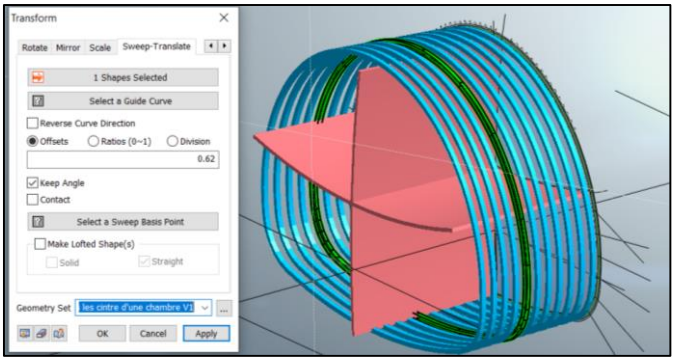


Figure V.21 Modélisation des cintres du soutènement V1

La dernière étape est de représenter les sections divisées du creusement, en coupant le solide sur 4 sections selon les contours des cloisons, donnant la forme finale du soutènement :

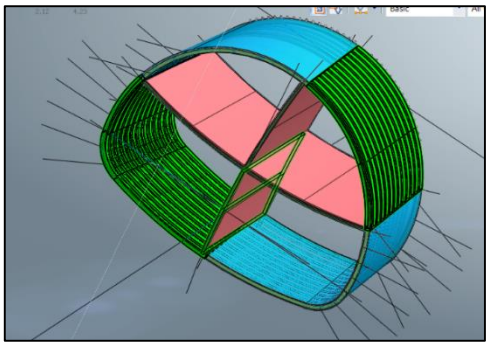


Figure V.22 Modélisation du soutènement V1 en 3D

Les trois autres types de soutènement sont construits en suivant presque les mêmes étapes, sauf que leur profile est uniforme le long du soutènement, c'est la même section à l'entrée du tronçon qui est représenté à sa sortie. La forme du tunnel final, sur un linéaire de 760 m est alors :

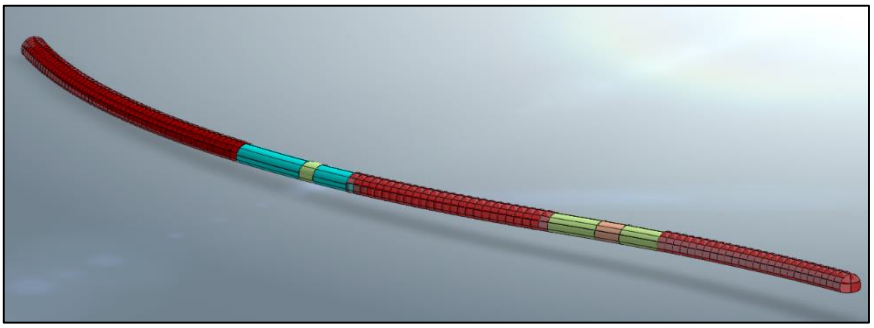


Figure V.23 Modèle du tube Est, tunnel Sidi-Aïch, sur une longueur de 760m

V.3.6. Assemblage du système tunnel-massif :

Lors des calculs d'analyse, l'outil numérique devrait considérer les géométries modélisées comme un seul système, c'est pour cela qu'il est nécessaire de compléter le model créé par un assemblage entre le tunnel et le massif.

Cette opération est réalisée par l'outil « Cut solide » où les solides des couches par lesquels passe le tunnel, sont coupés selon la face extérieure des parois de ce dernier, et résultent en deux ensembles de solides, l'un est celui du massif creux à cause lié au passage du tunnel, et l'autre représentatif de la quantité de matière creusée le long du tronçon étudié.

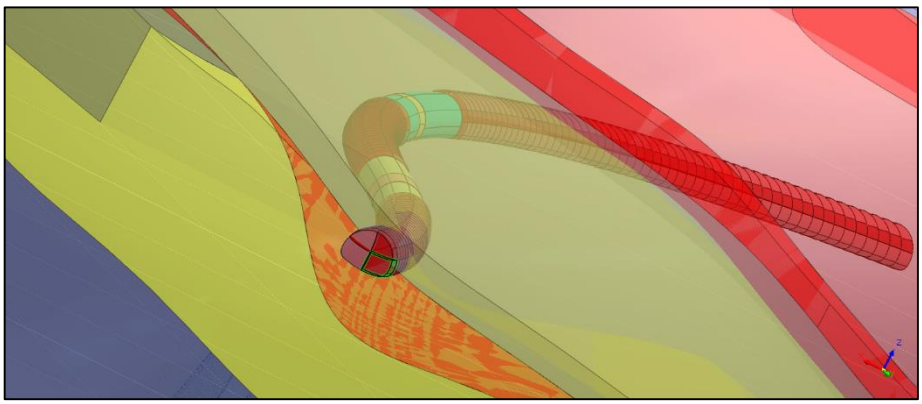


Figure V.24 Modèle du terrain creusé autour du tunnel

La géométrie du terrain et du tunnel, ainsi que de l'interaction entre ces deux composantes, sont complétées. Il est désormais possible de s'en servir comme base pour simuler les travaux d'excavation afin d'analyser la réponse du tunnel. Cette étape est détaillée d'avantage dans la partie suivante.

V.4. Simulation des travaux d'excavation :

La nature complexe et continue du système étudié implique que la perturbation par creusement d'une partie des sols s'étendra au-delà de la zone amputée de la matière et affectera son voisinage. Effectivement, le creusement d'un tronçon dans le massif déclenche un déplacement des parois de la cavité vers le vide créé (le phénomène de la convergence). L'effet de ce déplacement, peut arriver, dans les cas de faible profondeur, jusqu'à la surface et causer l'affaissement du terrain naturel.

L'effet de creusement d'une seule galerie affecte l'ensemble du massif et l'enchaînement de ce creusement, même avec la mise en place du soutènement, aura des conséquences complexes sur la stabilité du système. Il est alors primordial, lors de l'analyse du comportement, de prendre en compte le phasage des travaux d'exécution qui induisent un mode de chargement particulier.

V.4.1. Définir les phases d'exécution :

Dans le but d'assurer la stabilité du massif, et de maintenir la forme géométrique du tunnel, le creusement d'une section de ce dernier est immédiatement suivi par la mise en place des dispositifs de son soutènement provisoire (cintres et piédroit, béton projeté, boulons d'ancrage).

D'autre part, il faut assurer le déphasage du front de taille entre toutes les sections à creuser qui a pour rôle de maintenir l'équilibre du massif et limiter les mouvements de convergence.

Le tableau suivant résume pour le tronçon étudié, les caractéristiques de ce déphasage, en donnant pour chaque cas, la longueur nécessaire d'avancement d'une galerie à partir de la première section de creusement, avant le démarrage de la même procédure dans la section suivante.

Tableau V.3 Récapitulatif des phases d'excavation sur 760m du Tube Est, Tunnel de Sidi-Aïch

Tronçon	Type de Soutènement	Pas du creusement (m)	Longueur du tronçon (m)	Longueur d'une seule galerie (m)	Nombre de galerie
A	V1	0.62	193.53	37.25	6
B	V3	0.75	36.02	15	3
C	V4	0.75	22.5	Creusement en gradin	
D	V3	0.75	42	15	3
E	V1	0.62	192.45	37.25	6
F	V2	0.75	39.5	30	2
G	V3	0.75	15.75	15	2
H	V2	0.75	75.75	30	3
I	V1	0.62	411.6	37.25	12

V.4.2. Simulation des phases par l'outil numérique :

La procédure à suivre pour la simulation des phases d'excavation dans le calcul par méthode des éléments finis est détaillée en ce qui suit.

V.4.2.1. Maillage des solides :

L'élément choisi pour cette étude est un tétraèdre à 4 nœuds, la taille de cet élément diffère d'un point à un autre sur le système étudié, selon l'emplacement de l'objet maillé par rapport au tunnel. En augmentant la taille des éléments tétraèdre, leur nombre diminue, impliquant une moindre précision. Cela est pratique à appliquer dans les solides loin de la zone excavée puisqu'un maillage moins dense n'aura pas vraiment d'effet sur les résultats obtenus dans ce cas. Encore mieux, ça permettra de diminuer la lourdeur des calculs pour gagner en temps d'analyse. Par contre, dans les zones ou passe le tunnel, et où la topographie varie fortement, le maillage est plus raffiné afin de ressortir la géométrie voulue.

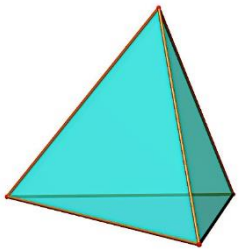


Figure V.25 Exemple d'élément tétraédrique

Le principe du maillage est d'affecter un type de matériau aux solides modélisés. Chaque couche est alors maillée séparément, en précisant à chaque fois le type de « Proprety » (définis dans la partie V.2) qu'elle présente, Le maillage du massif a résulté en un nombre important d'éléments 3D, et est montré ci-dessous :

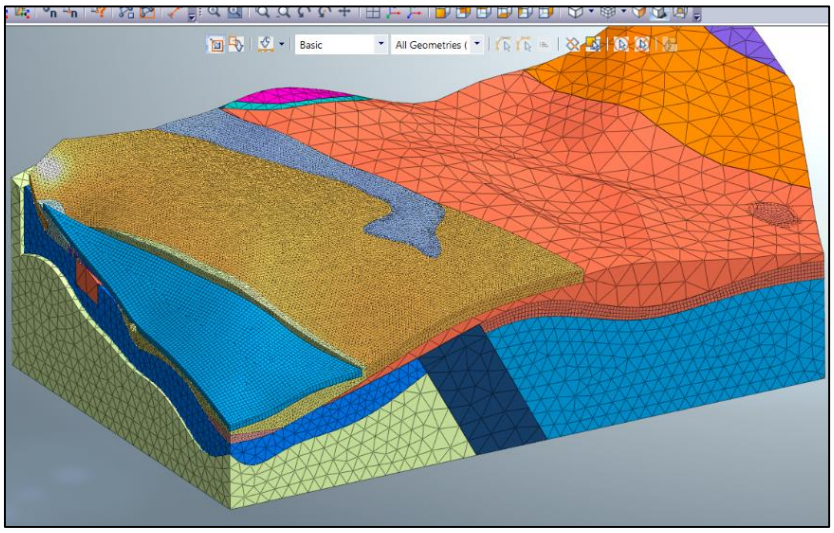


Figure V.26 Maillage tridimensionnel du massif étudié.

Pour pouvoir recréer les étapes de réalisation du tunnel, le volume total du massif et le volume à excaver, doivent être maillés séparément afin de pouvoir les introduire à différentes phases de construction.

Au départ, le profil transversal du tunnel est découpé en quatre sections transversales du creusement

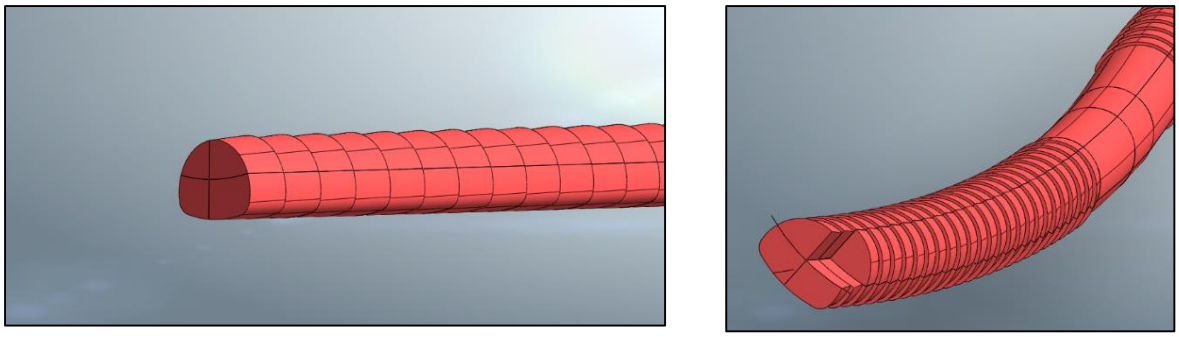


Figure V.27 Modèle du tunnel divisé en section de son creusement

Ensuite, il est découpé suivant l'espacement entre les cintres, de tel manière que chaque solide représente les mêmes propriétés du le sol qui sera excavé :

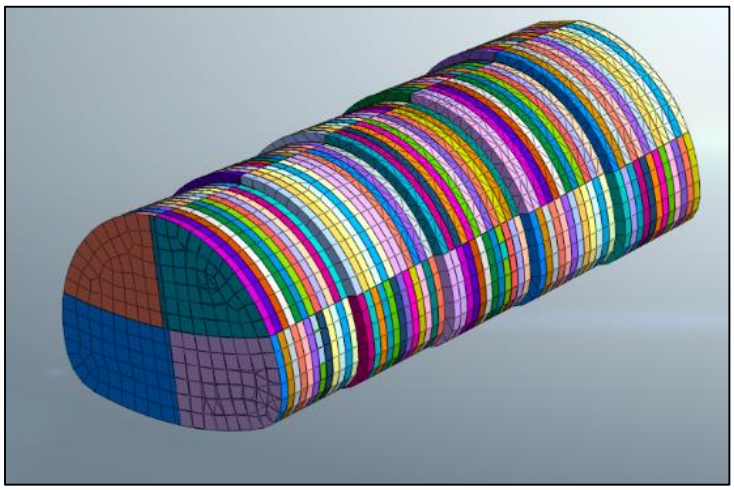


Figure V.28 Maillage des sols à excavé suivant les mêmes propriétés des sols qu'ils traversent

Le pas de creusement théorique choisi lors de l'étude initiale ($0.62\ m$ pour le V1, et $0.75\ m$ pour le reste) n'était pas réalisable dans les conditions réelles du chantier, où la mise en place des cintres nécessite au moins $1\ m$ d'espace. C'est alors ce pas réel qui est adopté dans la simulation du modèle.

Les couches du massif sont désormais toutes maillées, mais toujours considérées par le logiciel comme indépendantes les unes des autres ; pour qu'elles soient analysées autant qu'une seule structure, il faut établir des liens entre les nœuds d'extrémité de chaque couche, afin d'assurer la continuité du modèle, et éliminer les vides. Cette opération est possible par la fonction « Define Contact » du logiciel.

D'autre part, les composantes métalliques du soutènement provisoire (les cintres et les boulons) ainsi que de la voute parapluie sont représentées par des éléments unidirectionnels avec leur dimensions (Beam Element) de section définie comme montré dans la figure V.29.

Concernant la voute paraluie, nous avons choisi de fixer le maillage à une section pleine, en introduisant un module d'élasticité équivalent, entre l'acier et le coulis de ciment et qui est dans ce cas égal à $E_{éq} = 37{,}024\ GPa$

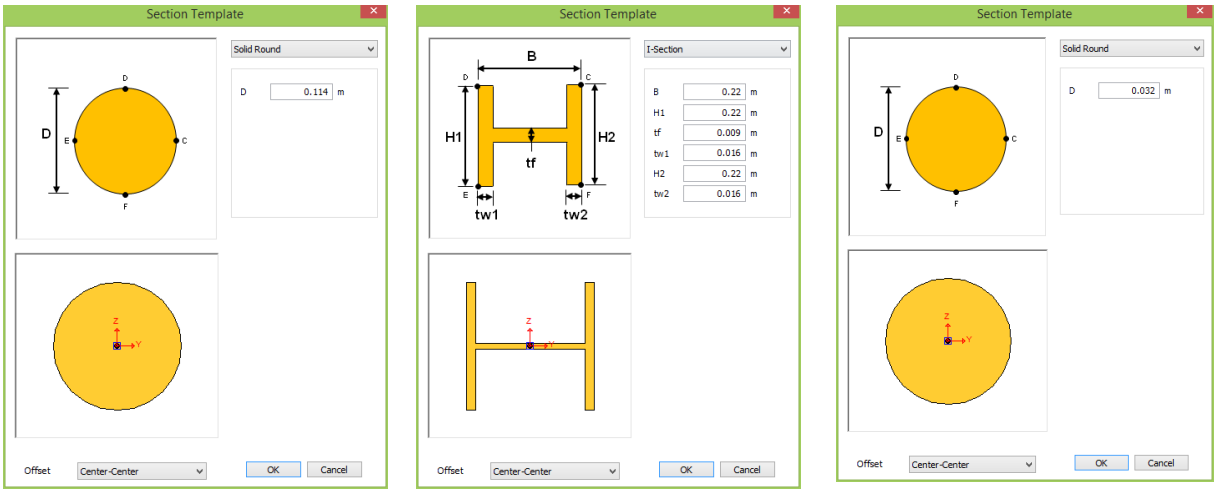


Figure V.29 Boites de dialogue pour la modélisation des sections de la voute parapluie, les aciers des cintres, et celle des boulons d'ancrage (respectivement)

Le béton projeté par contre, est considéré comme étant un élément coque « Shell » 2D, dont les paramètres intrinsèques, ainsi que la surface qu'il couvre sont déjà définis, il ne reste donc qu'à fixer l'épaisseur à 33cm.

Le résultat pour le maillage de chacune de ces composantes est montré ci-dessous pour les différents types de soutènement :

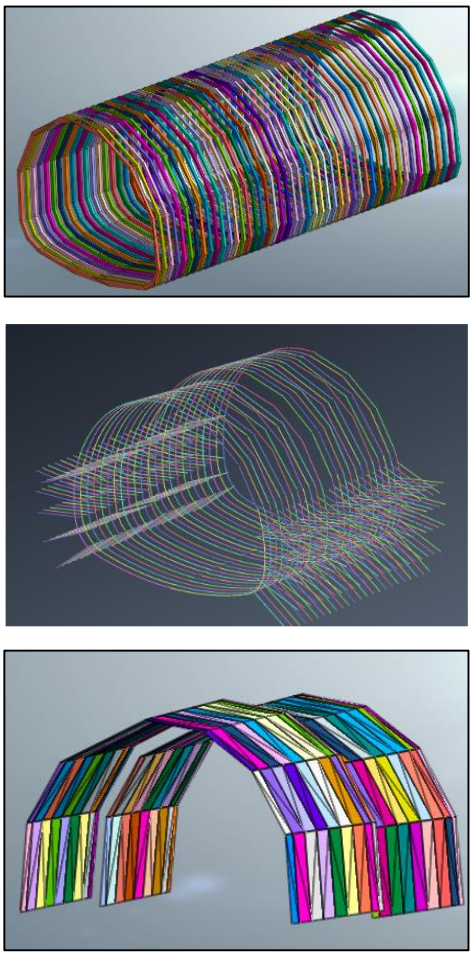


Figure V.30 Maillage des cintres du V2, des boulons d'ancrage et du béton projeté de V1 (de haut en bas)

V.4.2.2. Exécutions des calculs :

Les calculs de la MEF sont de base très lourds et complexes, en considérant en plus la taille du massif modélisé, et la précision de son maillage, nous trouvons que le rendu des résultats pourra prendre des jours pour etre livré, c'est pourquoi nous nous somme intéréssées à une seule zone du massif où l'on effectuera les calculs. Le choix de cette zone s'est porté sur un tronçons au portail nord, à cause des conclusions déjà établies dans ce mémoire, sur l'état de stabilité de cette zone, et de son aptitude à la déformation, qui la qualifier comme la partie la plus contraignante du massif.

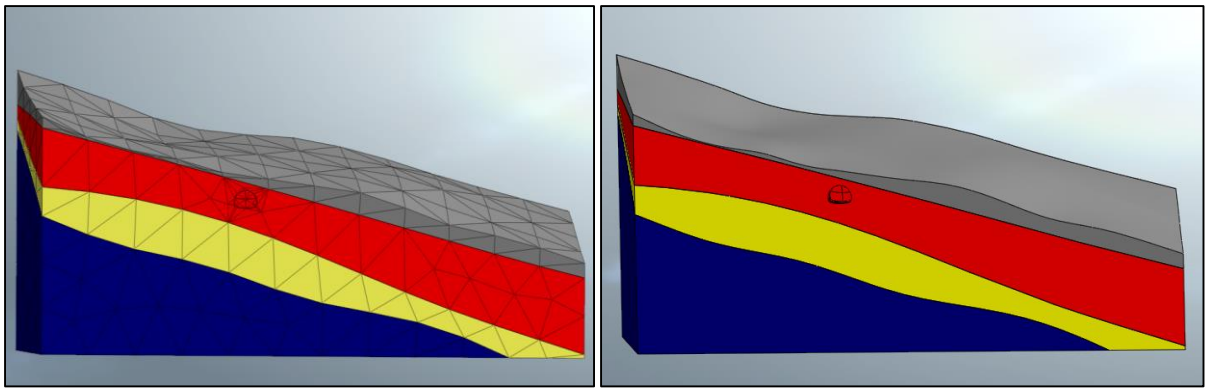


Figure V.31 Géométrie du modèle après découpage (à droite) et son maillage (à gauche)

Les étapes de calcul sont détaillés en ce qui suit :

- **Chargement des contraintes initiales :**

L'état initial du massif représente la situation naturelle au repos de ce dernier, où le champ de contraintes initial assure un équilibre mécanique avec les effets de pesanteur, les conditions hydrauliques et d'éventuelles contraintes résiduelles issues de sa *formation* (plissements géologiques, dépôts sédimentaires, phénomènes de cimentation ou d'érosion, altérations physicochimiques, etc.) [14]. Les déformations sont alors nulles à ce stade.

Si ce champ de contraintes est perturbé par les travaux d'excavation du tunnel, le terrain cherche un nouvel état d'équilibre géostatiques, ce qui engendre des déformations, parfois très importantes. Ces deux cas de chargement constituent les deux phases principales de calcul dans la MEF : la phase initiale et la phase d'excavation. Il est important de noter que les résultats de la deuxième phase dépendent principalement de la validité de la première, c'est pour cela qu'elle doit être identifiée soigneusement, et vérifiée avant l'enchaînement des calculs.

D'un aspect numérique, l'état initial est reproduit en activant la force gravitationnelle, et en imposant au modèle des conditions aux limites, tel que la facette inférieure du massif soit encastrée, pour bloquer tous déplacements d'ensemble vers le bas (support du modèle). Tandis que le seul mouvement restreint sur les extrémités du modèle est celui en direction normale aux surface verticale ; les déplacements tangentiels sont donc libres, ce blocage représentera la continuité du massif qui va au-delà de la partie modélisée.

La face supérieure de la cote du terrain naturel, quant à elle, est complètement libre.

Le poids propre du massif est évalué automatiquement par l'outil numérique, en fonction des paramètres du poids volumique des matériaux et leurs dimensions définies par leur maillage.

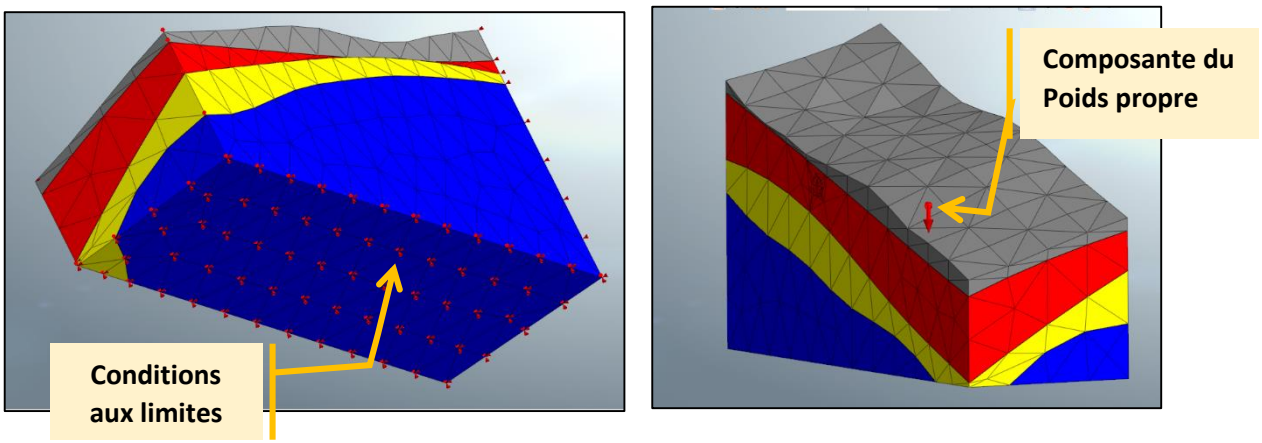


Figure V.32 Etat initial du massif

Les contraintes à vérifier lors de l'état initial sont les contraintes verticales. Etant donné que le système est uniquement soumis à la force de pesanteur. Par le biais d'un calcul d'équilibre géostatique, et en considérant k_0 de chaque couche, la distribution triangulaire des contrainte initiales est bien assurée, comme illustré sur la figure :

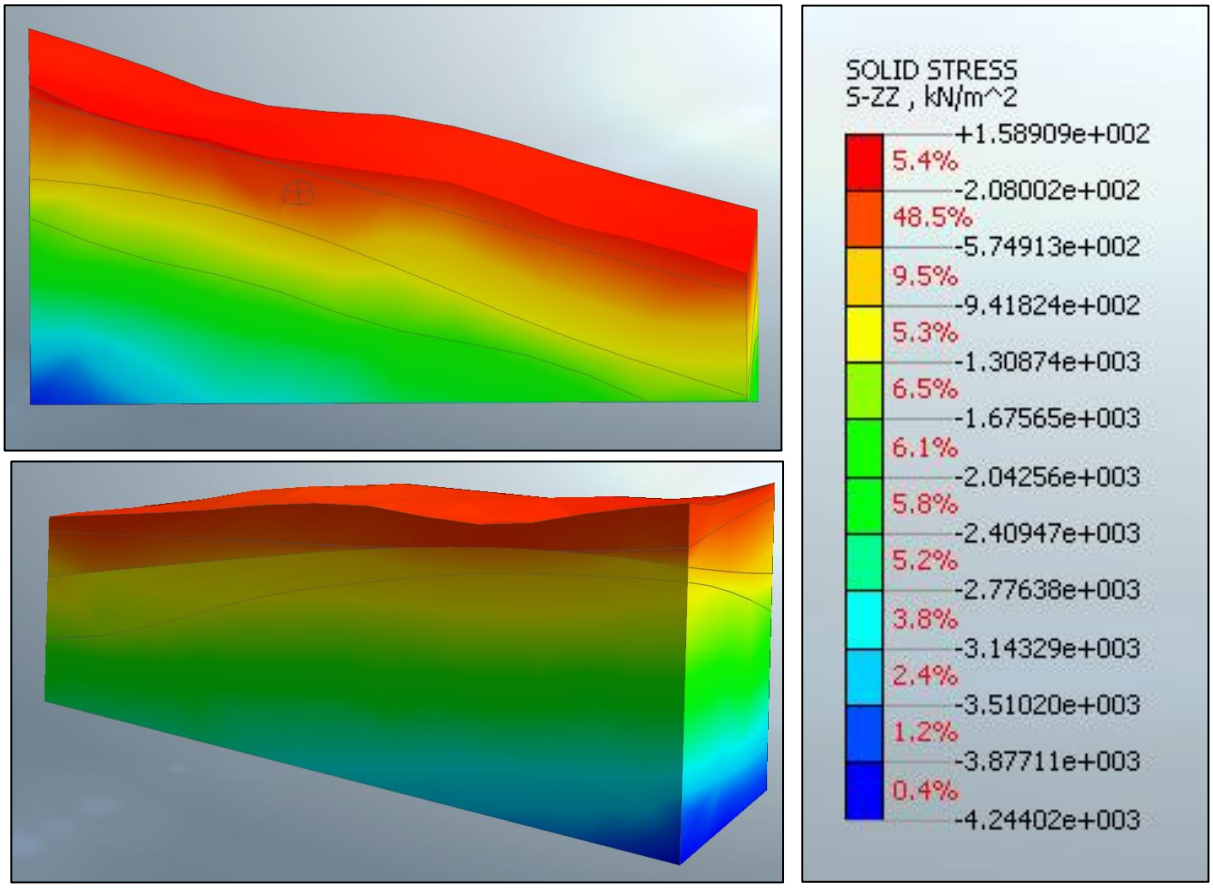


Figure V.33 Distribution des contraintes verticales à l'état initiale

Le modèle étant en équilibre géostatique, l'état initial est bien vérifié, et le modèle est valide pour être utilisé dans le reste de l'analyse.

Le logiciel Midas, permet grâce à sa fonction de « Stage Wizard » d'introduire les étapes de l'excavation du tunnel, ainsi que l'ordre de leur exécution, et les résume par un seul outil, montré dans la figure V.34.

Chaque phase de construction est introduite par le nom qui lui est accordée, et une précision de A/R, qui veux dire : « Add » et « Remove » pour préciser si c'est une composante de système qui doit être ajoutée (cintres, béton projeté, voute parapluie) ou enlevée (le sol à excavé etc.).

Les calculs du logiciel démarrent alors en exécutant la simulation déjà établie dans les parties précédentes. Cette dernière donne pour chaque « Stage » ou phase d'exécution, le déplacement horizontal, vertical et total de chaque point du système, ainsi que les sollicitations appliquées sur les éléments de la structure.

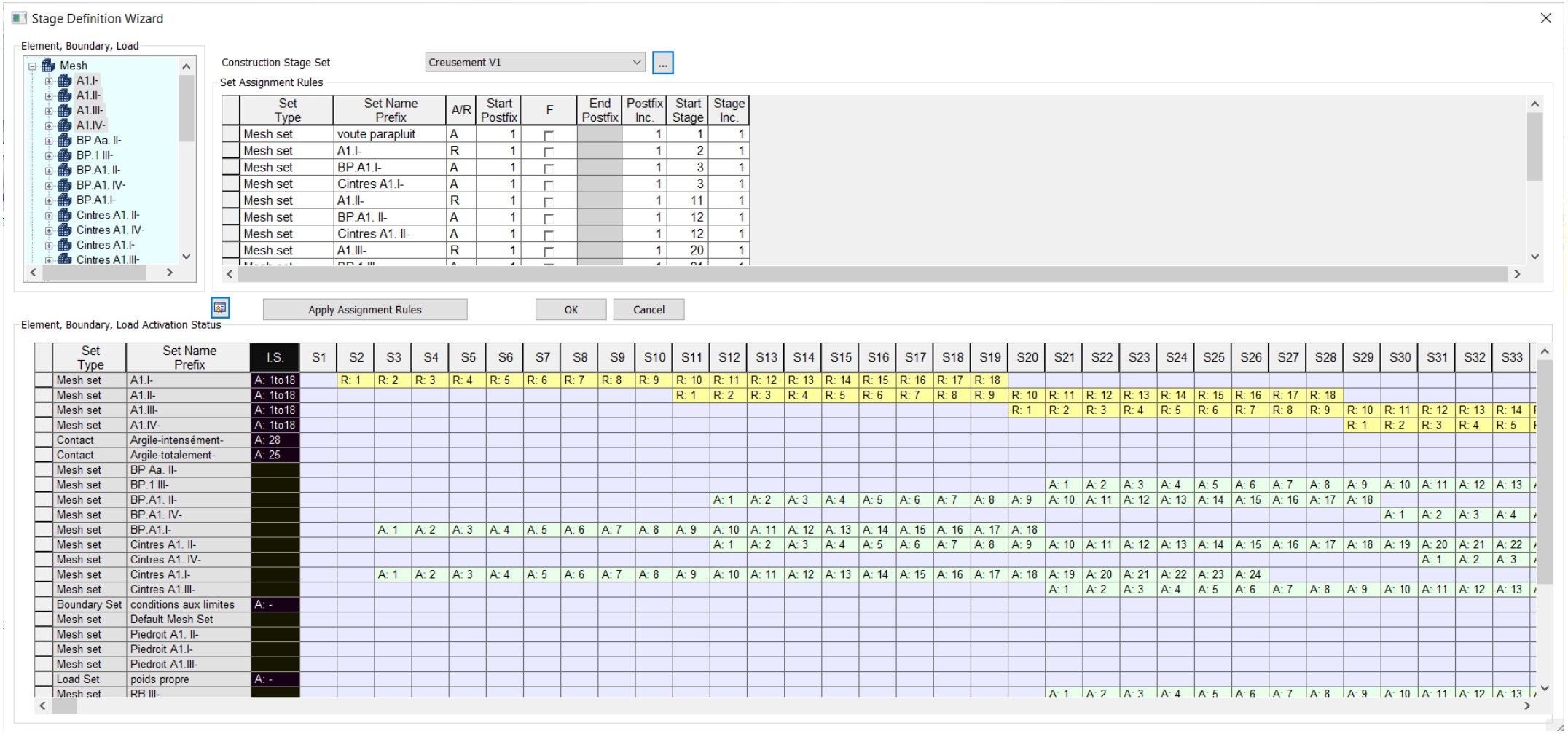


Figure V.34 Tableau des phases de construction suivis lors de l'analyse

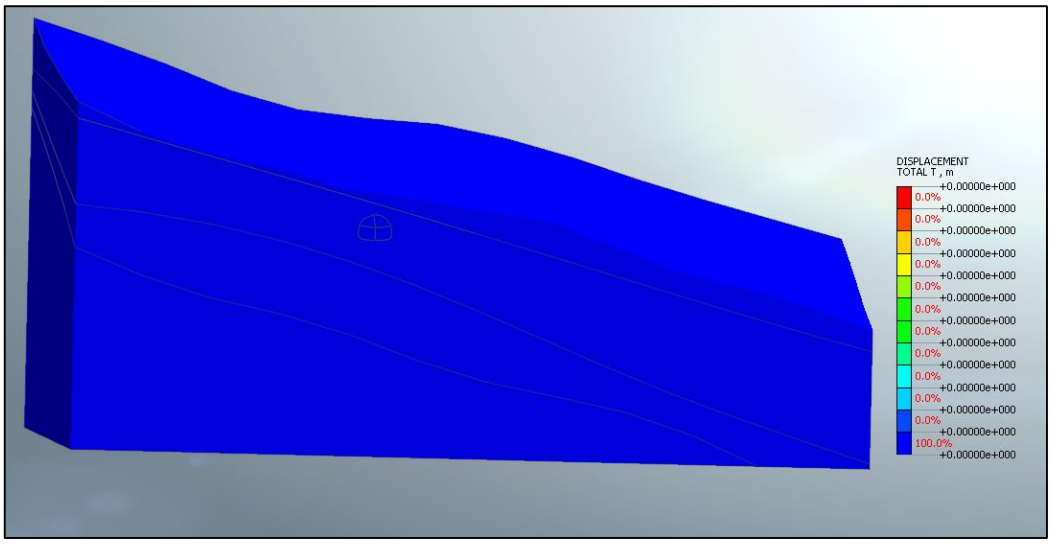
V.4.2.3. Résultats et interprétation de l'analyse :

Parmi les 46 étapes de construction, nous présenterons uniquement quelques étapes qui sont représentatives (afin d'éviter de mettre tous les cas semblables).

Dans cette partie du chapitre, nous procéderons à l'interprétation de ces cas afin d'analyser le comportement du massif.

- **Phase 0 :** Etat initiale

L'état initial étant en équilibre géostatique, les déplacements sont nuls dans toutes les directions.



Figures V.35 État initial des déplacements.

- **Phase 1 :** stage 2 (annexe F)

Creusement des premiers $0.4m$ après mise en place de la voûte parapluie

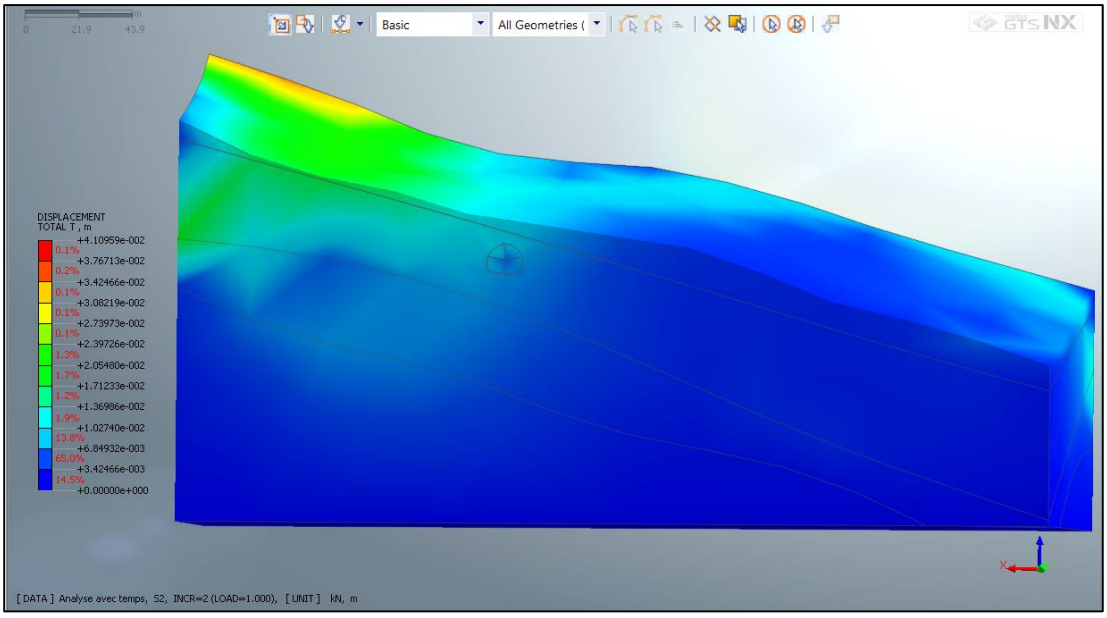


Figure V.36. Déplacement totale en « stage 2 »

Dès que le massif subit la première perturbation causée par le creusement, nous remarquons une réponse qui se propage jusqu'à la surface du massif, en haut et au côté EST du tunnel. Même si l'ordre de l'amplitude des déplacements dans cette zone est relativement faible (varie de 2 à 4cm) la superficie de la zone affectée par ce mouvement ne peut être négligée.

- **Phase 2 : «** stage 7 » (annexe F)

Creusement et soutènement de 5.42m de la première section divisée

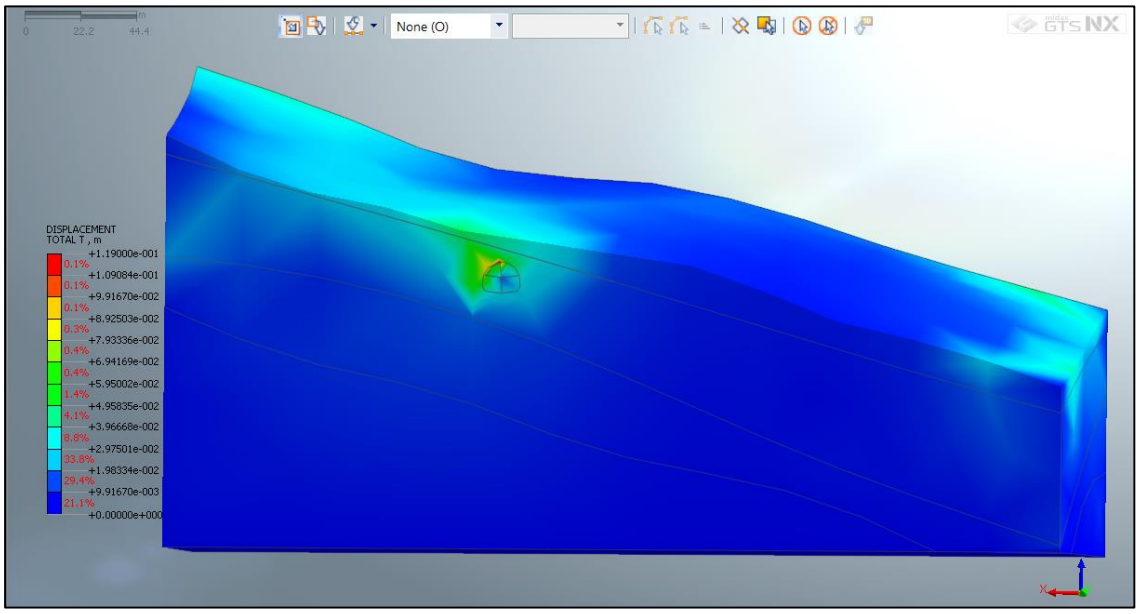


Figure V.37. Déplacement total observé en « stage 7 »

Dans l'ensemble, les mouvements ne dépassent pas les 10cm localement sur la paroi excavée, et ailleurs ils s'estompent jusqu'à arriver à quelques millimètres en surface et au voisinage inférieur de l'excavation. La périphérie de concentration des déplacements est de l'ordre d'une trentaine de mètres. Notons que toutes les mesures de soutènements sont prises en comptes.

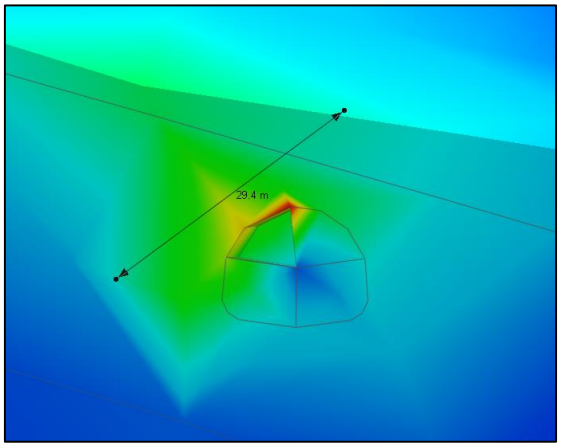


Figure V.38. Zoom sur la partie de concentration des déplacements

Les déplacements ont tendance à suivre la direction « y » contrairement aux déplacements suivant « x » qui sont presque négligeables (de l'ordre de 10^{-5}). Cela peut faire signe à un potentiel glissement de terrain comme montré dans la figure V.39 et V.40**.**

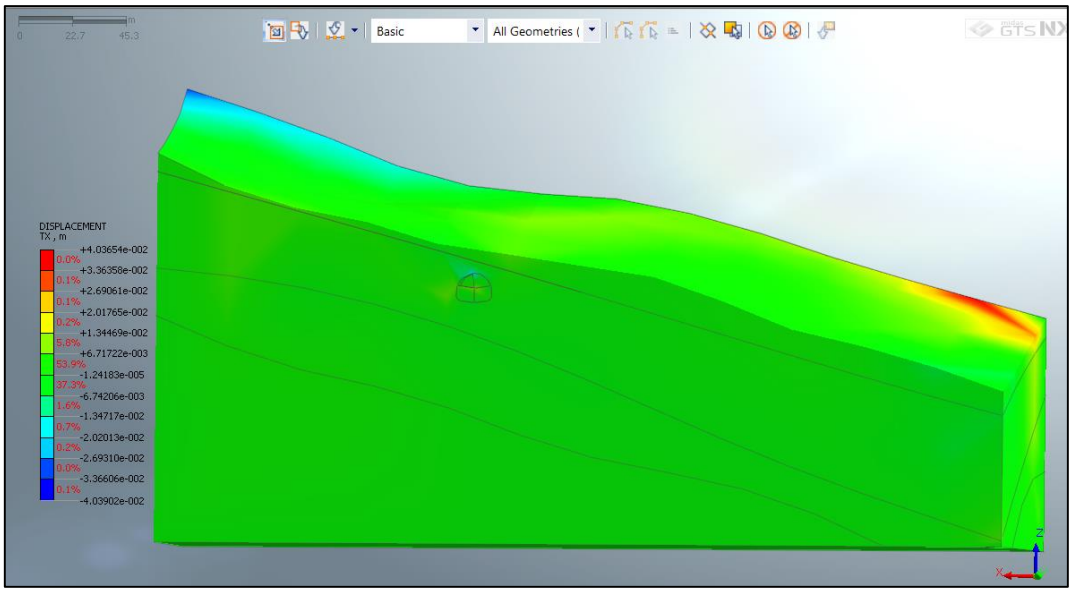


Figure V.39. Déplacement suivant y après excavation et soutènement

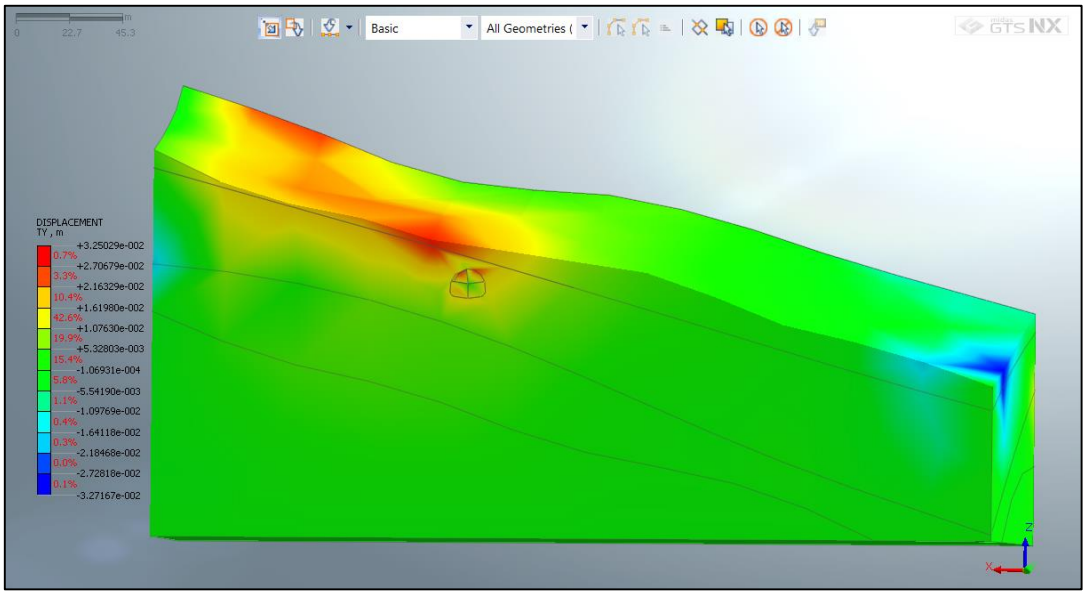


Figure V.40. Déplacement suivant x après excavation et soutènement

On remarque que la concentration des déplacements, même légers qu'ils soient, se trouve dans la partie supérieure gauche (à l'EST) par rapport au tunnel atteignant la surface de la zone d'habitation.

Il se trouve que l'emplacement de cette superficie en haut du portail nord ne soit pas loin des repères de fissures placés pour la surveillance du talus ainsi que la position des inclinomètres SN 1 et SN 4 qui se sont complètement cisaillés en 2016 (début des travaux)

Dans les figures qui suivent, les bâtiments ainsi que l'emplacement des inclinomètres sont illustrés.

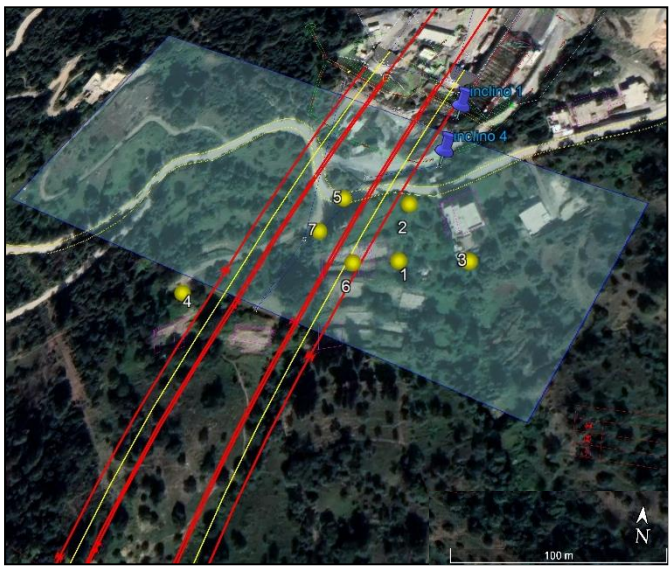


Figure V.41. Montrant l'image du tronçon étudié sur Google Earth avec la position des inclinomètres en bleu et des repères de fissures en jaune

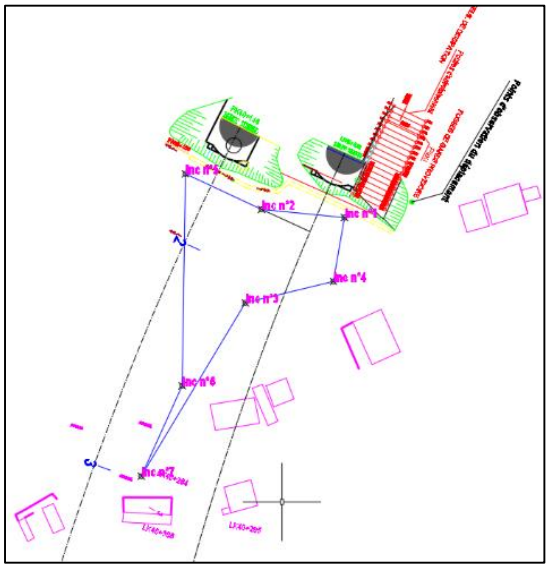


Figure V.42. Position des bâtiments et des inclinomètres sur le tracé en plan

- **Phase 3 : «** stage 16 » (annexe F)

Creusement et soutènement en parallèle des deux sections supérieures

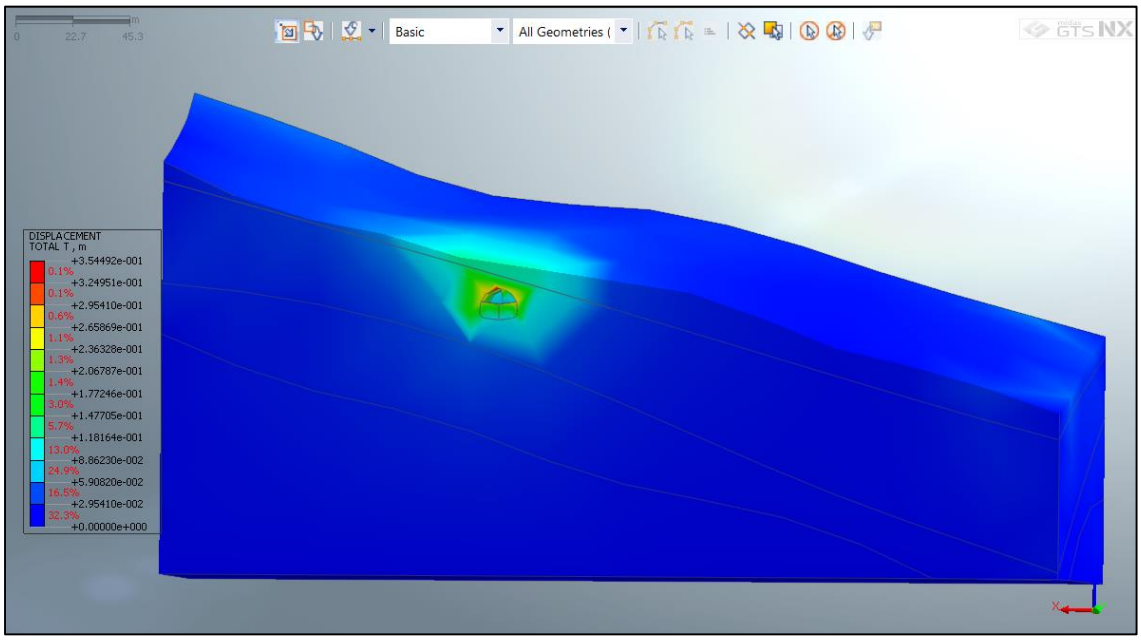


Figure V.43. Déplacement total en « stage 16 »

Les déplacements lors du creusement des deux sections supérieures en parallèle, même après la mise en place des dispositifs du soutènement provisoire, touchent la totalité de terrain entourant la cavité, et dépassent les 30 cm dans la clé de voûte. Les trois directions du mouvement indiquent l'approchement des parois l'une de l'autre, et donc une convergence.

La valeur maximale enregistrée (32.49cm), s'approche bien des valeurs calculées d'après la mesure d'instrumentation (voir chapitre IV). En inspectant le déplacement vertical à cette phase, on trouve les variations du déplacement suivant :

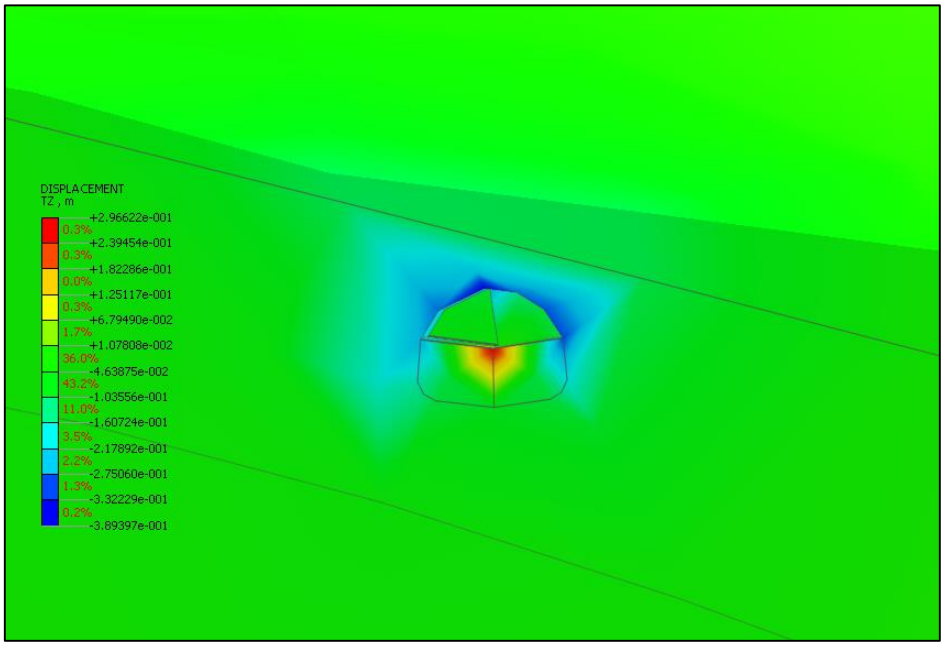


Figure V.44. Déplacement suivant z en « stage 16 »

Globalement les valeurs totales enregistrées s'approchent remarquablement de ce qui a été mesuré à l'aide de la topographie.

- **Phase 4 : «** stage » 17 (annexe F)

Avancement à 14m du portail pour les deux sections de la calotte **.**

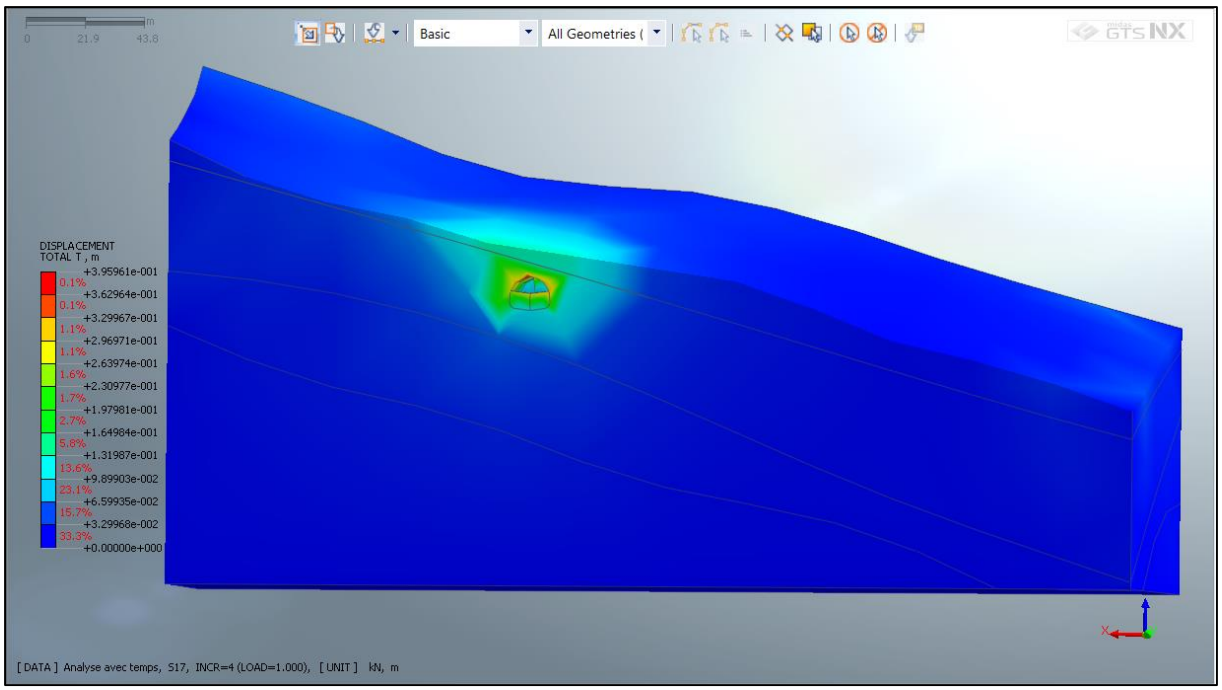


Figure V.45. Déplacement total après excavation et soutènement des deux sections de la calotte « stage 17 »

On remarque que les déplacements sont toujours concentrés autour du portail, et avec tous les soutènements pris en compte : cintres et béton projeté, piédroit, voute parapluie et boulons d'ancrage, le déplacement des parements excavées et soutenues atteint les $40cm$ comme indiqué sur le diagramme des spectres dans la figure V.46.

On remarque quant au déplacement longitudinal, que les indices du léger glissement persistent avec 3 à $4cm$ lors de l'excavation réalisée à cette étape de construction.

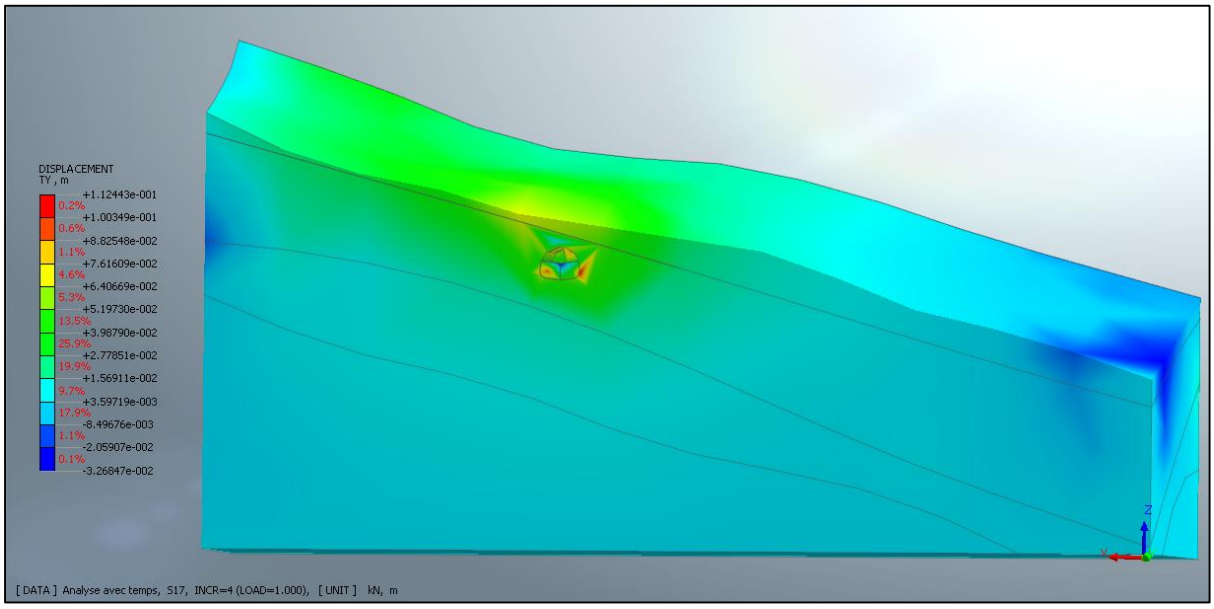


Figure V.46. Déplacement suivant y « stage 17 »

- **Phase 5 : «** stages 18 & 19 » (annexe F)

A partir de ces deux phases, la convergence absolue n'est plus aussi évolutive qu'elle l'était auparavant, le terrain approche son équilibre.

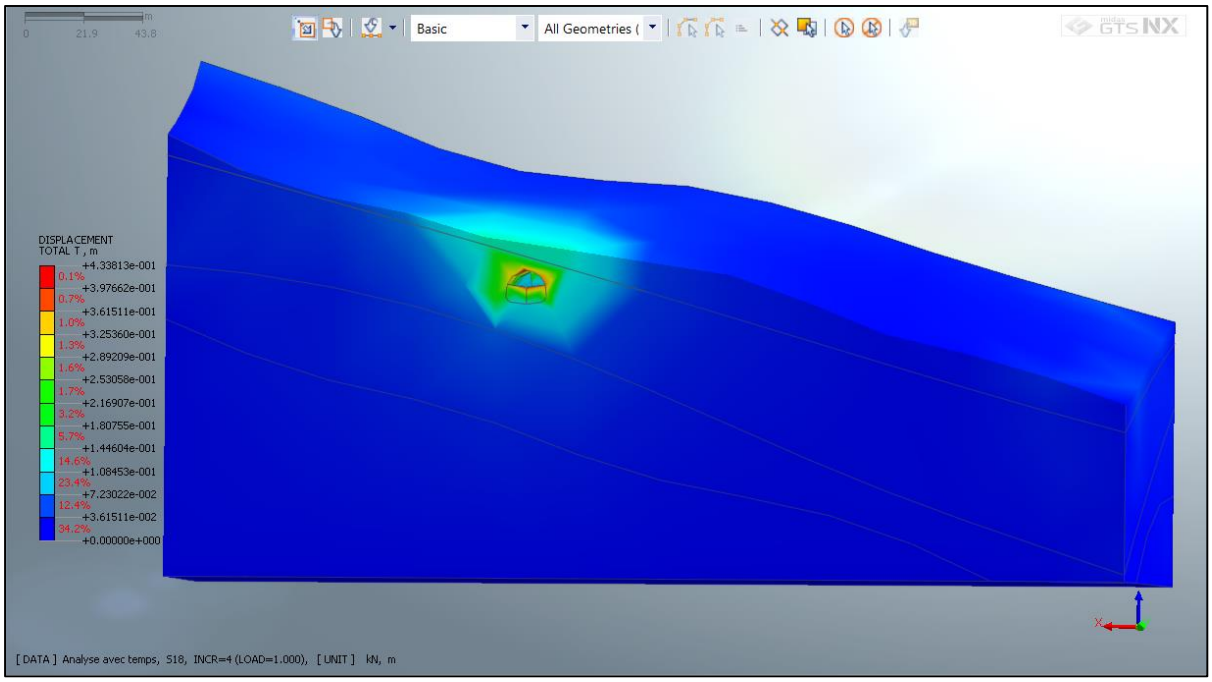


Figure V.47. Déplacement totale « stage 18 »

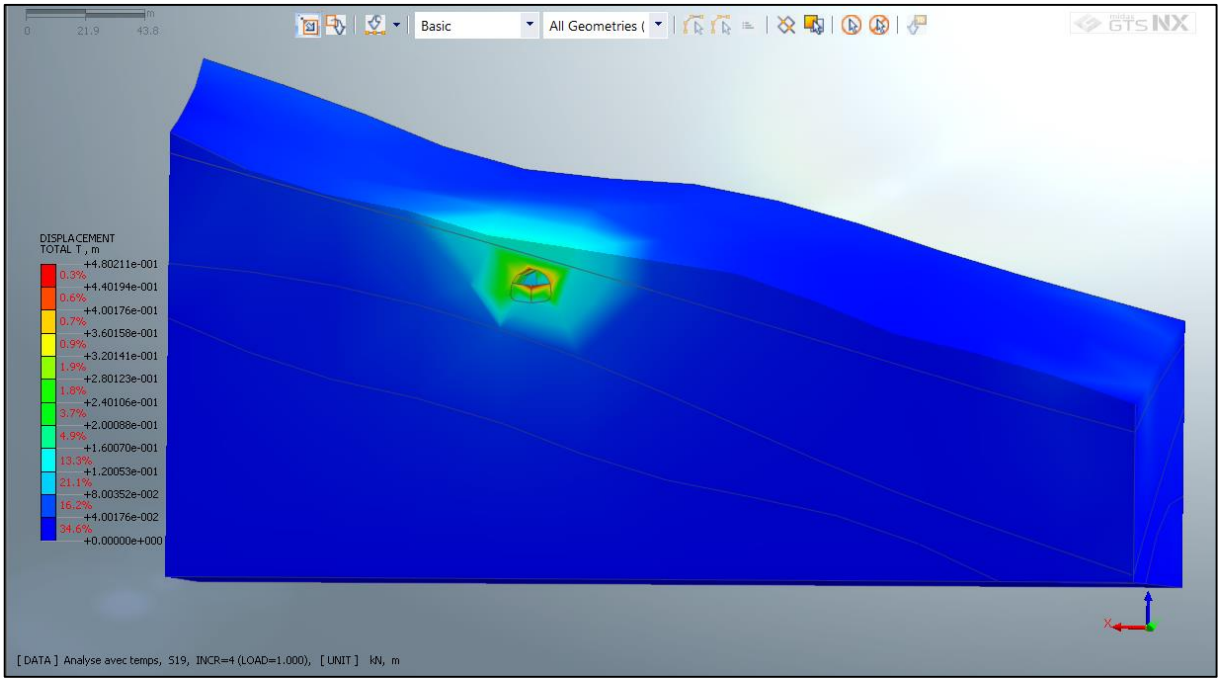


Figure V.48. Déplacement totale lors du « stage 19 »

Il est clair que la décompression des sols après excavation est importante mais il fallait qu'elle atteigne un seuil de stabilisation, c'est d'ailleurs le principe de convergence confinement expliqué dans le chapitre I. Cela n'était pas le cas, donc le soutènement n'est pas ajusté de façon à réaliser ce principe.

On remarque tout de même que la voûte parapluie n'était pas la solution optimale pour ce cas de figure, puisqu'il est clair qu'elle ne joue pas son rôle à stabiliser la clé de voûte.

Ou bien, le fait d'avoir réduit le nombre des tubes à injecter à cause du problème d'enfilage a pu affaibli la résistance de l'ensemble de la structure de voûte parapluie ne lui permettant pas de travailler de la meilleure façon.

- **Phase 6 :** Observation des tassements

Les déplacements suivant la composante Z sont relativement faibles aux premières phases d'excavation puis ils augmentent en avançant dans le creusement ce qui est justifiable par les convergences ayant lieu sur les parois du tunnel.

La superficie du tassement de surface est répartie sur la zone d'habitation (en bleu foncé sur la figure V.49).

D'autres mouvements suivant la direction Z ont eu lieu en profondeur dans une zone montrée en bleu ciel sur la même figure, c'est des mouvements aléatoires dû à la décohésion du massif creusé

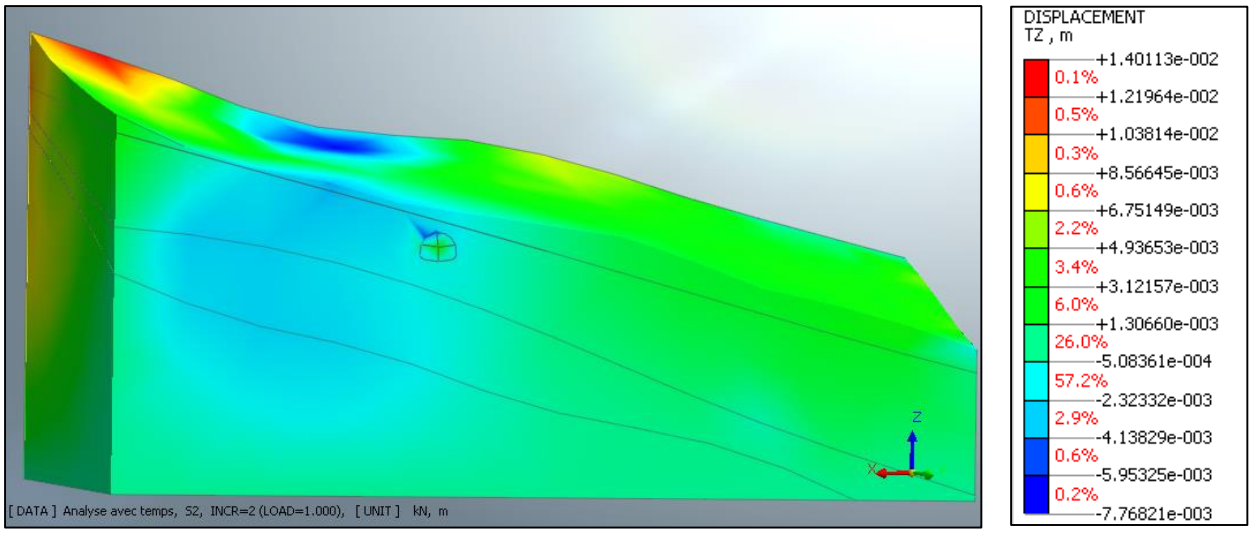


Figure V.49. Déplacement vertical Z au « stage 2 »

V.5. Commentaires :

La conclusion quant aux hypothèses déjà posées dans le chapitre précédent en prenant en compte les résultats de cette analyse, peut être résumée en ces points :

- Les mouvements de convergences excessives sont confirmés par cette analyse et s'approchent des données fournis par la topographie.
- La raison derrière les convergences est liée en grande partie à la nature du terrain et elle aurait pu être prédite avec une analyse tridimensionnelle.
- Le mouvement du potentiel glissement est aussi observé dans cette simulation mais il est d'un faible impact (ne dépassant pas les $4cm$) et commence à s'estomper une fois les premiers mètres du portail sont soutenus.
- Les mouvements de tassement sont expliqués par les convergences excessives arrivant à $40cm$ avec soutènement.

Les solutions proposées par le concepteur vis-à-vis ces problèmes étaient :

- Relogement des habitants en dessus du portail pour préserver leur sécurité et classer les bâtis comme des constructions inhabitables.
- Reprofilage avec substitution de l'ossature des sections dépassant une convergence de $15\ cm$ et mise en place du revêtement définitif juste après pour empêcher les parements de se dilater encore. Ce qui peut être mauvais pour le béton qui a une structure pouvant casser ou présenter des fissurations. C'est pourquoi nous allons vérifier son état dans le chapitre VI

V.6. Conclusion :

L'analyse tridimensionnelle réalisée a permis de prendre en compte un nombre important de paramètres caractérisant le système étudié, qui sont autrement négligés par la première méthode bidimensionnelle.

En effet, en considérant le massif comme un objet à 3 dimensions, dont la géométrie évolue et change durant les travaux de l'excavation, il était possible d'avoir des résultats de mouvements en corrélation avec la réalité enregistrée. L'insuffisance du modèle initial n'est alors pas due à la reconnaissance du site, vu que les mêmes paramètres géotechniques ont été utilisés dans cette analyse.

Nous concluons alors qu'il est très important de prendre en compte la troisième dimension dans les ouvrages souterrains, et qu'en la négligeant, il est fort possible d'arriver à des résultats très peu représentatifs de la réalité.

Chapitre VI :
Vérification par scanner 3D

VI.1. Introduction :

L'auscultation des ouvrages souterrains durant et après leur réalisation est une procédure fondamentale dans le pilotage des travaux, pour garantir la sécurité des biens et des personnes.

La surveillance de la section transversale d'un tunnel est la principale mesure à faire quand on est en présence de terrain meuble afin de détecter l'occurrence ou pas des instabilités.

Le levé topographique est l'une des méthodes utilisées pour la détection des mouvements résultants de l'excavation du tunnel, cependant elle présente peu de précision lorsqu'il s'agit d'un levé de section vu le nombre de points limité, et elle nécessite un temps considérable pour un résultat étroit. De plus, elle ne répond pas suffisamment aux besoins qui permettent l'optimisation de l'auscultation des tunnels pendant les travaux, et qui sont : la simplicité de fonctionnement, la facilité d'installation des appareils, et le résultat sensible et précis [15]

Il existe aujourd'hui une nouvelle méthode qui a révolutionné le domaine de la collecte et du traitement de ces données. Cette méthode a fait preuve d'une précision jamais enregistrée auparavant, tout en restant très pratique à manipuler, en un temps considérablement plus réduit, c'est la capture de la réalité par les scanner 3D.

Cette technologie a été utilisée dans le cas d'étude du tunnel de Sidi-Aïch, où nous avons défini deux projets de capture de la structure du tube Est afin d'explorer des méthodes de numérisation alternatives pour l'auscultation.

Les détails et la description de la procédure, ainsi que les résultats obtenus et leur interprétation sont cités dans le présent chapitre.

VI. 2. Définition de la capture de la réalité :

Le concept de la capture de la réalité est associé à la solution numérique moderne de la modélisation d'un ouvrage, environnement, une réalité, en scan.

L'opération consiste à scanner les surfaces autour avec un angle de 360° et capter les coordonnés X, Y et Z de chaque point rentrant dans le champ du scan. Ce nuage de points est reconstruit par la suite à l'aide d'outils numériques, ou « software » complémentaires aux équipements utilisés (les scanners), pour établir un modèle numérique tridimensionnel, parfaitement représentatif de la réalité.

Il est possible donc de suivre l'état du site des travaux depuis son bureau pour une auscultation plus efficace. C'est donc une solution innovante qui permet l'analyse basée sur la donnée réelle et précise, et le partage de cette donnée entre les différents intervenants d'un même projet, pour faciliter la communication et même le contrôle de l'ouvrage lors de son exploitation dans le cadre du BIM.

VI. 3. L'acquisition des données du tunnel :

VI.3.1. Description du scanner 3D utilisé :

Lors des projets de la capture du tunnel, nous avons utilisé deux scanners laser du type BLK360, de la gamme Leica, décrit par sa fiche technique ci-dessous :

Fiche technique

Nom : LEICA BLK360

Portée : Rayon de 60 m

Champ de vision : 300° x 360°

Précision : 6 mm à 10 m.

Vitesse de capture : jusqu'à 360 000 points par seconde.

Contrôle à distance : possible par le logiciel Cyclone FIELD 360.

Taille : Hauteur 165 mm x Diamètre 100 mm.

Poids : 1 kg

Figure VI.1 Fiche technique du scanner BLK360 [16]



Figure VI.2 Photo du scanner BLK360

L'appareil se décompose en trois éléments principaux :

- Une camera HDR permettant la prise des photos panoramiques.
- Une caméra thermique pour le levé de la température.

- Un scanner muni d'un prisme rotatif reflétant les rayons lasers sur 360°, cette composante est montrée dans la figure ci-dessous :

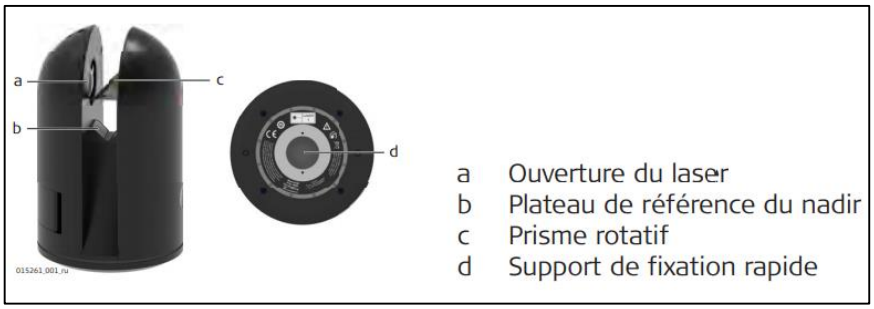


Figure VI. 3 Composantes du scanner BLK360 [16]

VI. 3.2. Procédure de la capture :

La mission de collecte des données sur site suit les mêmes étapes pour les deux projets, et ne diffère qu'en termes de temps nécessaire à couvrir la totalité des deux zones faisant l'objet d'étude. Les étapes à suivre pour mener un levé par scanner 3D sont les suivantes :

- **Etape 1 :** Implantation des stations**.**

Le nombre de stations à relever, ainsi que leurs emplacements, doivent être déterminés au préalable d'une façon à avoir une bonne répartition sur la zone à étudier, afin que l'assemblage des levés de chaque station résulte en un modèle couvrant la totalité de la surface du tube. Ces points d'implantation du scanner sont éloignés l'un de l'autre d'une distance de 20 à 25 mètres, suivant une direction parallèle à l'axe longitudinale du tunnel.

A chaque station, le scanner est placé et sécurisé sur un trépied qui lui servira de support. Il est allumé par la suite en tenant le bouton unique du scanner appuyé pendant quelques secondes.

- **Etape 2 :** Scan de la station.

Le scanner capture un rayon de 60m autour de la station. Cette opération est déclenchée par un appui sur le bouton ou par l'application qui convient, et elle est exécutée en deux étapes :

Premièrement, l'appareil effectue un tour de 360° autour d'un axe vertical pour prendre des photos panoramiques de l'environnement, qui sont à leurs tours très pratiques et nécessaires lors du traitement des données capturées, cette étape ne dure que quelque secondes (moins qu'une minute)
Un deuxième tour commence après l'achèvement du premier, avec un mouvement rotationnel plus lent s'effectuant en même temps que celui du prisme, qui assure un tour de 300° autour d'un axe horizontale perpendiculaire au premier.
Durant cette étape, le scanner vise un point de la surface des parois du tunnel, enregistre ses trois coordonnées X, Y et Z, et passe au prochain, cette opération est répétée au moins 20 000 fois par seconde.
Un seul tour du prisme assure le levé des points contenus entre deux plans verticaux, et dès qu'il est achevé, le scanner se tourne légèrement pour fixer deux autres plans. Cette étape prend de 2 à 4 minutes.

- **Etape 3 :** Fin de l'opération.

Lorsque la couleur de l'antenne entourant la base du scanner, change d'un jaune clignotant à un vert, cela veut dire que le scanner a terminé le levé sur cette station, et il est donc temps de passer à la prochaine.

Il est préférable d'opter pour une distance entre station proche pour assurer un bon recouvrement (le recouvrement est réalisé lorsqu'un même point est relevé par les deux stations consécutives) et augmenter la précision des résultats et réduire les erreurs de l'assemblage des stations sur le logiciel. C'est la raison pour laquelle nous avons choisi une distance d'environ 20 m, même si la portée de l'appareil peut aller jusqu'à 60m.

VI.3.3 la reconstruction 3D :

Le scanner est muni d'un disque dur où les nuages de points seront stockés ainsi que les photos prises au cours de sa mission. Ils sont regroupés chacun dans un dossier, intitulé du numéro de la station, la date et l'heure de la capture ainsi que du numéro de série de l'appareil, il est donc simple de retrouver l'ordre de succession géométrique des sections relevées.

Les groupes des nuages de points résultant de chaque station sont considérés initialement indépendants les uns des autres, il faut donc les regrouper en un seul dessin pour construire un modèle continu de la structure. Ce traitement est possible par le logiciel Cyclone REGISTER 360, associé à la même technologie du scanner. Celui-ci permet d'établir des liens entre chaque deux stations en se basant sur le principe de recouvrement.

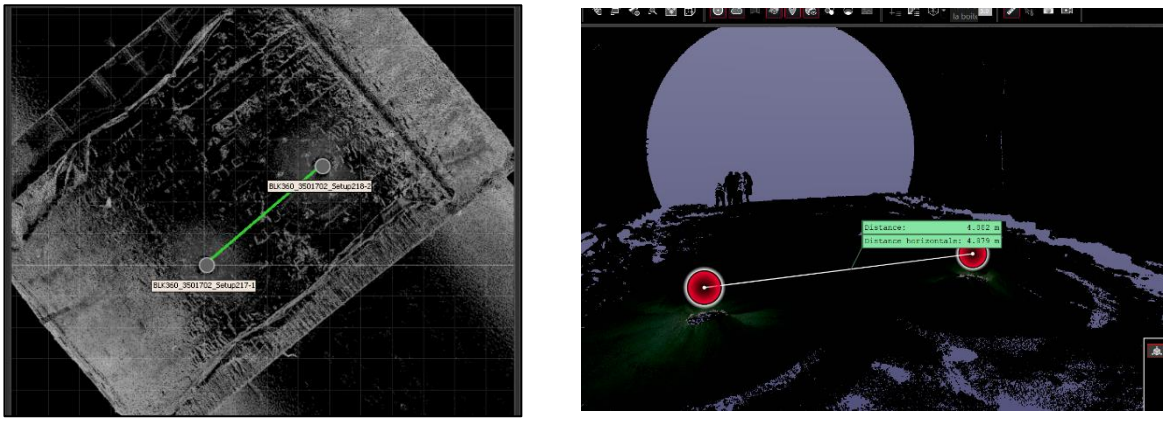


Figure VI.4 Un lien établi entre deux stations distantes de 4,88 m

Le rendu de ce logiciel (Register) est un seul nuage de points numériques de la zone capturée, livrée sous l'extension « LGS », propres aux produits de la même gamme. En plus d'un rapport détaillant l'erreur de l'assemblage effectué, et le degré de sa précision.

VI.4. Analyse et vérification de la structure :

VI.4.1 Préparation du nuage des points :

L'analyse et la vérification de la structure capturée sont possibles par un autre outil complémentaire au Register, qui est le logiciel Cyclone 3DR. Le Cyclone 3DR permet de passer d'un nuage de points, à des modèles 3D.

Avant de vérifier les structures, il faut d'abord nettoyer quelques points relatifs au bruit et aux objets qui ne font pas partie de la structure, tels les engins de chantier et les personnes manipulant l'appareil. Ce nettoyage est réalisé par la fonction « Clean / Separate » qui se trouve dans la fenêtre « Clean ». Elle permet de sélectionner manuellement un contour autour des objets qui doivent être éliminés.

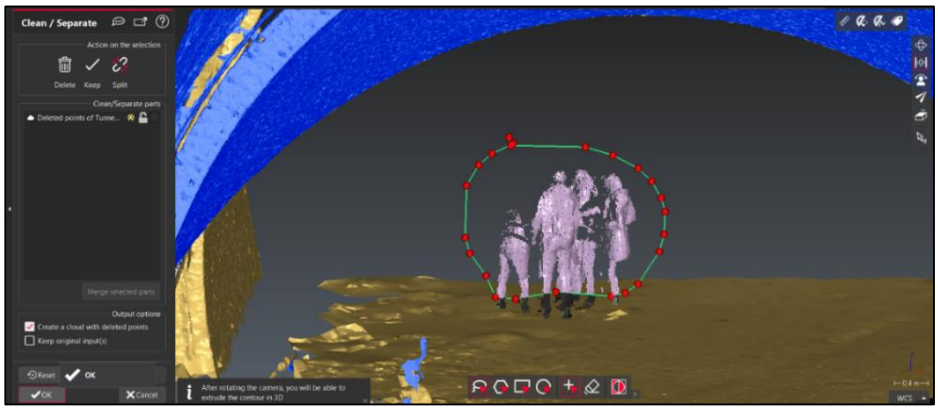


Figure VI.5 Nettoyage du bruit

Après que le nuage de points soit prêt, il est converti en un modèle 3D maillé par la fonction de « 3D Mesh » et « 2 Steps Meshing ». Ce maillage comme son nom l'indique, se fait en deux configurations, pour détecter les discontinuités du modèle en premier lieu, et les corriger ensuite par un raffinement.

Ces deux étapes diminuent le taux d'erreur et optimise de mieux le modèle, elles sont essentielles pour la validation des modèle utilisés.

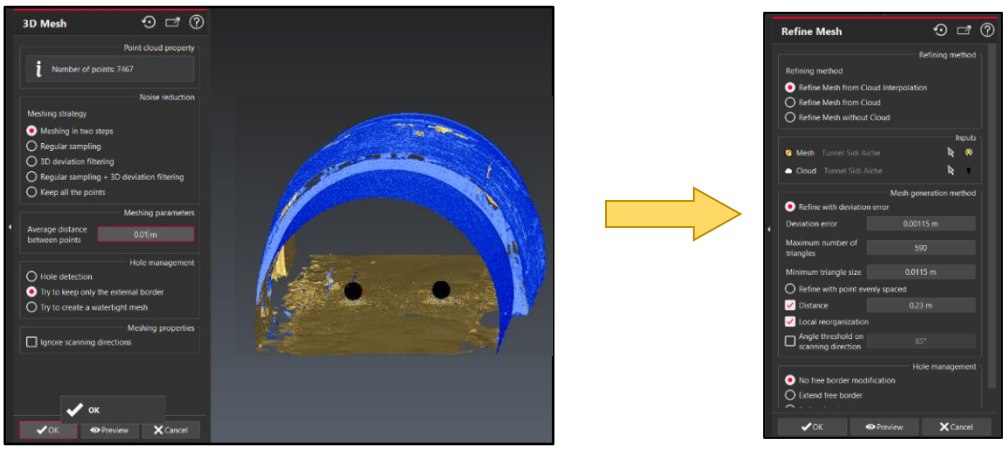


Figure VI.6 L'interface de Cyclone 3DR en nettoyant le nuage des points

Nous avons choisi deux tronçons du tunnel à numériser pour répondre à deux objectifs différents. La définition de ces derniers, ainsi que l'analyse de leurs données est abordée séparément dans les titres qui suivront.

VI.4.2. Projet de la capture du revêtement définitif :

VI.4.2.1. Objectif du projet :

Dans le but de vérifier que le gabarit final du tunnel est toujours maintenu, et que les moyens mis en place pour la stabilisation définitive des parois de la cavité excavée, respecte toujours la géométrie prévue, et ne présente aucune anomalie sur la surface finale du tunnel, l'analyse du premier projet s'est portée sur un tronçon du tube Est, portail nord.

Les conditions naturelles défavorables de cette zone, ont fait d'elle l'objet d'une seconde analyse de vérification après celle évoquée dans le chapitre V. Effectivement, ayant déjà établie l'étude du comportement de cette zone lors des phases de creusement et soutènement provisoire, et compte tenu des résultats obtenus, il était intéressent de vérifier son état après la mise en place du revêtement définitif afin d'avoir une idée sur sa stabilité à long terme.

VI.4.2.2. Descriptif du projet de capture :

Ce tronçon s'étend sur un linéaire de 250 m à partir du portail nord, tube Est, qui représente environ un quart du tronçon initialement étudié. Un tracé reliant les stations capturées est montré sur l'interface de Register dans la figureVI.7, pour référence, son emplacement réel sur le tracé en plan du tunnel figure aussi ci-après :

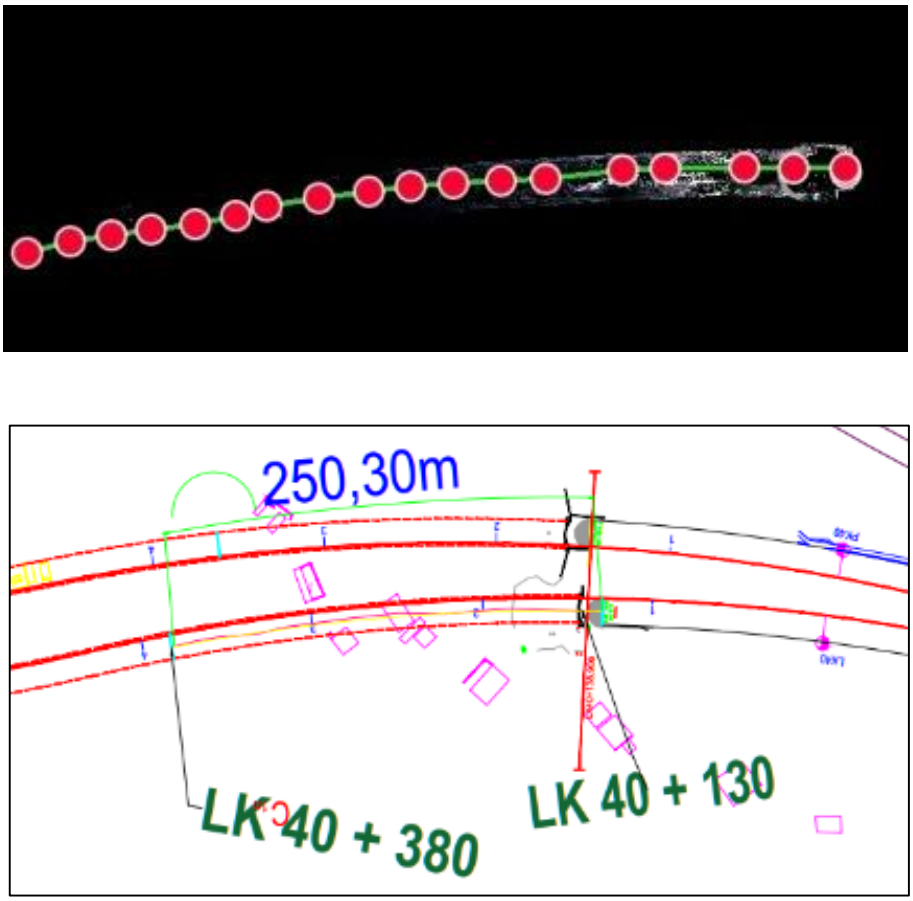


Figure VI.7 Vue en plan des stations capturées, et projection du même tronçon sur le tracé actuel

Les informations relatives à la collecte des données de ce projet sont détaillées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Détails du levé de scanner sur le projet de revêtement définitif (fournie par Cyclone 3DR)

L'intitulé du projet	Capture du revêtement définitif
Point de départ du projet	LK40 + 130
Point d'arrivé	LK40 + 380
Longueur total	250,30 m
Nombre de stations	18 stations
Temps par station	2-5 minutes
Temps total	47 minutes
Points total	**524327178**

Ce projet a donc permis de collecter plus de 524 millions de points avec un chevauchement moyen entre les stations égale à 59% et une faible moyenne d'erreur entre les liens établie (de l'ordre de 0.003 m)

VI.4.2.3. Analyse du revêtement définitif :

L'auscultation de ce tronçon du tunnel, permet de contrôler les mouvements dans le tunnel et de déterminer l'occurrence ou pas des anomalies qui l'éloigne de sa forme théorique en comparant la structure réelle du tunnel scanné, avec le modèle prévu dans l'étude de conception.

En se servant toujours du même logiciel : Cyclone 3DR, il est possible de créer un axe neutre du tunnel avec la commande « Neutral Axis » dans l'onglet « Extract », et qui servira d'une bonne référence pour aligner la suite des géométries modélisées lors de la conception avec celle capturée.

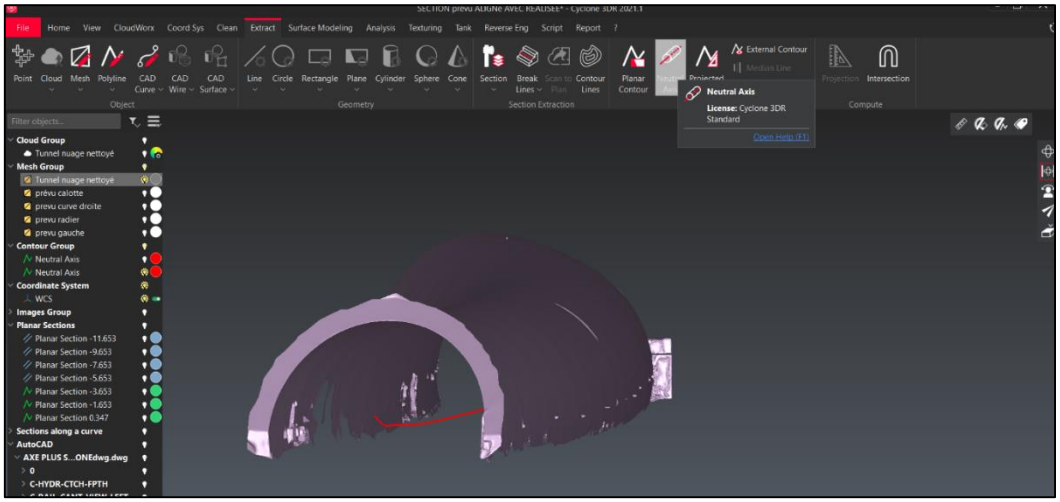


Figure VI.8 Création de l'axe neutre pour le tube scanné dans le premier projet

La structure du tube tel qu'elle était prévue, est reconstruite sur l'outil numérique, à partir de sa section type, déjà existante dans un dessin AutoCad.

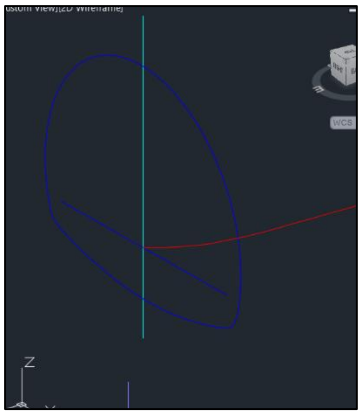


Figure VI.9 La section du tunnel sur le logiciel Civil 3D.

Etant donné que le modèle scanné du tunnel n'a pas été relié à une station de localisation GPS (par choix) et que la section sous format « DWG» est exactement positionnée sur ses coordonnées réelles, il est nécessaire de superposé la section théorique sur celle scannée, à l'aide de l'option « N Points Registration » de l'outil « Alignment », en indiquant un ou plusieurs points communs entre eux.

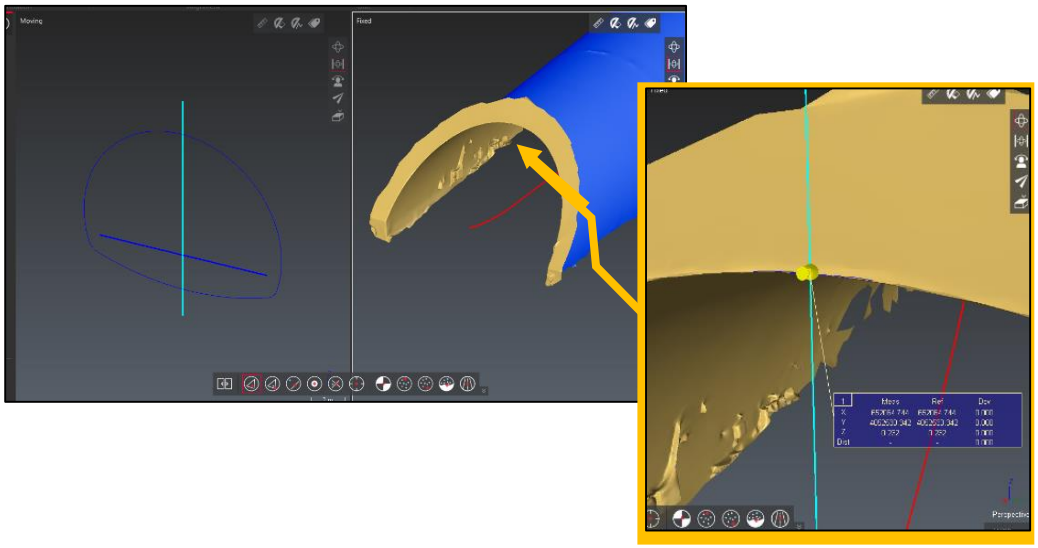


Figure VI.10 Alignement de la section provisoire sur celle définitif.

Pour compléter l'alignement, il est préférable de passer par l'outil de « Best Fit Registration » qui effectue une superposition entre les deux objets pour automatiquement identifier tous les points communs.

Ensuite, la section importée des plans est prolongée, suivant l'axe neutre (en rouge) par la fonction « Extrude Along Curve », résultant en un « Mesh » qui représente le tube théorique de revêtement. La superposition des deux modèles, celui de la conception et le réel, est montré dans la figure VI.11.

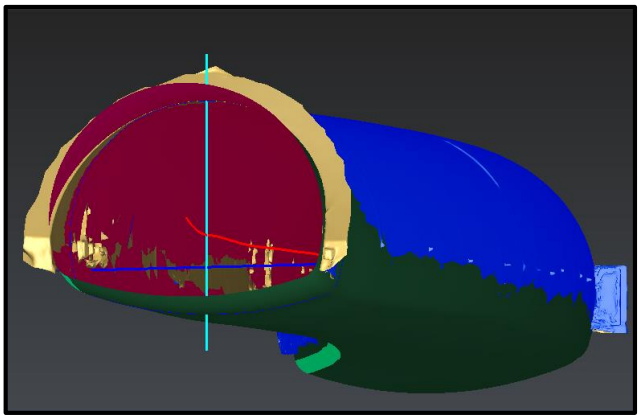


Figure VI.11 Modèle du tube capturé et la section prévue

L'inspection de la géométrie de ces deux surfaces, automatiquement générée par la fonction « Mesh vs Mesh », donne un diagramme représentant les distances entre les deux structures, pour identifier le déplacement d'une par rapport à l'autre. Le résultat d'inspection est illustré sur le spectre des couleurs projeté sur le modèle.

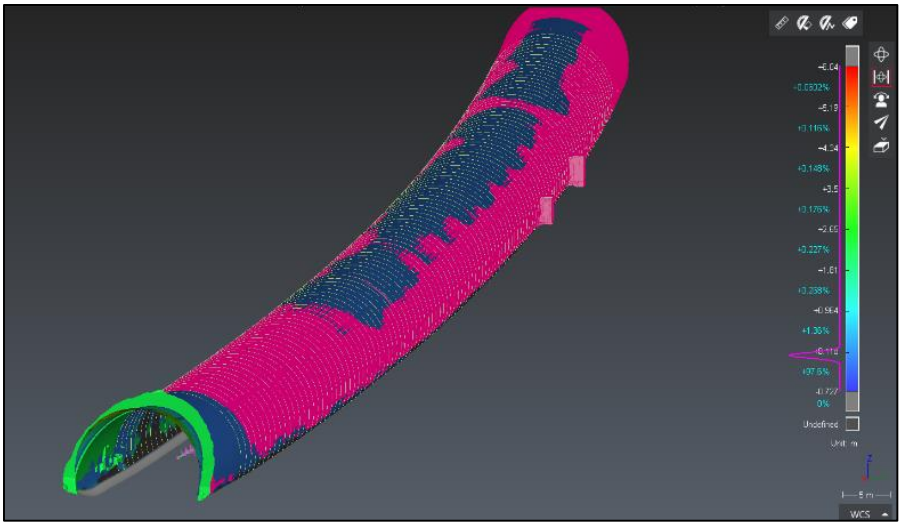


Figure VI.12 Analyse de la différence entre les deux formes modélisées

Pour ressortir les valeurs exactes de ces distances, le logiciel permet de générer des profils en travers chaque deux mètre (c'est le pas choisi, et qui peut être changé selon le besoin) et de les représenter sur un graphe grille.

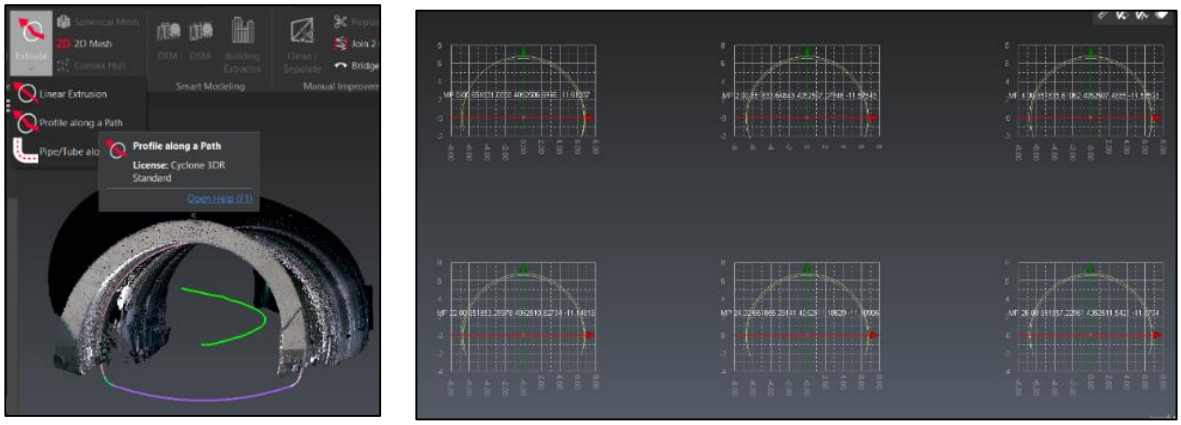


Figure VI. 13 Création des profile du tube prévu suivant l'axe neutre et leur résultats

Chacun de ces profils apparait aussi dans le rapport établi par le logiciel, pour une inspection plus détaillée de chaque section, il est généralement présenté comme suit :

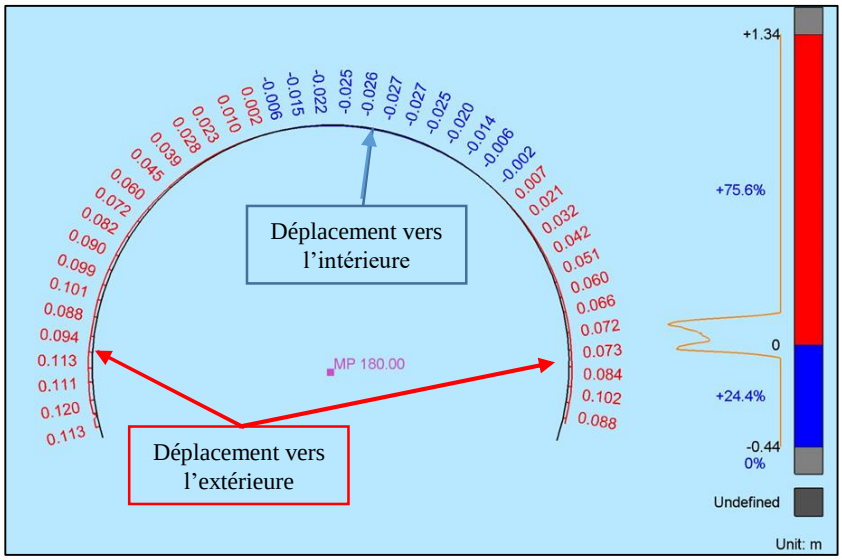


Figure VI.14 Un profil en travers comme apparue dans le rapport du logiciel Cyclone 3DR (annexe G)

Sur ces coupes transversales, la section prévue est représentée en noir et ne change pas. Le profil capturé par contre est représenté en rouge lorsqu'il s'éloigne de la section théorique vers l'extérieure, et en bleu lorsque c'est vers l'intérieur

V.4.2.4. Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus de l'inspection sont résumés dans le tableau récapitulatif ci-dessus, et montrent pour chaque coupe, les valeurs de déformation maximale et minimale, ainsi qu'une moyenne de toutes les valeurs récupérées :

Tableau VI.2 Analyse comparative des deux tubes modélisés (annexe G)

Section	Average Dev. (m)	Min. Dev. (m)	Max. Dev. (m)
MP 0.00	-0.05722	-0.4398	0.02895
MP 9.00	0.03786	-0.03785	0.07096
MP 18.00	0.01537	-0.15449	0.0451
MP 27.00	0.03077	-0.01056	0.05035
MP 36.00	0.02761	0.00228	0.04016
MP 45.00	0.01977	-0.01535	0.04211
MP 54.00	-0.00749	-0.23294	0.03039
MP 63.00	-0.01299	-0.07773	0.03476
MP 72.00	-0.00394	-0.08309	0.03759
MP 81.00	0.00294	-0.1721	0.05201
MP 90.00	0.02026	-0.0096	0.07328
MP 99.00	0.01398	-0.01483	0.03968
MP 108.00	0.01047	-0.0219	0.04228

Section	Average Dev. (m)	Min. Dev. (m)	Max. Dev. (m)
MP 117.00	0.00461	-0.03414	0.05027
MP 126.00	-0.00839	-0.04892	0.03515
MP 135.00	0.01279	-0.03791	0.05908
MP 144.00	0.01356	-0.03573	0.06115
MP 153.00	0.32016	-0.03966	1.34175
MP 162.00	0.01589	-0.04742	0.08706
MP 171.00	0.02061	-0.03463	0.08756
MP 180.00	0.04528	-0.02705	0.1243
MP 189.00	0.01439	-0.13479	0.12575
MP 198.00	0.04809	-0.02172	0.12935
MP 207.00	0.04063	-0.03637	0.13203
MP 216.00	0.04732	-0.03306	0.14245

D'après ce tableau, les résultats obtenus peuvent être catégorisé en quatre classes, nous traiterons chacune d'elle séparément en ce qui suit.

- **Valeurs irrégulières** :

On remarque une déformation de plus d'un mètre au profil "MP 153.00 «qui est montré ci-dessous :

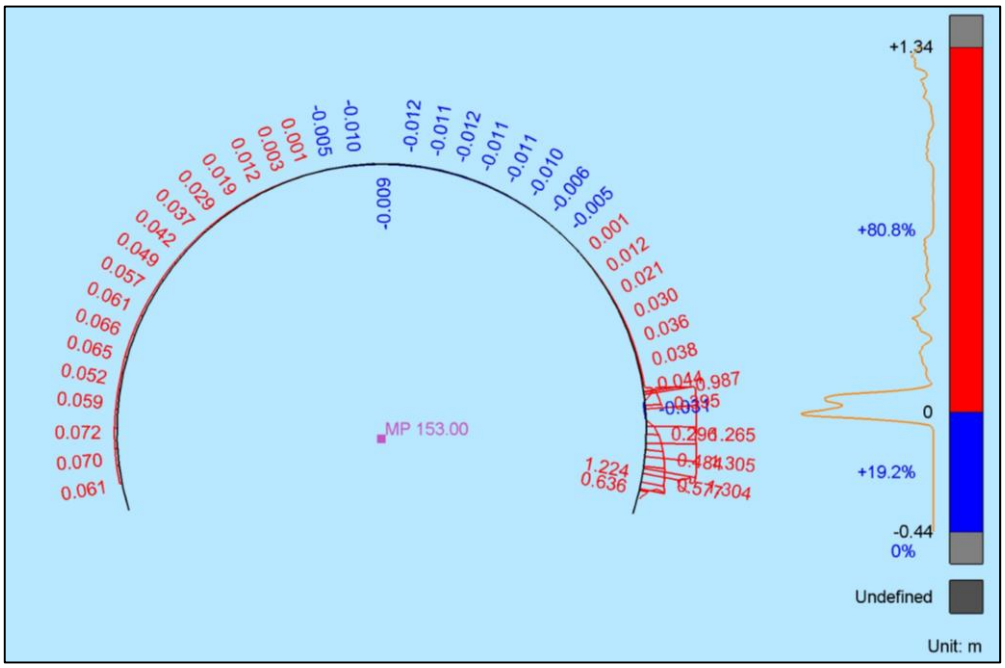
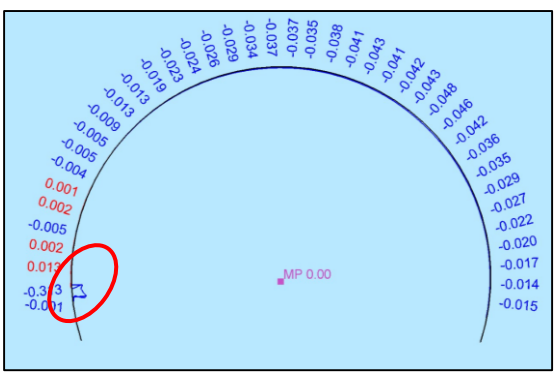


Figure V.15 Le profil en travers MP 153.00 (Annexe G)

Après la consultation du détail de ce profil en particulier, il est évident que les points dévoilant l'anomalie importante, appartiennent aux murs intérieurs d'une niche de sécurité. Cette partie n'a pas été prise en compte dans la modélisation du profil théorique de comparaison, ce qui explique cette irrégularité de la forme, et qui ne représente pas en réalité une instabilité ou un mouvement des parois.

D'autre observations de ce type sont remarquées sur le long du tracé du tunnel. Nous trouvons des formes similaires à celle montré dans la figure suivante. La comparaison du profil tracé avec la photo panoramique réelle en ces points explique la cause de ces irrégularités. En effet, elles étaient provoquées par une cause similaire à la première, et qui est la présence d'un coffret électrique attaché aux murs du tunnel, qui a créé un vide de quelques centimètres dans le profil.



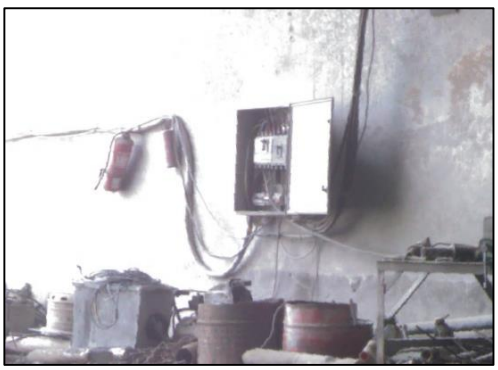


Figure V.16 Comparaison entre le profil en travers généré par Cyclone 3DR et la photo réelle de l'obstacle

- **Valeurs aléatoires :**

Sur le tableau et les profils en travers livrés, on remarque de légères différences entre le profil théorique et celui scanné sur quelques points de la section. Comme était le cas pour la section MP 27.00 :

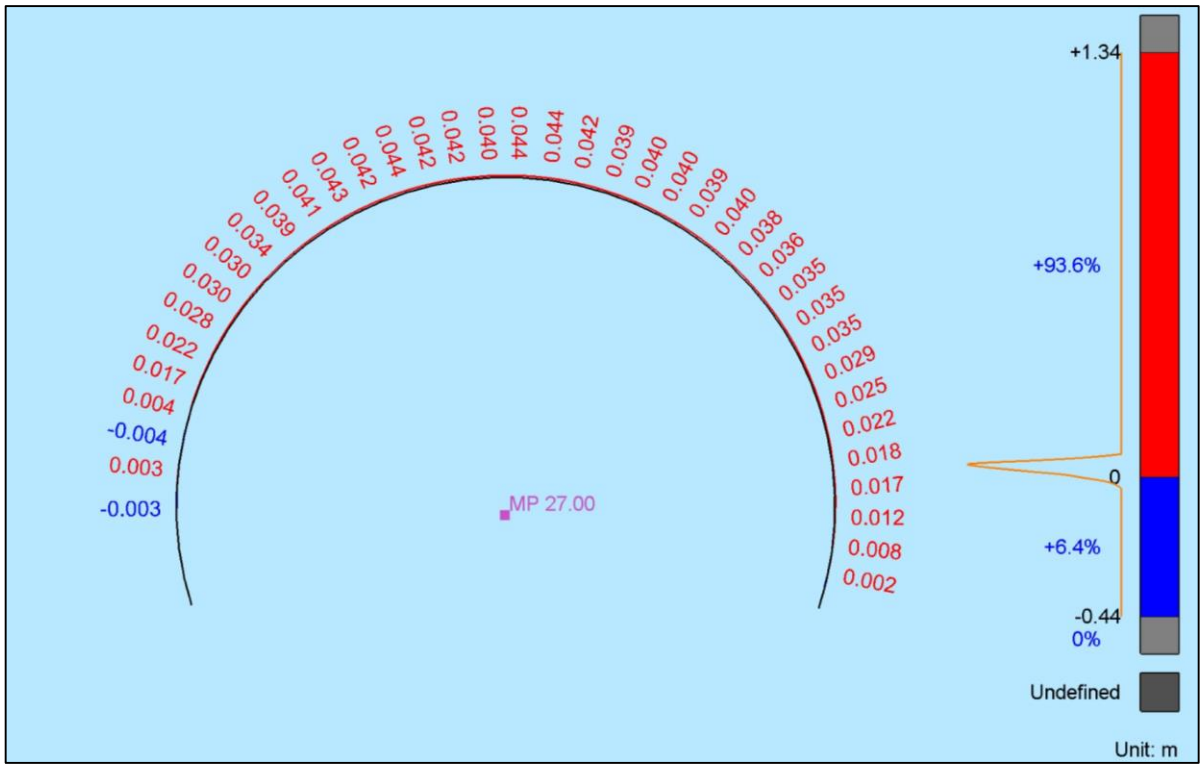


Figure V.17 Le profil MP 27.00

Ces résultats enregistrés étaient probablement dus à l'erreur lors de l'alignement entre les deux structures, vu qu'elles présentent de faibles valeurs ayant une disposition aléatoire, et ne reflète aucun phénomène d'un déplacement réel.

- **Déplacement uniforme :**

Sur le profil MP 135.00, nous remarquons une apparition d'un déplacement, sur les deux parois latérales du tunnel, où elles se sont éloignées de la forme prévue, vers l'extérieure.

Nous procédons alors à une inspection plus détaillée, des profils qui suivent ce dernier. La présence de ce déplacement persiste, et augmente légèrement en amplitude, jusqu'à arriver au profil MP216.00, où il est plus remarquable.

D'autre part, le point le plus élevé de la section présente aussi une évolution d'un mouvement vers l'intérieure.

Les deux profils mentionnés sont illustrés dans les figures

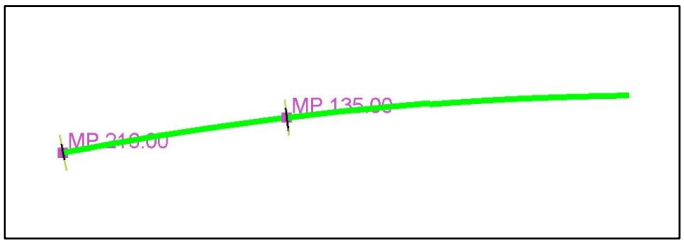


Figure V.18 L'emplacement des deux profils sur le linaire capturé

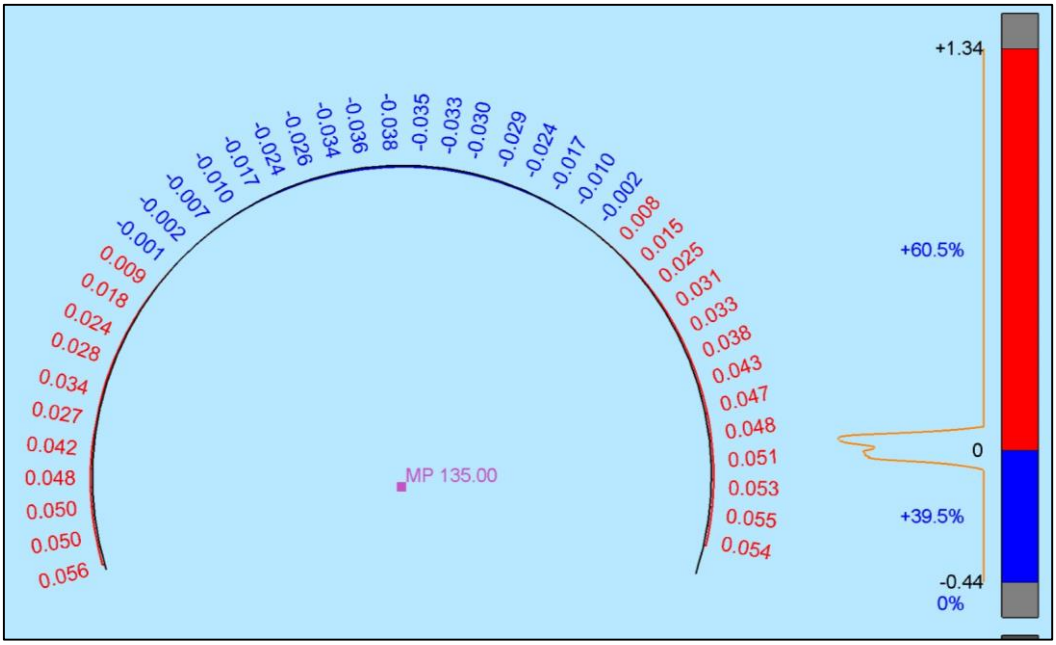


Figure V.19 Inspection du profil MP 135.00

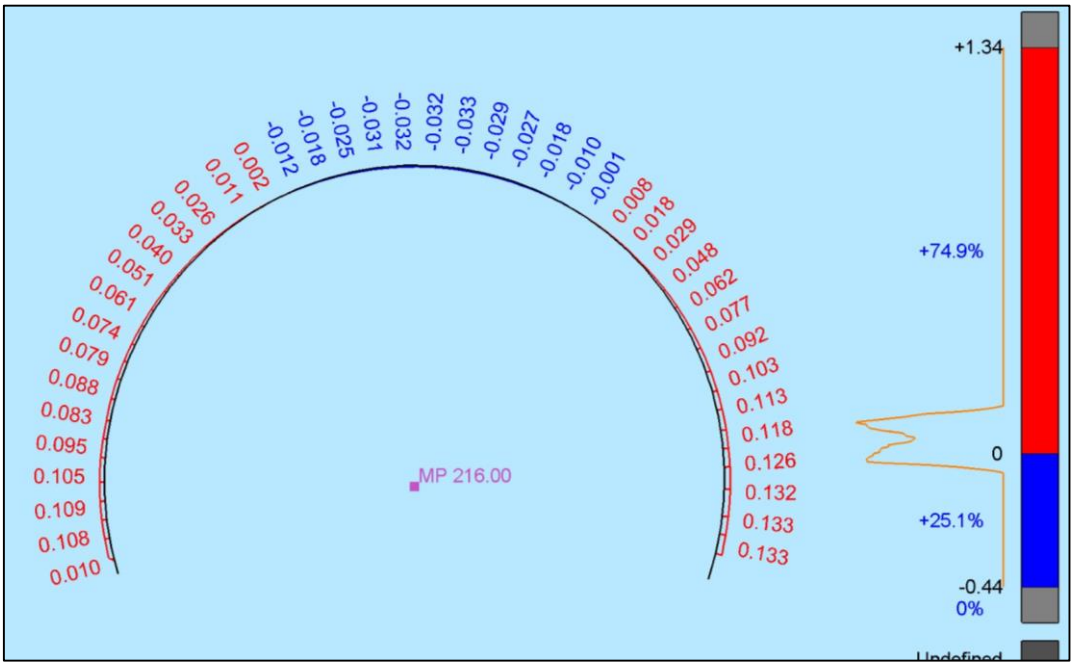


Figure V.20 Inspection du profil MP 216.00

On remarque que les parois se sont éloignées de leur position dans les plans, d'une distance dépassant les 10 cm, avec un tassement de la voute en haut de tunnel variant entre 2 à 3 cm.

La forme résultante de ce déplacement peut être expliquée par une déformation du soutènement provisoire s'il n'est pas arrivé à équilibrer les charges appliquées par le terrain, et qui n'était pas corrigé avant la pose du revêtement définitif, créant des vides dans la structure ce qui a pu causer ce décalage.

Une autre hypothèse est que ce décalage peut être relié à la mauvaise mise en place du coffrage, mais le gabarit est bien conservé.

- **Fissure dans le béton**

Les seules discontinuités que présente la surface bétonnée du revêtement sont les joints entre deux coffrages, il n'existe donc pas de fissuration du béton.

VI.4.3. Projet capture du soutènement provisoire :

VI.4.3.1. Objectif du projet :

Dans la cette partie, nous allons scanner un tronçon qui est toujours soutenu provisoirement par les cintres métalliques et le béton projeté, dans le but d'obtenir un aperçu direct sur la forme de ces cintres et pouvoir vérifier leur état, et déterminer s'ils se sont déformés ou pas. Leur déformation est un signe du mouvement de terrain qui les entoure.

VI.4.3.2. Descriptif du projet de capture :

Le deuxième projet se porte sur un tronçon stabilisé par le soutènement provisoire, et qui se trouve entre deux autres tronçons où le revêtement définitif est déjà installé.
Cette section était d'une faible longueur, et son levé n'a nécessité donc que deux stations pour avoir le modèle complet.

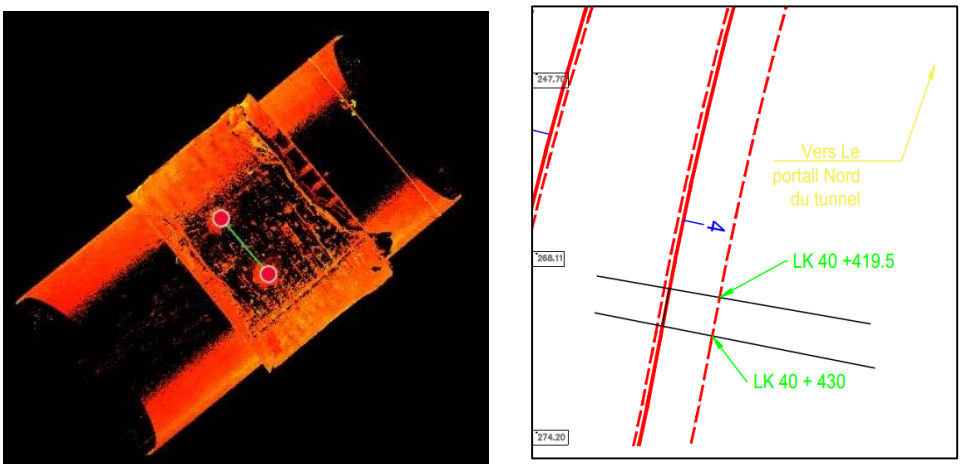


Figure VI.21 Le 2éme projet capturé avec le scanner et son emplacement sur le tracé du tunnel

Le premier livrable du scanner a été traité avec Regiter suivant les mêmes étapes déjà détaillées dans la partie précédente.
Pour ce levé, la moyenne de chevauchement est de 86 %, ce qui indique une grande précision du modèle construit, et l'erreur était réduite à 0.002 m.

Les détails de ce levé sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 Détails du scan sur le projet du soutènement provisoire

Intitulé du projet	Soutènement provisoire
Point de départ de projet	LK 40 + 419.50
Point d'arrivé	LK 40 + 430.49
Longueur totale	11 m
Nombre de stations	2 stations
Temps par station	2-5 minutes
Temps total	7 minutes
Points total	**21789401**

VI.4.3.3. Analyse du soutènement provisoire :

Le modèle du soutènement provisoire, créé à partir du nuage des points collectés sur ce tronçon, dévoile les formes des cintres métalliques ainsi que la surface rugueuse du béton projeté, vu que le revêtement définitif n'a pas encore été installé.

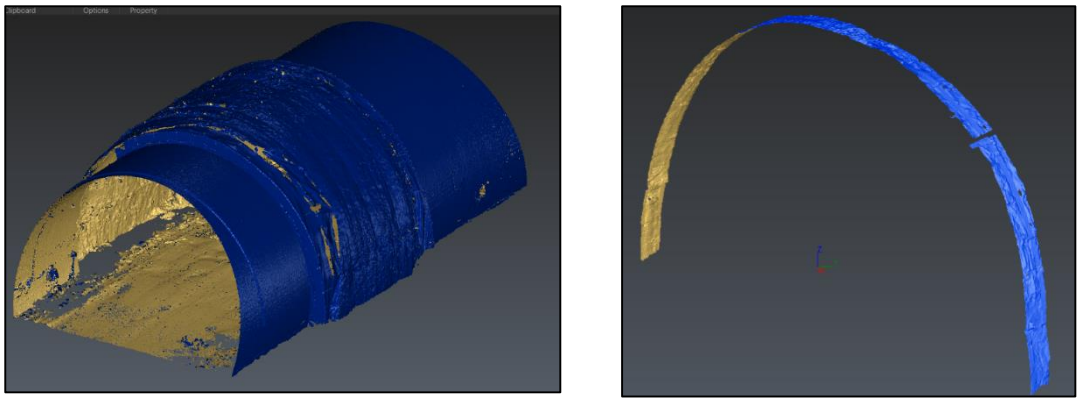


Figure VI.22 La surface du tronçon scanné dans le deuxième projet, et une coupe sur un seul cintre

L'inspection de ce tronçon suit les mêmes étapes citées dans la partie précédente. Nous avons comparé la position des cintres capturé réellement avec ceux prévus dans les plans de conception, en se servant des mêmes fonctionnalités du logiciel Cyclone 3DR.

Cette inspection donne la représentation graphique ci-dessous, illustrant par le spectre des couleurs la variation des distances entre la forme des cintres prévue, et celle capturée en réalité :

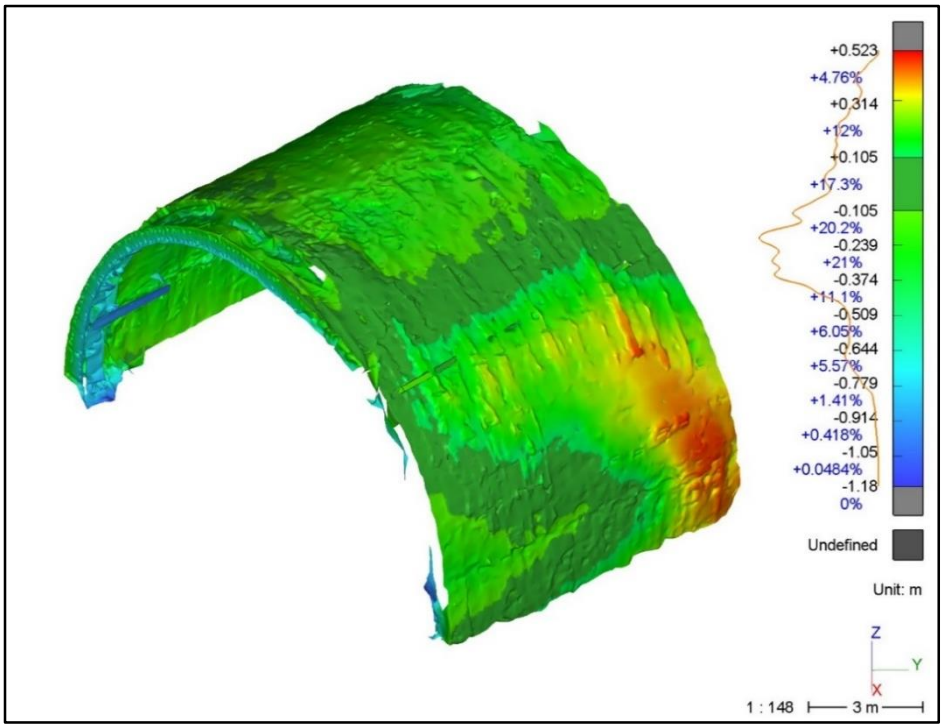


Figure VI.23 La comparaison entre la forme des cintres prévue et la réelle

La figure montre l'existence d'une zone incluse dans la partie inférieure du soutènement où la section réalisée est éloignée de celle prévue d'une distance qui arrive jusqu'à 50 cm, cette zone, montrée en rouge, sera connu par la zone I dans la suite de ce chapitre.

VI.4.3.4. Résultats et Interprétations :

Tableau VI.4 L'analyse comparative des deux tubes modélisés (annexe G)

Section	Average Dev. (m)	Min. Dev. (m)	Max. Dev. (m)
MP 1.50	-0.40462	-1.10006	0.09341
MP 2.00	-0.44263	-1.16936	0.12199
MP 2.50	-0.24326	-0.96932	0.21788
MP 3.00	-0.10427	-0.99143	0.26006
MP 3.50	-0.06931	-1.01292	0.23704
MP 4.00	-0.11107	-1.02483	0.26995
MP 4.50	-0.10086	-0.34859	0.25828
MP 5.00	-0.09646	-0.33724	0.29785
MP 5.50	-0.10313	-0.33681	0.25185
MP 6.00	-0.10527	-0.40739	0.25999

Section	Average Dev. (m)	Min. Dev. (m)	Max. Dev. (m)
MP 6.50	-0.09861	-0.40881	0.33347
MP 7.00	-0.09603	-0.38635	0.30514
MP 7.50	-0.08758	-0.44678	0.31209
MP 8.00	-0.07652	-0.40157	0.35266
MP 8.50	-0.05104	-0.4231	0.42272
MP 9.00	-0.06369	-0.53371	0.43439
MP 9.50	-0.07258	-0.53018	0.52229
MP 10.00	-0.13316	-0.77663	0.49694
MP 10.50	-0.14171	-0.7415	0.48132
MP 11.00	0.32176	0.00762	0.4278

Le tableau ci-dessus, de l'inspection de la surface intérieure du soutènement provisoire a montré des valeurs plutôt importantes, allons de 5 cm et jusqu'à dépasser les 50 cm.

Pour déterminer l'origine de ces différences, il faut examiner de plus près les sections sur lesquelles elles sont apparues. Nous allons prendre à titre d'exemple, le cas de la section MP6.50, et nous allons l'analyser en plus de détails.

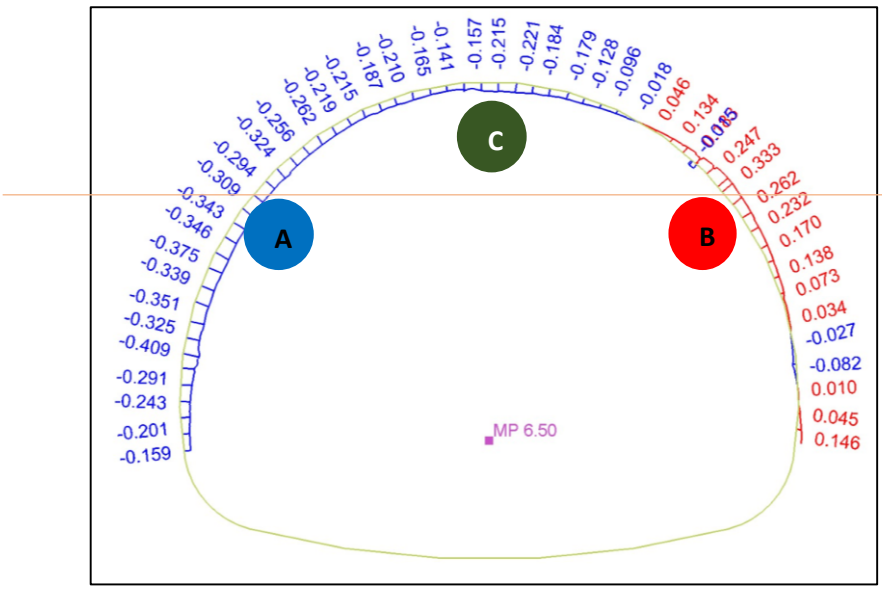


Figure VI.24 Le profil MP 6.50

Posant A et B deux points alignées sur la même droite qui coupe la section transversalement, nous remarquons que sur le point A, la section réelle est éloignée de celle de la conception d'une distance de 0,309 m. L'autre point B, opposé présente un éloignement de 0,282 m. La différence entre ces deux distances est de 2,7 cm.

Le point C, qui a l'altitude la plus élevée de la cavité, est éloigné de son emplacement théorique d'une distance de 22,1 cm, dirigé vers le radier de la section.

Interpréter les déformations des points A et B en parallèle, mène à la conclusion que ces irrégularités enregistrées n'ont pas forcément causée un changement dans le profil en travers des cintres. La perte dans la largeur d'un côté de la section et le gain dans l'autre montrent que le gabarit du tunnel est intouché, même avec ces différences, car elles sont dans le même sens avec des amplitudes proches l'une de l'autre.

Le point B quant à lui et à toute la zone I montrée en rouge sur la figure VI.23, mènent à l'hypothèse qu'un hors profils a pu avoir lieu lors du creusement, ce qui a pu causer la perte d'un plus grand volume et donc élargissement local de la section. Une projection du béton doit être programmée pour remplir la totalité de cette zone, avant la pose du revêtement définitif.

Une autre hypothèse est que la convergence dans cette section a pu se faire dans un même sens affecté par une poussée des terrains du côté EST et ce qui a été observés dans plusieurs profils check des sections dans le tunnel.

Cependant, les mouvements de l'autre paroi, comme était le cas pour le point A, sont peut-être dû au phénomène inverse, où la ligne de creusement n'était pas suivie comme il le fallait.

Mais, en prenant en compte que le point A, se trouve sur la section creusée en premier, il est possible que cette paroi ait convergé pour remplir le vide laissé, pendant le creusement des autres sections divisées du tunnel.

Dans tous les cas, cette partie nécessite un reprofilage avant la pose du revêtement définitif.

VI.5. Comparaison entre les deux méthodes d'auscultation :

Les méthodes d'auscultation des tunnels en cours de leur construction et même après leur ouverture et exploitation, sont diverses et varie selon leurs caractéristiques, toutefois, les facteurs les plus important à considérer avant le choix d'une de ces méthodes sont : La précision des résultats, car la légitimité de l'analyse dépend de sa qualité, et la facilité de leur obtention. Ayant traité les résultats des deux méthodes déjà mentionné (la méthode topographique et celle du scanner) lors de ce projet d'étude, il nous était donc possible de comparer sur la base de ces deux facteurs, comme est montré dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 Comparaison entre la méthode topographique et celle de la capture de la réalité

La méthode	Levé topographique	La capture de la réalité
Distance assurée	250 m	250 m
Nombre de Stations le long de l'axe du tunnel	13	18
Nombre de points collecté	46	524327178

On remarque que pour la même longueur du linéaire, et pour un nombre de stations très proche, le nombre des points collectés par le scanner est plus de 11 millions de fois plus grand que le nombre collecté par la topographie.

Cette amélioration remarquable de la précision dans les levés des structures en général, améliorant la qualité des résultats, et réduisant l'erreur du levé, est justement la révolution dont que le domaine BTP manqué pour réduire les risques liés aux travaux, surtout ceux en sous-sol,

V.6 Conclusion :

La capture de la réalité du tunnel par scanner 3D muni de son revêtement définitif sur une longueur de plus de 250 m a permis une analyse très précise de la structure finale du tunnel, qui a vise à détecter l'occurrence des anomalies, afin de vérifier la santé de l'ouvrage.

D'après le résultat collecté, nous concluons qu'une analyse plus approfondie sur le phénomène observé entre le LK 40 + 265, et le LK 40 + 346 doit être mené afin de déterminer l'origine exact de ce mouvement, et de prendre les mesures nécessaires pour le contrôler et corrigé son effet.

D'autre part, l'auscultation portée sur le soutènement provisoire, a indiqué la nécessité des travaux supplémentaire (reprofilage d'un côté, et la projection du béton de l'autre) avant la pose du revêtement définitif pour maintenir une épaisseur de béton uniforme sur toute la section. Elle a aussi mis en évidence l'importance de l'accélération des travaux, pour éviter que ce mouvement ne se prolonge, et détériore par conséquence la structure du soutènement provisoire, ce qui résultera en des mesures plus couteuses, et engendre des risques potentiels à la santé de l'ouvrage

Conclusion générale

Dans le cadre de ce mémoire, nous nous sommes intéressées à un cas réel de réalisation d'un tunnel, où des mouvements importants se sont produits lors de sa construction. La conception initiale de ce dernier n'ayant pas prévu ce comportement de structure, plusieurs problèmes se sont manifestéS notamment l'endommagement des bâtis avoisinants et la dégradation du soutènement.

La collecte des données géotechniques, des données de conception structurelle et des résultats d'auscultation régis par le concepteur nous a permis d'avoir une base sur laquelle notre étude se posera.

Après avoir étudié le cas se présentant au tunnel de Sidi-Aïch, nous avons procédé à une modélisation tridimensionnelle s'approchant le plus de la réalité afin d'observer numériquement les scénarios de déformations ayant lieu. Cette modélisation a été faite considérant tous les dispositifs de soutènement et les résultats étaient comparables à ceux trouvés sur chantier.

Nous concluons que le modèle établi était plus fiable qu'une modélisation bidimensionnelle et les mouvements engendrés par le creusement auraient pu être prédits avant d'arriver au stade de la réalisation si la 3ème dimension n'avait pas été négligée.

En effet, l'étude de comportement d'un cas aussi complexe qu'un ouvrage souterrain, nécessitera inévitablement une précision plus élevée, et une attention particulière au détail, pour éviter les risques liés à sa construction et exploitation.

De plus, l'inspection réalisée par le scanner 3D, a mis en évidence l'importance de l'auscultation dans les travaux en souterrains, et la nécessité d'adopter des méthodes plus rapides et efficaces pour l'optimisation des résultats obtenus.

Nous sommes alors arrivées à répondre à la question posée au départ, sur l'influence d'une étude plus sophistiquée dans l'élaboration d'un projet de tunnel. Celle- ci peut rapprocher le modèle numérique à la réalité sur terrain en perfectionnant le dimensionnement.

Références bibliographiques

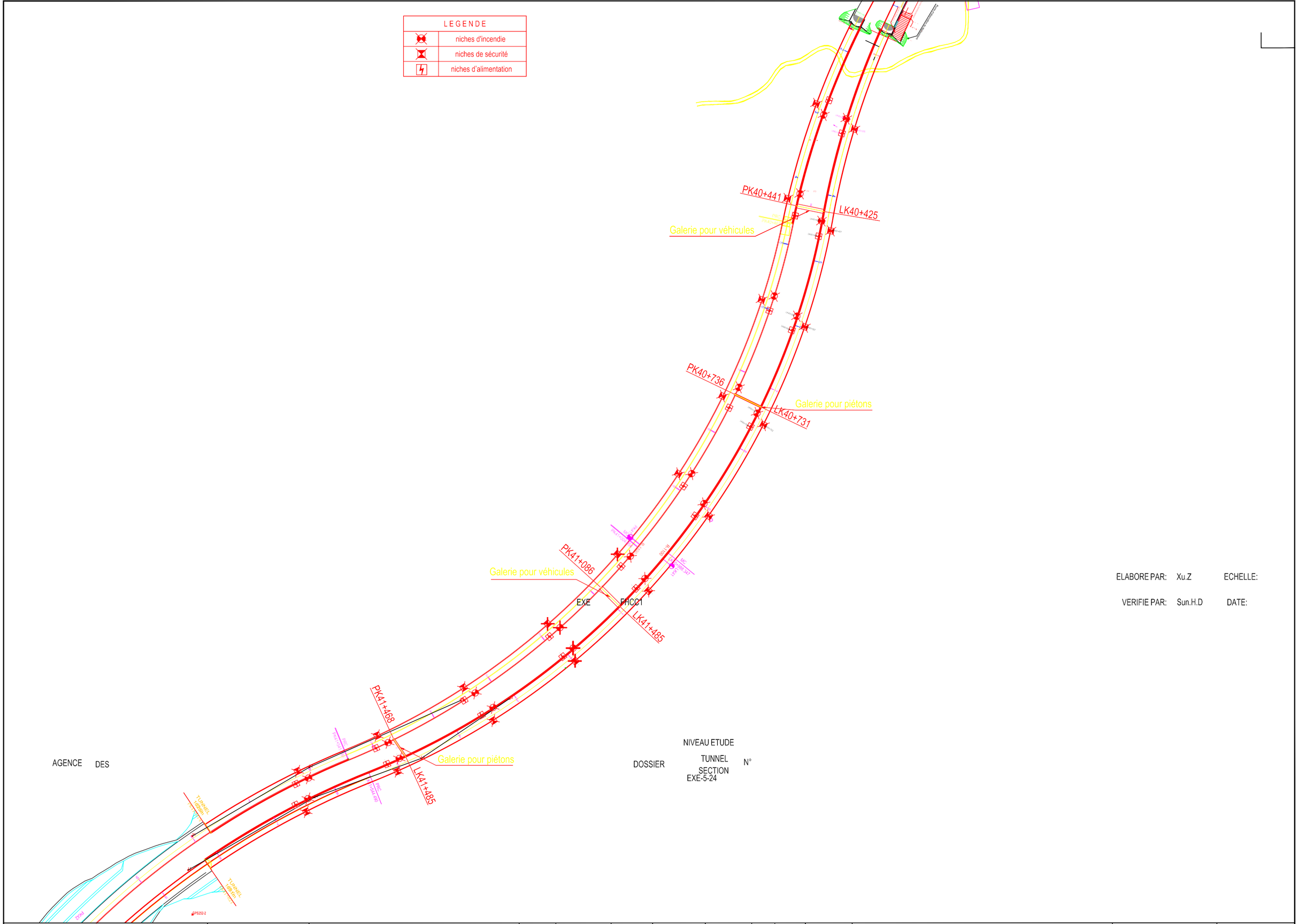
[1] Pietro Lunardi, Design and construction of tunnels Analysis of controlled deformation in rock and soils.
[2] David Chapman, Introduction to tunnel construction.
[3] GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE DE TUNNEL SIDI AICH, Algérie, 2015
[4] Cours de géologie de l'Algérie, Université de Sétif disponible à l'adresse URL consulté en ligne le 15 Avril 2021 https://iast.univsetif.dz/documents/Cours/Geologie_Algerie1.pdf.
[5] Ministère des travaux publics, *Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art,* RPOA 2008
[6] A.Bouvard le Coanet et G. Colombet et F.Eusteulle, *Ouvrages Souterrains- Conception Réalisation Entretien*, 2eme édition. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
[7] *Rapport de conception du tunnel de Sidi Aich*, Algérie, 2015
[8] A.F.T.E.S
[9] Dossier pilote des tunnels génie *civil - section 2 : géologie - hydrogéologie – géotechnique*, France, 1998
[10] Le dictionnaire professionnel du BTP, disponible à l'adresse URL : www.editionseyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=8027, consulté en ligne le 27 Avril 2021.
[11] DJELLOUL, Chafia (2020) *Comportement du sol lors du creusement de tunnels cas du tunnel T4 d'El-Harouche Skikda.* Doctorat thesis, Université de Batna 2
[12] Mémoire de fin d'étude *: Conception et Etude d'un tunnel autoroutier bitube situé sur la pénétrante de TIZI OUZOU*
[13] KADI Salah, *Etude d'un Tunnel Bitube T1 (djebel El ouahche) Constantine*
[14] MESTAT Philippe,*Etat de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis*, disponible à l'adresse URL : www.ifsttar.fr/collections/BLPCpdfs/blpc__215_15-32.pdf , consulté en ligne le 2 mai 2021
[15] P. Erik Mikkelsen , *Advances in inclinometer data analysis*, FMGM , 2003, Oslo Norway
[16] LEICA BLK360- *la capture de la réalité à la portée de tous* ,shop.leicageosystems.com/fr/fr-FR/learn/reality-capture/blk360 [en ligne], consulté le 20/05/2021

Didacticiel sur les tunnel : introduction à la méthode de convergence confinement, [en ligne] http://www.pentes-tunnels.eu/didact/didactu/tunnel/dimensionnement/analytiques/elastoplastique/convergence-confinement/

Annexes

Annexe A

LEGENDE	
	niches d'incendie
	niches de sécurité
	niches d'alimentation



ELABORE PAR: Xu.Z ECHELLE:

VERIFIE PAR: Sun.H.D DATE:

AGENCE DES

NIVEAU ETUDE

DOSSIER TUNNEL N°

SECTION EXE-5-24

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS NATIONALE AUTOROUTES	GROUPEMENT CRCC-SAPTA	LIAISON AUTOTOUTIERE RELIANT LE PORT DE BEJAIA A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'AHNIF SUR 100KM			EMETTEUR	LOCALISATION	SPECIALITE		INDICE	DESSIN NO.			
						2		1	B	5.24.7.6.2			05/2015

Annexe B

LOG DE SONDAGE

NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	15.50	m	
NIVEAU D'EAU STABLE	16.00	m	

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL

Sondage N°	S0-38	POSITION DE SONDAGE	PK40+135.00 D 8.00m				PROFONDEUR DE SONDAGE	35.00	m
COTE DE TERRAIN	170.82	m	METHODE DE SONDAGE	FORAGE A SEC	COORDONEES DE SONDAGE	E	652017.49	DATE DE DEBUT	2013-8-28
COTE DE SONDAGE	170.82	m	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B		N	4052548.03	DATE DE FIN	2013-9-1

N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:200	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR / PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N° DE ECHANTILION m	RECUPERATION (RQD) %
				170.82				20 40 60 80
1-1	Ap	2.10	168.72		Argile peu plastique: rouge clair, dure, la teneur en brèche est de 15%.		1 1.00-1.20	
2-1	Ma	23.30	147.82		Marne: jaune-brune ,totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau， il existe localement le roche fortement altéré.	N'=7,14 3.00-3.20 N'=19,21 6.50-6.70 N'=23,29 9.50-9.70 N'=22,29 12.50-12.70 N'=19,25 15.50-15.70 N'=24,27 19.00-19.20		
2-2	Ma	35.00	135.82		Marne: livide, fortement altérée, fortement concassée, présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage.	N'=38,50 24.00-24.16 N'=15,17 28.00-28.20 N'=22,29 32.00-32.20		

LOG DE SONDAGE

NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	13.80	m	
NIVEAU D'EAU STABLE	14.00	m	

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL

Sondage N°	SO-42	POSITION DE SONDAGE	LK40+145.00 G 8.00m				PROFONDEUR DE SONDAGE	35.00
COTE DE TERRAIN	183.37	METHODE DE SONDAGE	FORAGE A SEC	COORDONEES DE SONDAGE	E	652051.52	DATE DE DEBUT	2013-8-17
COTE DE SONDAGE	183.37	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B		N	4052522.27	DATE DE FIN	2013-8-24

N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PRO	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:200 183.37	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR / PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N° DE ECHANTILION m	RECUPERATION (RQD) % 20 40 60 80
1-1	Ap	6.50	176.87		Argile peu plastique: brunâtre et rougeâtre, inhomogène, avec des graviers anguleux, raide ~dur, humide.	N'= 9.14 3.00-3.20 N'= 12.17 5.50-5.70	1 1.80-2.00 2 3.70-3.90	
2-1	Ma	28.20	155.17		Marne: jaune-brune, totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau， il existe localement le roche fortement altéré.	N'= 16.20 9.50-9.70 N'= 18.21 11.00-11.20 N'= 11.26 13.40-13.60 N'= 12.15 15.40-15.60 N'= 15.17 17.00-17.20 N'= 16.15 20.00-20.20 N'= 21.27 23.00-23.20 N'= 23.26 25.20-25.40		
2-2	Ma	35.00	148.37		Marne: livide, fortement altérée, fortement concassée, présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage.	N'= 31.50Refus 28.60-28.76 N'=34.50Refus 32.00-32.17		

LOG DE PUITS

NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	m		
NIVEAU D'EAU STABLE	m		

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL

PUITS N°	TSO-1	POSITION DE PUITS	LK40+160.00 G 24.50m				PROFONDEUR DE PUITS	7.00 m	
COTE DE TERRAIN	193.00 m	MODE D'EXECUTION	EXCAVATION PAR ENGIN	COORDONEES DE PUITS	E	652059.10	DATE DE DEBUT	2014-1-24	
COTE DE SONDAGE	193.00 m				N	4052502.25	DATE DE FIN	2014-1-24	

N°DE LA COUCHE	SYNBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:50	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	N°DE ECHANTILLON m
				▽ 193.00		
1-1	Ap	1.20	191.80		Argile peu plastique: jaune brunâtre, dure, la teneur en grave est de 15%, la couche superficielle est intercalée avec des racines de plante, les parois de puits sont stables.	1 0.50-0.70
2-1	Ma	7.00	186.00		Marne: de rouille jaune à jaune gris, la composition principale est en minéraux argileux et calcite, complètement altéré en forme de sol intercalé avec des brèches, les parois de puits sont stables.	2 3.00-3.20 3 5.00-5.20 4 6.60-6.80

LOG DE SONDAGE

NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	14.00 m
NIVEAU D'EAU STABLE	13.30 m

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL

Sondage N°	TSO-2		POSITION DE SONDAGE	PK40+200.00 G 15.2m				PROFONDEUR DE SONDAGE	38.10 m
COTE DE TERRAIN	197.00 m		METHODE DE SONDAGE	RECIRCULATIN SANS POMPE	COORDONEES DE SONDAGE	E	652008.22	DATE DE DEBUT	2013-12-31
COTE DE SONDAGE	197.00 m		TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B		N	4052488.42	DATE DE FIN	2014-1-5

N°DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:250	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR / PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N°DE ECHANTILION m	RECUPERATION (RQD) % 20 40 60 80
				197.00				
1-1	Ap	4.60	192.40		Argile peu plastique: brunâtre et rougeâtre, inhomogène, avec des graviers anguleux, raide ~dur, humide ; avec des graviers anguleux au fond, densité moyenne。	N'= 3,4 2.00-2.20	1 1.00-1.45 2 3.10-3.25	
2-1	Ma	28.60			Marne: gris-jaunâtre, totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau， il existe localement le roche fortement altéré.	N'= 4,6 5.00-5.20 N'= 5,7 8.10-8.30 N'= 7,10 10.10-10.30 N'= 11,12 13.40-13.60 N'= 9,13 16.30-16.50 N'= 11,14 19.80-20.00 N'= 10,16 24.10-24.30		
2-2	Ma	38.10	158.90		Marne: livide、gris-jaunâtre，fortement altérée，fortement concassée，présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux，roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau，il existe localement le roche fortement altéré. Il existe un peu de fragment de grès et de quartz altéré clastique.	N'= 50Refus 28.78-28.80 N'= 50Refus 33.52-33.60		

LOG DE SONDAGE

NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	m		
NIVEAU D'EAU STABLE	m		

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL

Sondage N°	TSO-3	POSITION DE SONDAGE	PK40+600 G 150m				PROFONDEUR DE SONDAGE	111.00	m
COTE DE TERRAIN	253.43 m	METHODE DE SONDAGE	CIRCULATION NORMALE	COORDONEES DE SONDAGE	E	651732.77	DATE DE DEBUT	2014-1-26	
COTE DE SONDAGE	253.43 m	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B		N	4052136.89	DATE DE FIN	2014-2-21	

N°DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:250	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR / PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N°DE ECHANTILION m	RECUPERATION (RQD) % 20 40 60 80
				253.43				
		1.00	252.43		Marne: fortement altérée, gris clair, la composition principale est en minéral argileux et calcite, agglutinage argileux, les diaclases sont développées, y remplies des minéraux argileux complètement altérés, carotte en forme fragmentaire, gravement concassée par machine.		1-1	
		3.80	249.63				5.30-5.50 1-2	
(2-3)	Ma				Zone fracturée: faiblement altérée, gris clair, agglutinage argileux, formation stratifiée, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine, carotte en forme de cylindre court et de bloc.		6.10-6.20 1-3	
							7.80-7.90 1-4	
							8.40-8.60 1-5	
							8.60-8.80 2-1	
							10.00-10.10 2-2	
							10.60-10.75 2-3	
							11.20-11.30 2-4	
							11.30-11.40 2-5	
		19.00	234.43				11.40-11.60 3-1	
					Zone fracturée: fortement altérée, principalement en jaune grisâtre, de 24.5m à 25.7m est en gris foncé, agglutinage argileux, formation stratifiée, carotte en forme de cylindre court, friable par pincement avec doigts et facile d'être molle à l'immersion dans l'eau.		12.20-12.40 3-2	
							12.40-12.50 3-3	
							13.20-13.40 3-4	
							14.80-14.95 3-5	
		27.80	225.63				18.80-18.90 3-6	
(5)	F						22.00-22.20	

LOG DE SONDAGE

NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	m		
NIVEAU D'EAU STABLE	m		

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL

Sondage N°	TSO-3	POSITION DE SONDAGE	PK40+600 G 150m				PROFONDEUR DE SONDAGE	111.00	m
COTE DE TERRAIN	253.43 m	METHODE DE SONDAGE	CIRCULATION NORMALE	COORDONEES DE SONDAGE	E	651732.77	DATE DE DEBUT	2014-1-26	
COTE DE SONDAGE	253.43 m	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B		N	4052136.89	DATE DE FIN	2014-2-21	

N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:250	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR / PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N° DE ECHANTILION m	RECUPERATION (RQD) % (20 40 60 80)
⑤	F				Zone fracturée: fortement altérée, gris foncé, la composition principale est en minéral argileux et calcite, agglutinage argileux, formation stratifiée, gravement conconssé par machine, carotte en forme de bloc.		4-1 64.10-64.20	
		65.00	188.43				4-2 64.80-64.90	
					Zone fracturée: faiblement altérée, gris clair, agglutinage argileux, formation stratifiée, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine, carotte en forme de cylindre court et fragmentaire, les diamètres des fragments sont entre des centimètres et décimètres.		4-3 67.80-68.00	
							4-4 68.10-68.20	
		71.10	182.33					
		72.00	181.43		Zone fracturée: fortement altérée, gris foncé, agglutinage argileux, formation laminaire, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine.			
					Zone fracturée: fortement altérée, gris foncé, agglutinage argileux, formation stratifiée, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine, carotte en forme fragmentaire, les diamètres des fragments sont entre des centimètres et décimètres.		4-5 75.20-75.30	
		80.60	172.83					
		83.00	170.43		Zone fracturée: fortement altérée, gris foncé, agglutinage argileux, formation laminaire, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine.			
							5-1 86.80-87.00	

LOG DE SONDAGE

NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	m		
NIVEAU D'EAU STABLE	m		

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL

Sondage N°	TSO-3	POSITION DE SONDAGE	PK40+600 G 150m				PROFONDEUR DE SONDAGE	111.00	m
COTE DE TERRAIN	253.43 m	METHODE DE SONDAGE	CIRCULATION NORMALE	COORDONEES DE SONDAGE	E	651732.77	DATE DE DEBUT	2014-1-26	
COTE DE SONDAGE	253.43 m	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B		N	4052136.89	DATE DE FIN	2014-2-21	

N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:250	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR / PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N° DE ECHANTILION m	RECUPERATION (RQD) % 20 40 60 80
5	F	90.10	163.33		Zone fracturée: fortement altérée, gris foncé, agglutinage argileux, formation stratifiée, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine, carotte en forme fragmentaire, les diamètres des fragments sont entre des centimètres et décimètres.		5-2 89.60-89.80	
		94.10	159.33		Zone fracturée: fortement altérée, gris foncé, la composition principale est en minéral argileux et calcite, agglutinage argileux, formation laminaire, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine.		5-3 92.30-92.50	
		100.30	153.13		Zone fracturée: fortement altérée, gris foncé, agglutinage argileux, formation stratifiée, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine, carotte en forme fragmentaire, les diamètres des fragments sont entre des centimètres et décimètres.		6-1 95.50-95.70	
		104.90	148.53		Zone fracturée: faiblement altéré, gris foncé, la composition principale est en minéral argileux et calcite, agglutinage argileux, formation stratifiée, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine, carotte en forme de bloc, dont peu en forme de cylindre court.		6-2 101.20-101.40 6-3 102.30-102.50	
		111.00	142.43		Zone fracturée: moyennement altéré, gris foncé, la composition principale est en minéral argileux et calcite, agglutinage argileux, formation stratifiée, les diaclases sont extrêmement développées, gravement concassée par machine, carotte en forme fragmentaire, les diamètres des fragments sont entre des centimètres et décimètres.		6-4 104.60-104.80	

(Un groupe de deux tubes en échantillon d'eau a été prélevé dans le présent forage.)

LOG DE SONDAGE

NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	14.00 m
NIVEAU D'EAU STABLE	13.30 m

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL

Sondage N°	TSO-2	POSITION DE SONDAGE	PK40+200.00 G 15.2m				PROFONDEUR DE SONDAGE	38.10 m	
COTE DE TERRAIN	197.00 m	METHODE DE SONDAGE	RECIRCULATIN SANS POMPE	COORDONEES DE SONDAGE	E	652008.22	DATE DE DEBUT	2013-12-31	
COTE DE SONDAGE	197.00 m	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B		N	4052488.42	DATE DE FIN	2014-1-5	

N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:250	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR / PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N° DE ECHANTILION m	RECUPERATION (RQD) % 20 40 60 80
				197.00				
1-1	Ap	4.60	192.40		Argile peu plastique: brunâtre et rougeâtre, inhomogène, avec des graviers anguleux, raide ~dur, humide ; avec des graviers anguleux au fond, densité moyenne。	N'= 3,4 2.00-2.20	1 1.00-1.45 2 3.10-3.25	
2-1	Ma	28.60			Marne: gris-jaunâtre, totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau， il existe localement le roche fortement altéré.	N'= 4,6 5.00-5.20 N'= 5,7 8.10-8.30 N'= 7,10 10.10-10.30 N'= 11,12 13.40-13.60 N'= 9,13 16.30-16.50 N'= 11,14 19.80-20.00 N'= 10,16 24.10-24.30		
2-2	Ma	38.10	158.90		Marne: livide、gris-jaunâtre，fortement altérée，fortement concassée，présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux，roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau，il existe localement le roche fortement altéré. Il existe un peu de fragment de grès et de quartz altéré clastique.	~~N'= 50Refus~~ 28.78-28.80 N'= 50Refus 33.52-33.60		

SIFOR
ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : TSO-08

Projet : Liaison autoroutiere reliant le port de Bejaia par l'A.E.O
Endroit : LK 40+700

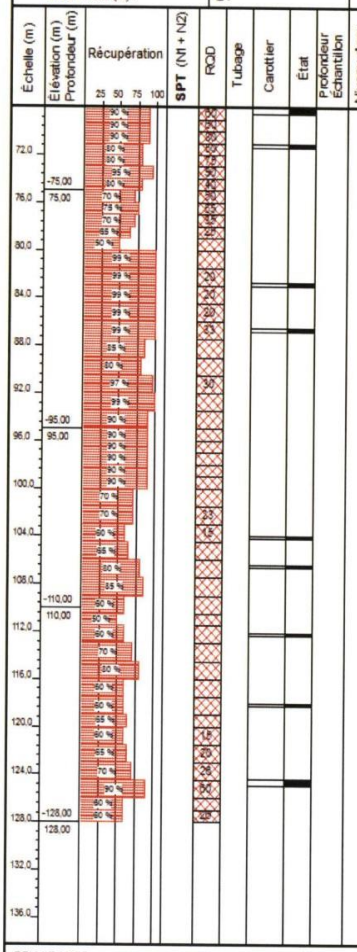
Dossier N° :
Client : CRCC/SAPTA

Date début : 21/06/2014
Date fin : 28/10/2014
Profondeur forée (m) : 128
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS
X :
Y :
Z :

Boue de forage : eau claire
Type forage : carrotier
Foreuse : TECOINSA

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche



DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
calcaire de couleur bleuâtre avec des joints de calcite (a remplissage calcitique) dur, fracturé par endroit	
calcaire de couleur bleuâtre a noirâtre d'un aspect dur	
calcaire marneux de couleur bleuâtre fracturé par endroit	
calcaire dur de couleur bleuâtre a noirâtre oxydé par endroit	
Fin du forage à une profondeur de 128 m.	

REMARQUES :
le forage est equipé par un piezometre

TYPE D'ECHANTILLON :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : K.Abdennour | Vérifié par : | 16/11/2014 | Page : 2 de 2

LOG DE SONDAGE

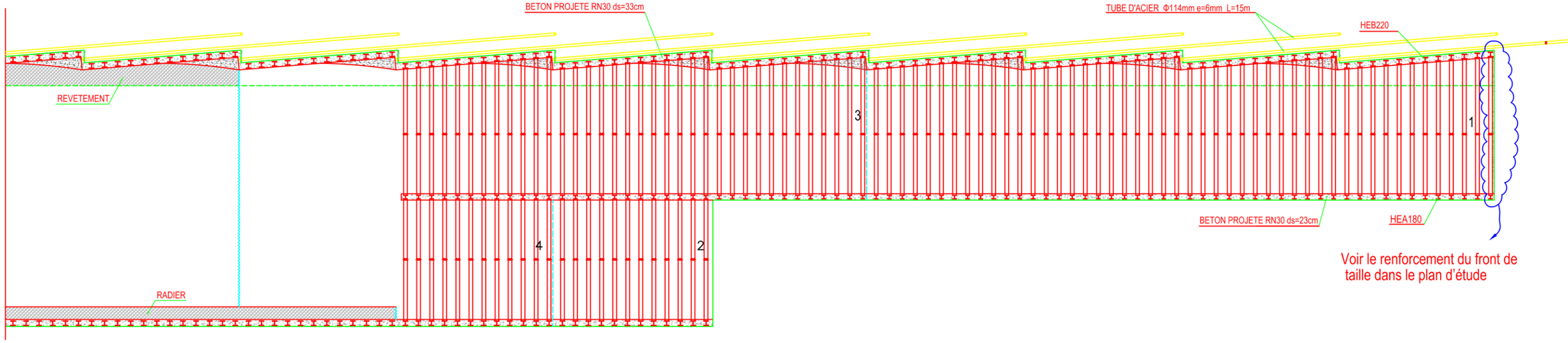
NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	4.80	m	
NIVEAU D'EAU STABLE	5.80	m	

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL

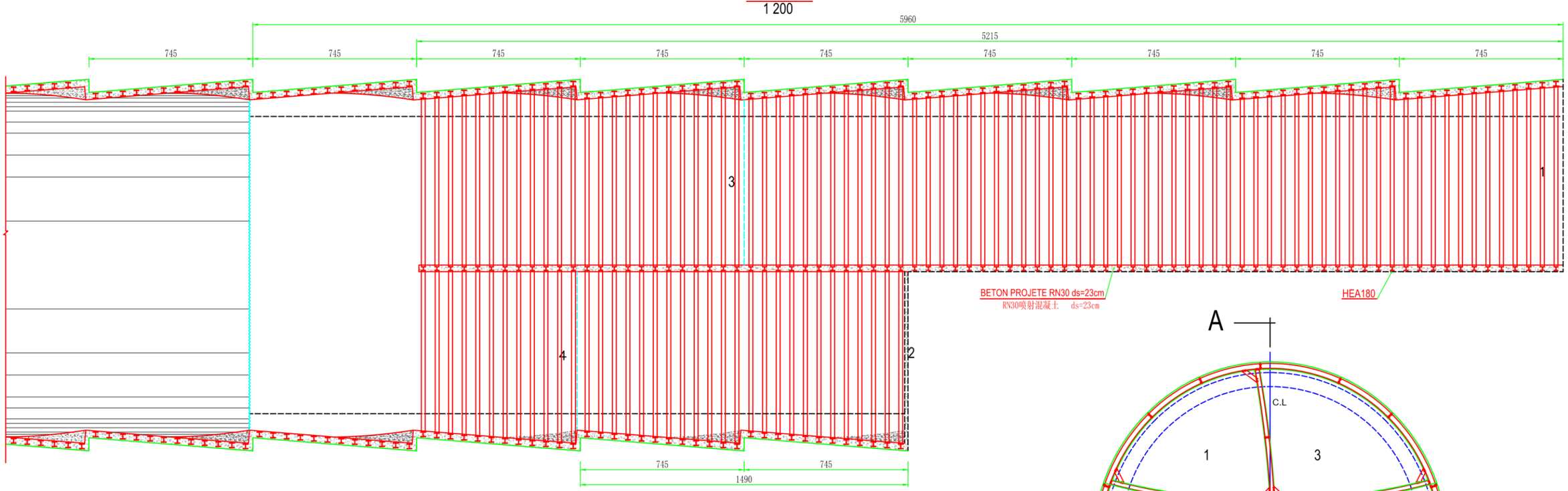
Sondage N°	TSO-9		POSITION DE SONDAGE	LK40+890.00 D 22.00m				PROFONDEUR DE SONDAGE	72.50 m
COTE DE TERRAIN	207.07	m	METHODE DE SONDAGE	CIRCULATION NORMALE	COORDONEES DE SONDAGE	E	651768.64	DATE DE DEBUT	2014-8-3
COTE DE SONDAGE	207.07	m	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B		N	4051842.62	DATE DE FIN	2014-9-1

N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:450	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR / PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N° DE ECHANTILION m	RECUPERATION (RQD) % 20 40 60 80
				207.07				
1-2	G	5.80	201.27		Grave moyenne:grise claire, la composition principale est en marne, la teneur de brizard est 20%, avec des grains en forme sub-ronde, consolidation moyenne, humide au-dessu de 4.8m, saturée au-dessous.	N'=5,8 2.00-2.20 N'=6,10 3.90-4.10		
5	F	40.70	166.37		Zone fracturée: fortement altérée, grise foncé,la composition principale est en minéral argileux et calcite, remplissage visible des veines des calcites, agglutinage argileux, formation stratifiée. La diaclase est développée, carotte en forme fragmentaire.		1 31.00-41.00	
5	F	72.50	134.57		Zone fracturée: moyennement altérée, grise foncé, la composition principale est en minéral argileux et calcite, agglutinage argileux,formation stratifiée. les diaclses des diaclases sont bien développées, carotte en forme fragmentaire, la petite quantité est en forme de cylindre court. (Un groupe de deux tubes en échantillon d'eau souterraine dans le présent forage)		2 41.00-51.00 3 51.00-72.50	

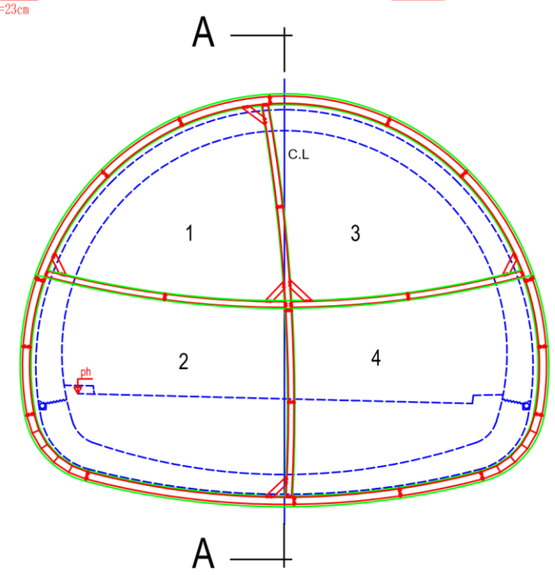
Annexe C



COUPE A-A
1 200



VUE EN PLAN
1 200



COUPE EN TRAVERS
1 200

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES	GROUPEMENT CRCC SAPTA	LIAISON AUTOTOUTIERE RELIANT LE PORT DE BEJAIA A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'AHNIF SUR 100KM	DOSSIER	NIVEAU ETUDE	EMETTEUR	LOCALISATION	SPECIALITE	N°	INDICE	DESSIN NO.	PHASAGE D'EXCAVATION
			EXE-5-24	EXE	FHCC1	SECTION 2	TUNNEL	1	B	5.24.7.6.2	

ELABORE PAR: Xu.Z	ECHELLE:
VERIFIE PAR: Sun.H D	DATE 05/2015

Annexe D

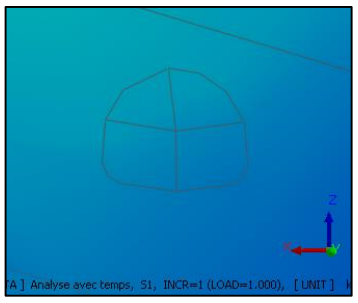
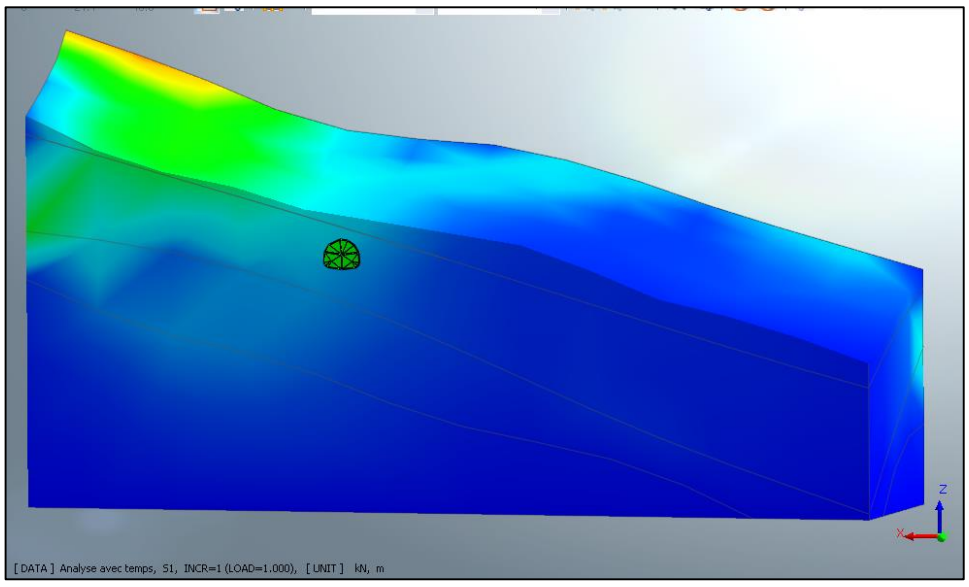
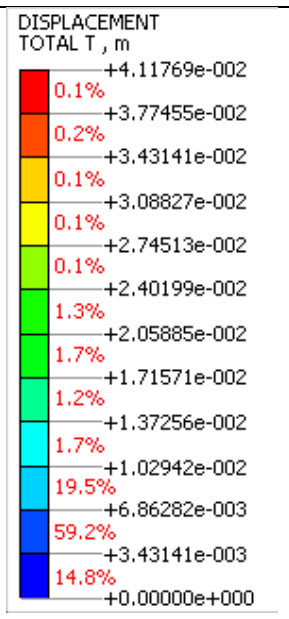
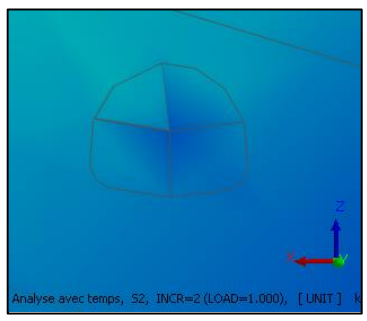
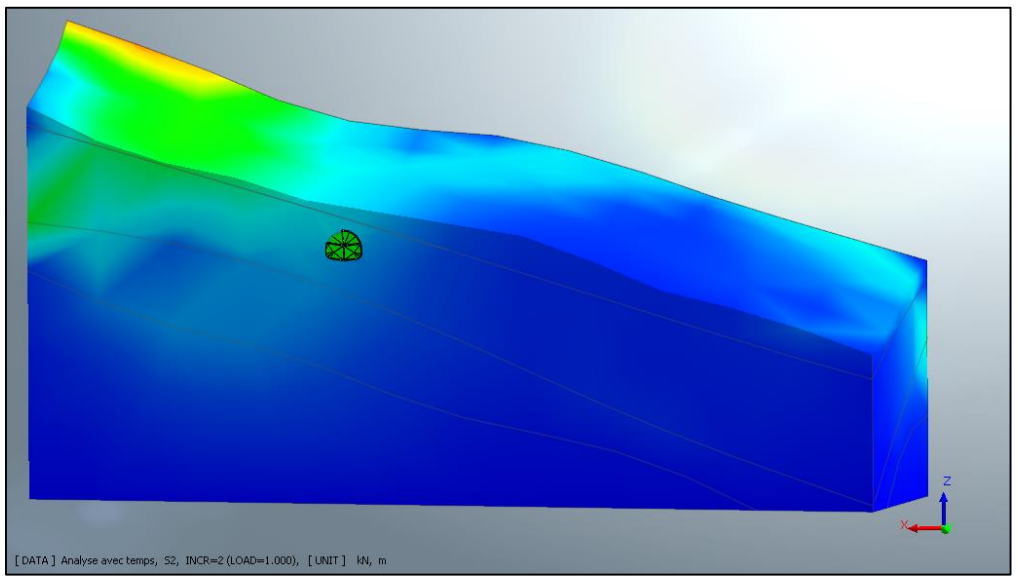
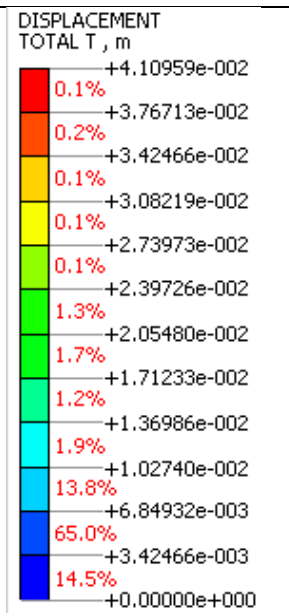
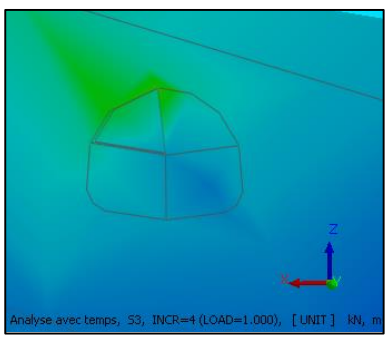
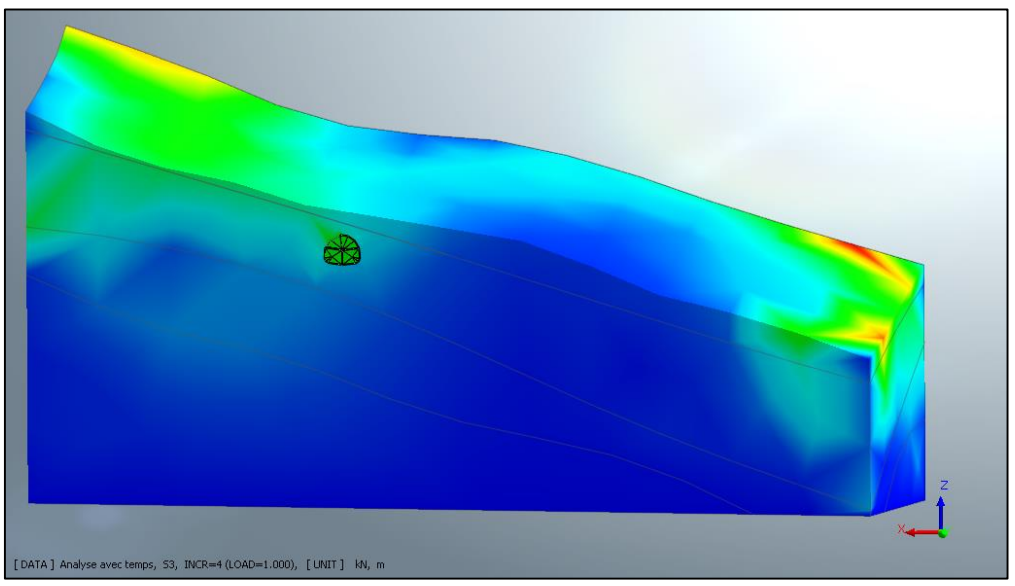
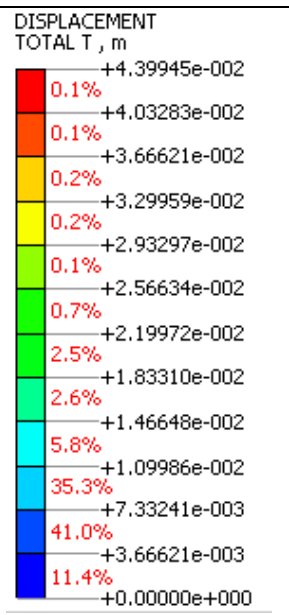
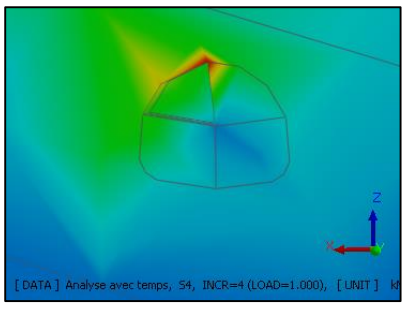
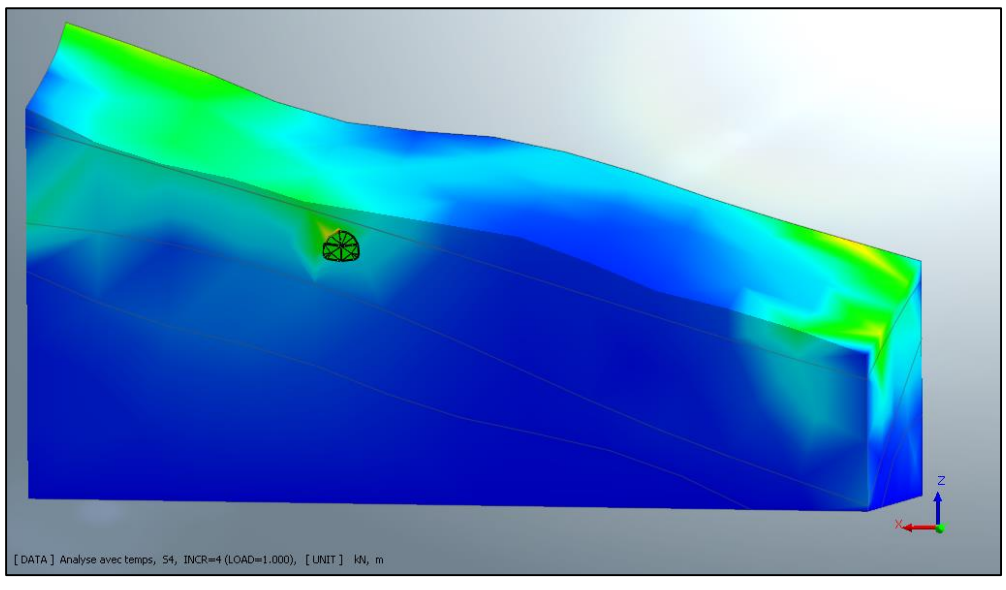
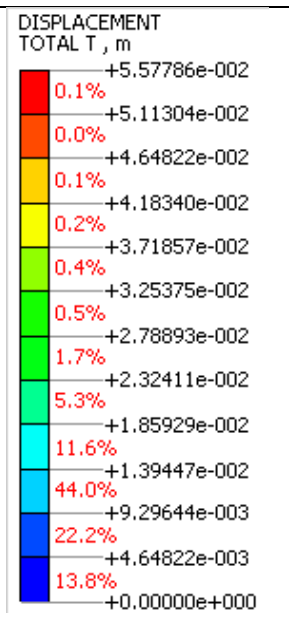
Données fournies par CRCC				Tunnel autoroutier de SIDI-AICH, Pénétrante de Béjaïa				HADDAD & OUGUENOUNE				
RESUME DONNEES INCLINOMETRIQUES												
Inclinomètre	Commentaire	Pk	Profondeur des inclinomètre	Valeur max direction A	Début de mouvement à	Valeur max à	Valeur cumulée	Valeur max direction B	Début de mouvement à	Valeur max à	Valeur Cumulée	Date
SN 1	Cisaillé en 2016 à 17.5m	?	?	/	/	/	/	/	/	/		/
SN 1-1	/	40+158	34m	-8mm	13-14m	14m	-8mm	PEU	15m	/	-5mm	oct-dec 2016
		40+158	34m	-7.5mm		13m		-2mm		1m		fev-2017
		40+158	34m	- 5mm	13-14m	13.5m		-5mm	/	0.5m		oct-nov 2018
SN 2	Profile anormal	40+165	36m	40mm	30m-26m-21m	1.5m	40mm	-6mm	3m-26m-32m	2m et 33m	-6mm	oct-nov 2018
		40+165	36m	35mm	30m-26m-23m	0.5m		-5mm à 5mm	26m	2m et 24m		oct-dec 2016
		40+165	36m	30mm	31m-26m-23m	0.5m		-5mm	32m	2m et 33m		fev-2017
SN 3	Non représentatif	40+190	40m	410 mm	/	0.5m	410 mm	-1200mm	/	0.5m	-1200mm	oct-18
	Non représentatif	40+190	40m	400mm	/	0.5m		-1125mm	/	0.5m		nov-dec 2016
		40+190	40m	400mm		0.5m		-1125mm		0.5m		juin-18
SN 4	Perdu 2016	?	?	/	/	/	/	/	/	/		/
SN 4-1		40+235	46m	-2mm	24m	0.5m	-2mm	-5mm	24m	24m	-6mm	oct-dec 2016
		40+235	46m	-2mm		0.5m		-6mm		24m		fev 2017
SN 5	Endommagé	?	?	-430mm		0.5m	-430mm	1125mm		0.5m	1125mm	mars-16
SN 6		40+270	54m	7.5mm	34 à 42m	33m	11mm	2mm	34m	28 et 34 et 47	5mm	dec-2016
		40+270	54m	11mm		17m		5mm	28 et 34 et 47			fev-2017
SN 7		40+286	66m	250mm	56m	de 0 à 54m	250mm	250mm	56m	de 0 à 54m	250mm	dec-2016
Commentaires : plusieurs levés présentent des valeurs anormales non représentatives (dues aux erreurs systématiques ou aléatoires) et dans l'ensemble le cisaillement le plus important se fait dans la direction A												

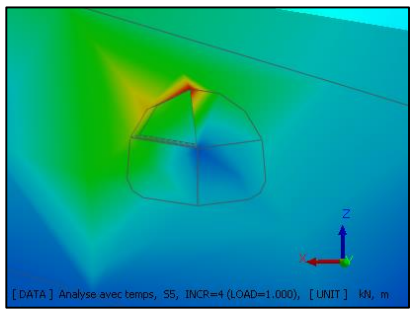
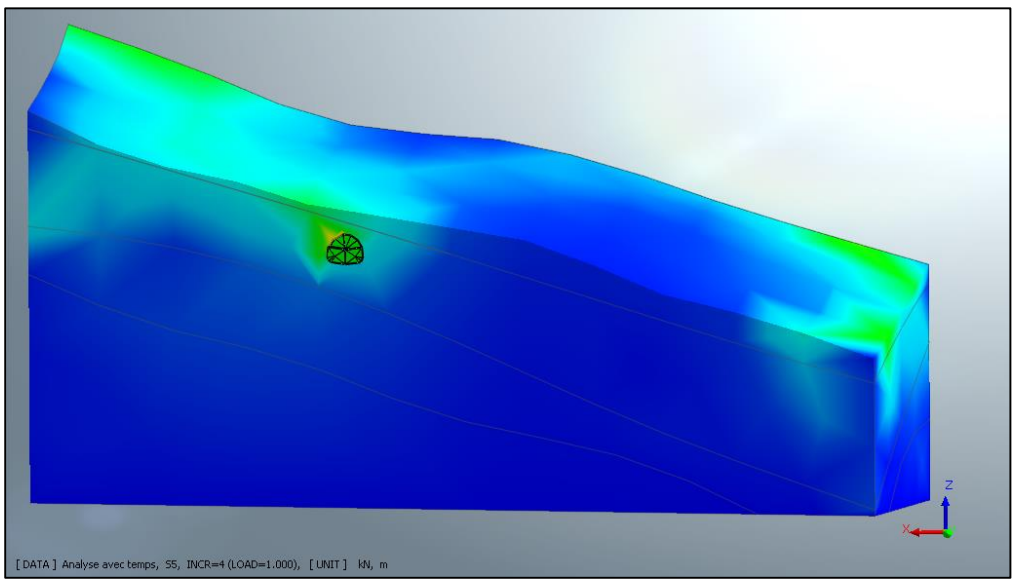
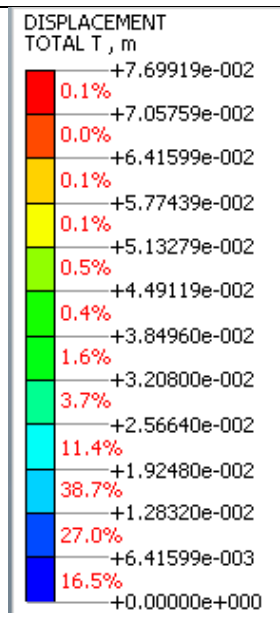
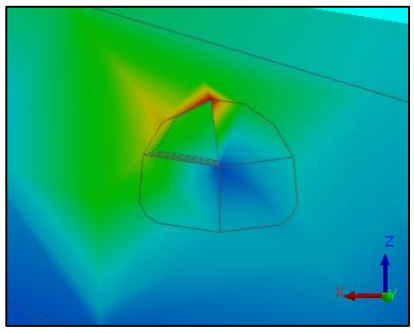
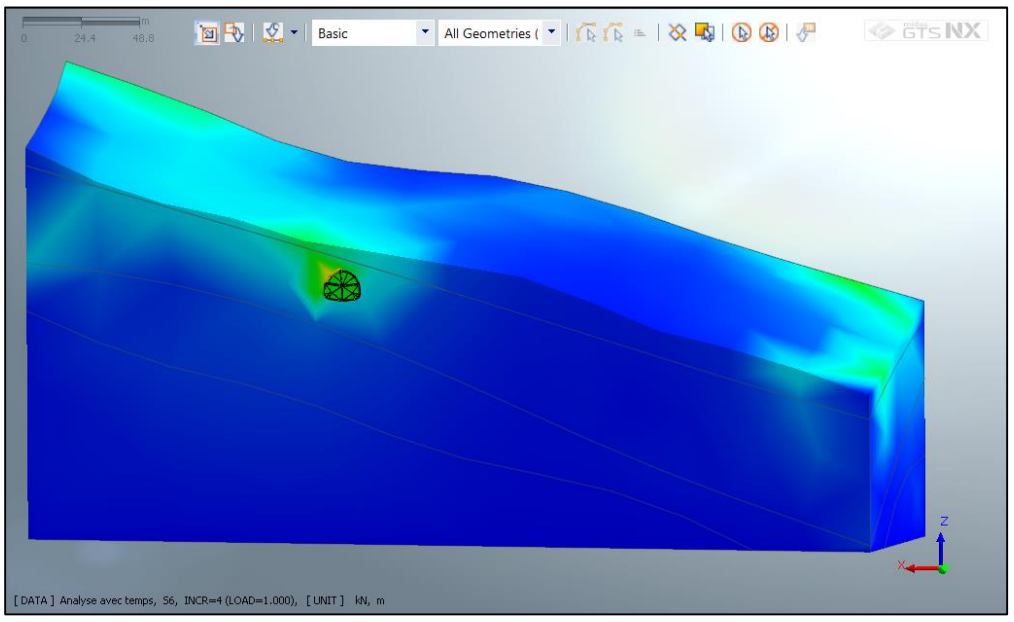
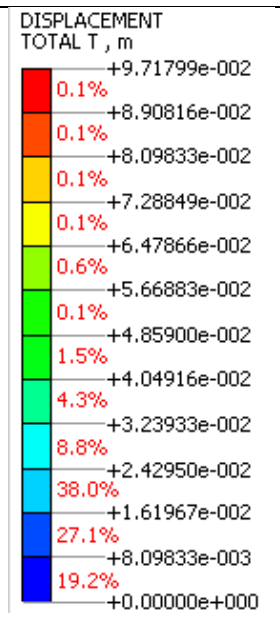
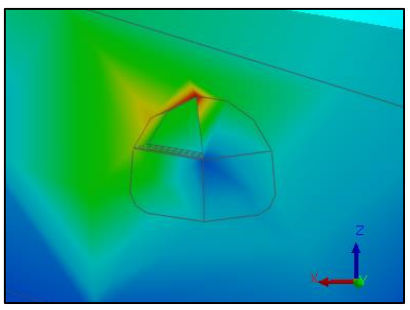
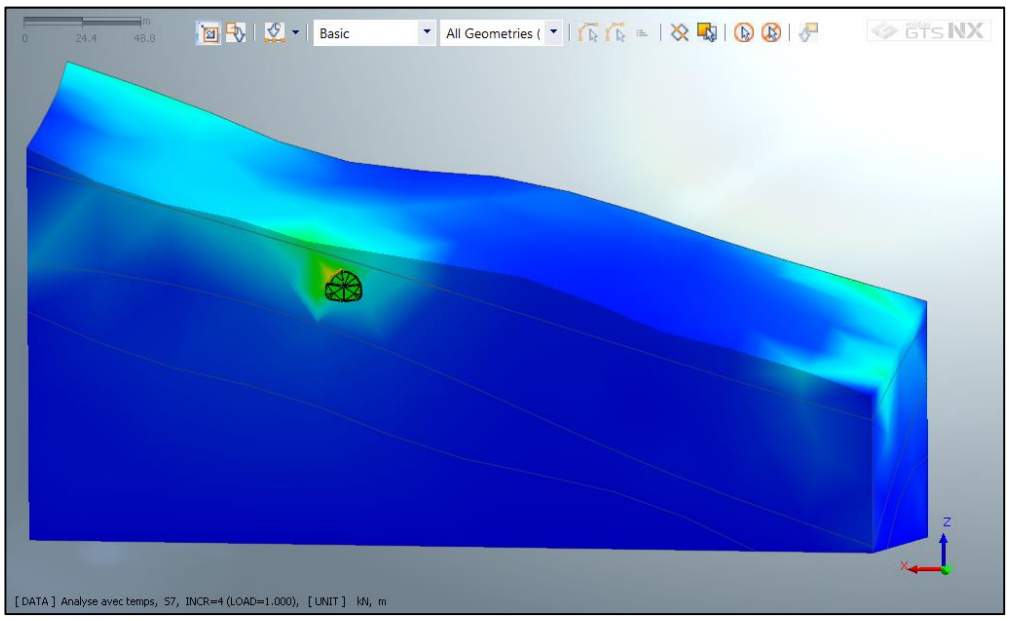
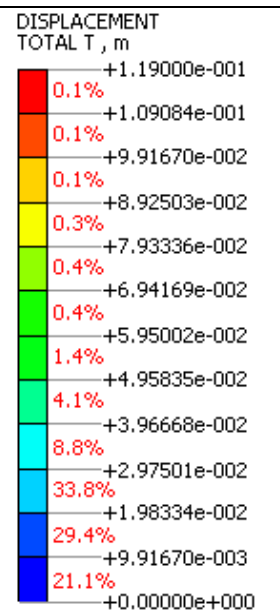
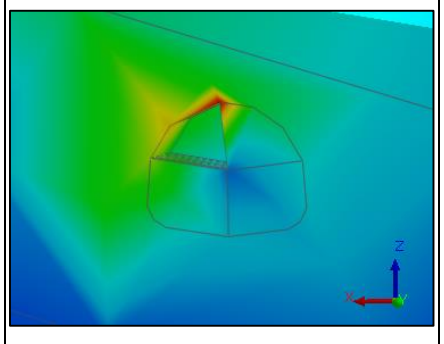
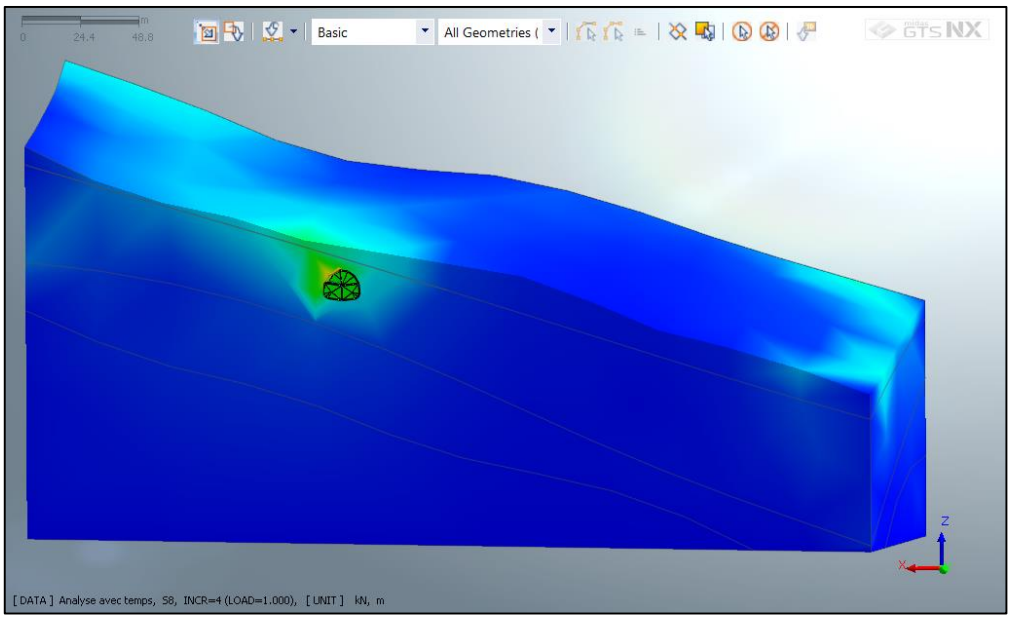
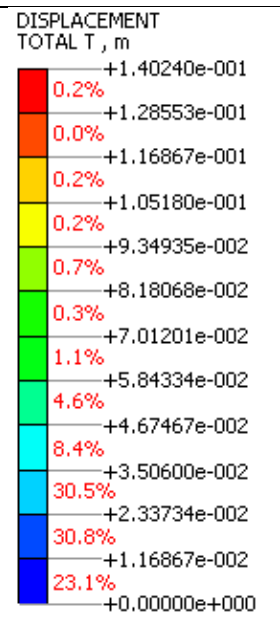
Annexe E

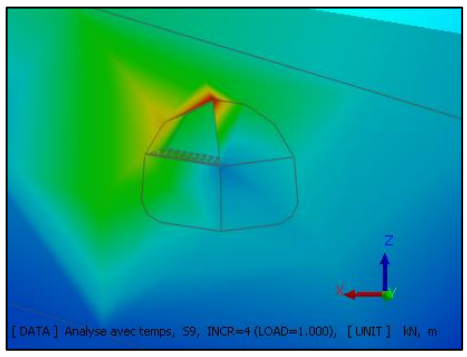
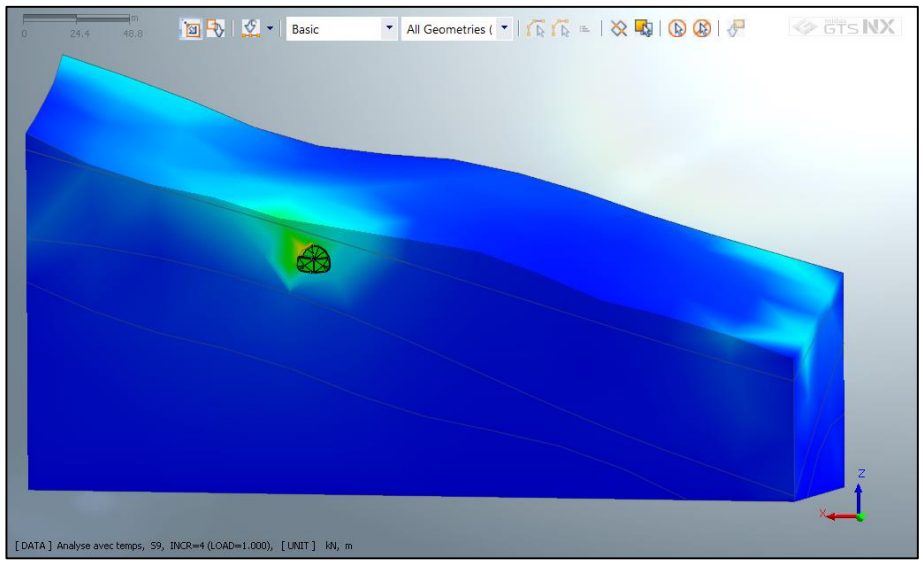
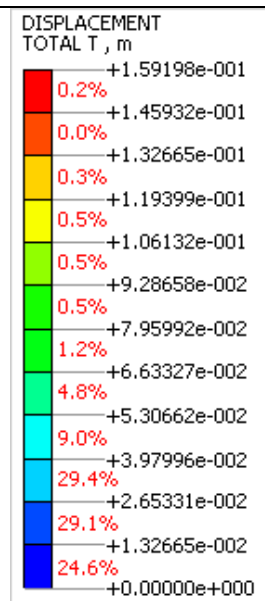
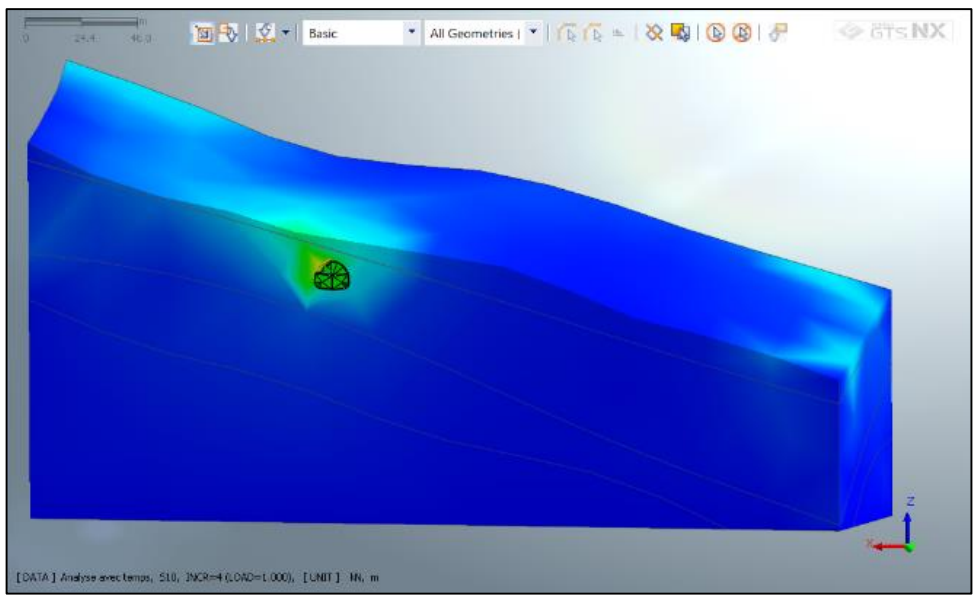
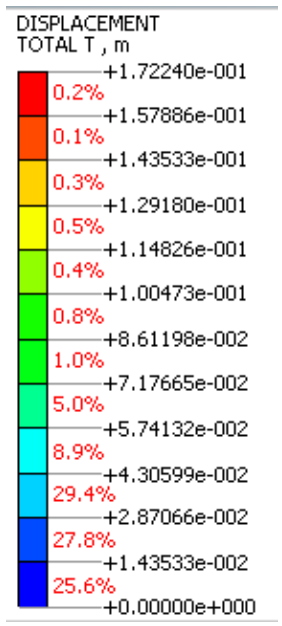
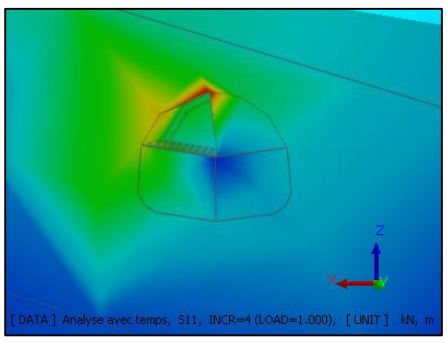
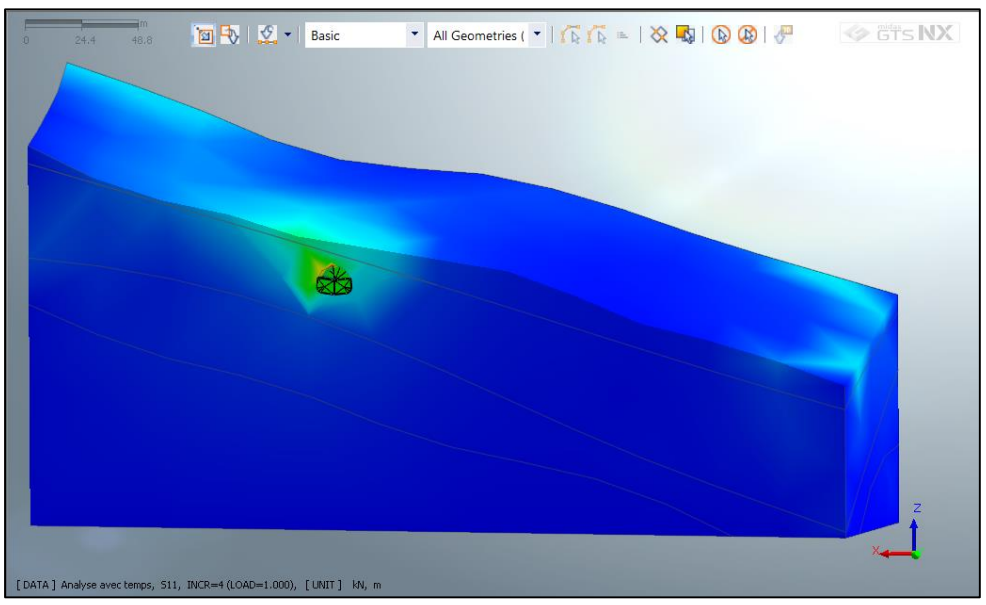
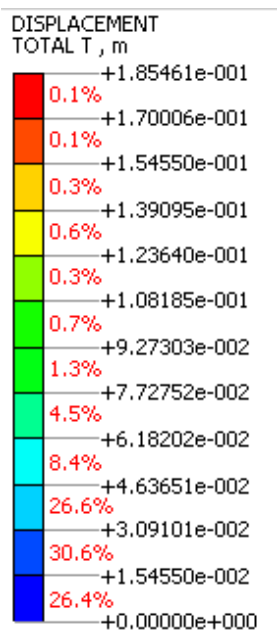
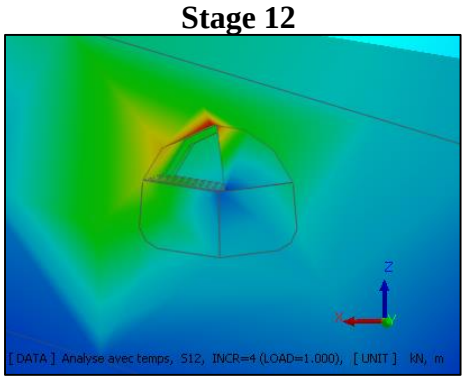
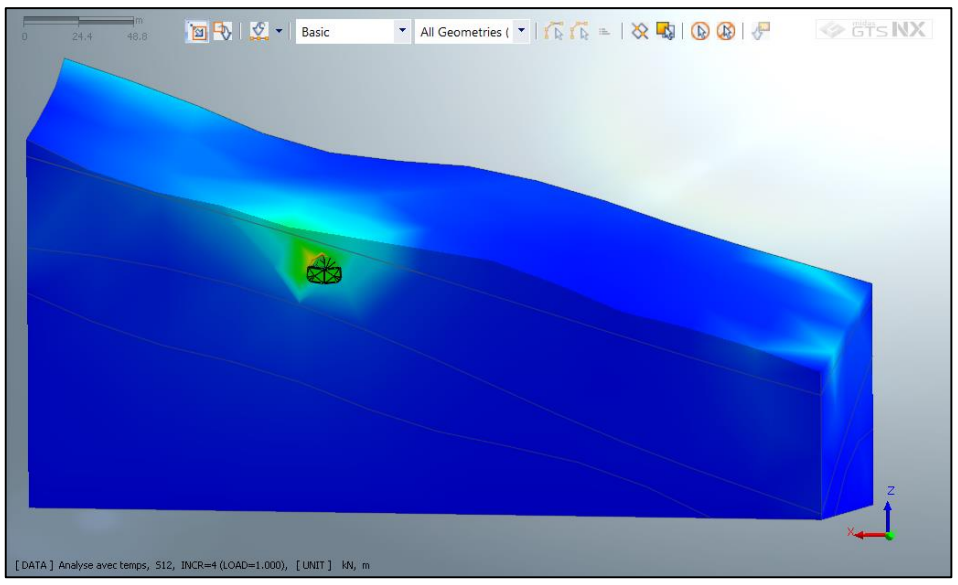
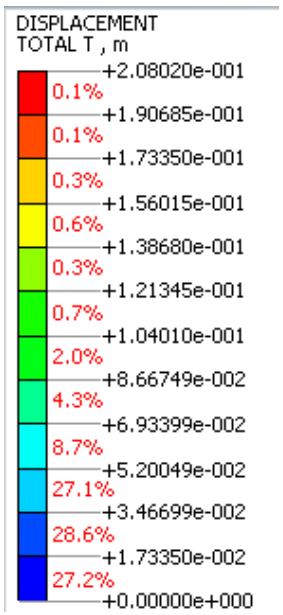
Tunnel autoroutier de SIDI AICH, Pénétrante de Béjaia				HADDAD & OUGUENOUNE	
RESUME DONNEES CONVERGENCE					
Points	LK 40+…	Date	Déplacement vertical (tassement) (mm)	Déplacement transversale (en travers) (mm)	Déplacement longitudinal (mm)
1	520.512	08/08/2019	305	205	-30
2	520.324	08/08/2019	340	310	-40
3	524.883	08/08/2019	150	-105	-35
1	511.4	01/08/2019	147	40	0
2	510.569	25/05/2019	205	175	-15
3	513.647	01/08/2019	205	(-65) le 22/02/2019	-15
1	504.708	01/08/2019	150	95	20
2	504.09	06/05/2019	250	225	20 le 25/12/2018
3	503.95	01/08/2019	190	(-50) le 10/03	-15
1	494.132	01/08/2019	205	50	25
2	494.747	01/08/2019	250	145	30
3	495.109	01/08/2019	200	(-65) le 02/04/2019	-30
2	582.655	08/09/2019	20	(-35) le 05/07/2019	0
1	574.617	08/08/2019	390		
1	521.815	27/07/2019	145	100	0
2	521.738	27/07/2019	157	105 le 27/05/2019	10 le 27/03/2019
3	522.563	03/08/2019	145	(-85) le 22/06/2019	-35
1	529.258	04/08/2019	170	55 le 30/06/2019	0
2	529.225	30/07/2019	120	55 le 21/05/2019	(-10) le 18/06/2019
3	529.988	08/08/2019	185	-25	(-90) le 11/07/2019
1	536.313	04/08/2019	180	50 le 26/05/2019	-5
2	536.214	04/08/2019	125	35 le 26/05/2019	(-15) le 14/07/2019
3	536.702	08/08/2019	215	(-70) le 11/07/2019	-25
1	544.824	04/08/2019	158	40 le 30/06/2019	(-5)
2	544.834	04/08/2019	140	25 le 26/05/2019	(-20) (14/07/2019)
3	544.888	08/08/2019	175	(-60) le 11/07/2017	(-10) le 06/06/2019
1	552.306	08/08/2019	93	4	-5
2	551.601	01/08/2019	100	25 le 30/05/2019	-10
3	550.981	08/08/2019	31	10 le 11/07/2019	(-2) le 04/07/2019
1	559.656	04/08/2019	58	15 le 02/06/2019	-2
2	559.753	04/08/2019	71	(-25) le 23/06/2019	(-6) le 23/06/2019
3	559.042	08/08/2019	30	(-35) le 11/07/2019	3
1	556.549	04/08/2019	49	12 le 26/05/2019	0
2	566.524	04/08/2019	74	26 le 26/05/2019	(-7) le 07/07/2019
3	565.935	06/08/2019			
1	574.36	09/08/2019	44	21	10 le 05/07/2019
2	574.002	09/08/2019	40	28	(-15) le 21/06/2019
3	572.717	06/08/2019	14	(-30) le 09/07/2019	2
1	580.12	08/08/2019	30		
2	580.089	08/08/2019	34	44	(-14) le 11/07/2019
3	580.839	09/08/2019	2	-6	-2
1	587.628	09/08/2019	2	-2	-1
2	587.511	09/08/2019	5	(-35) le 12/07/2019	4

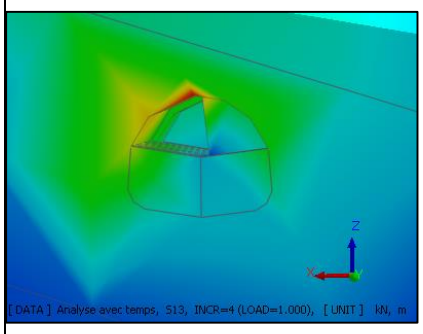
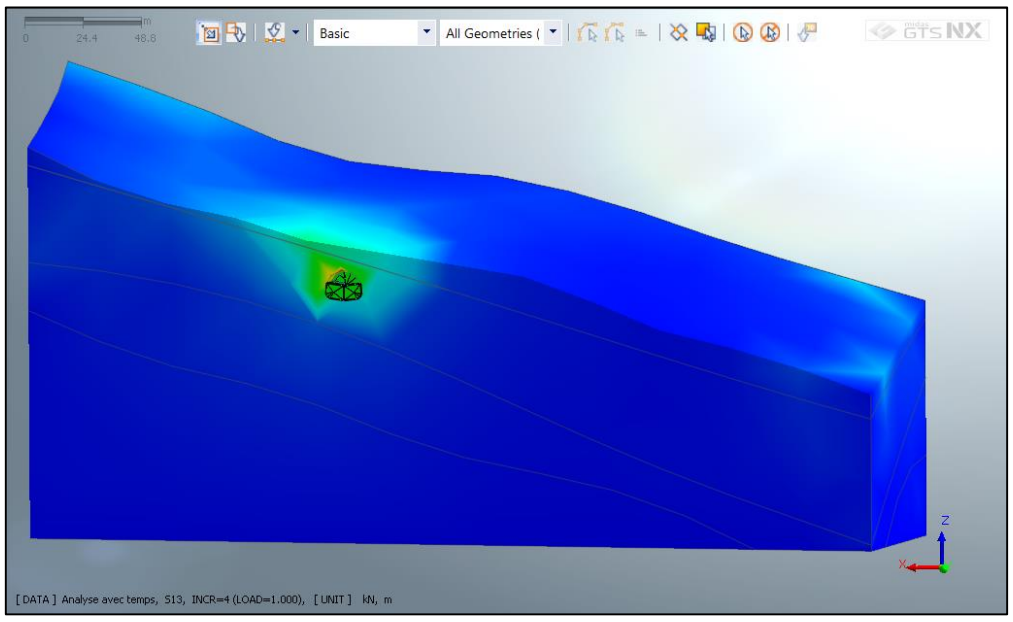
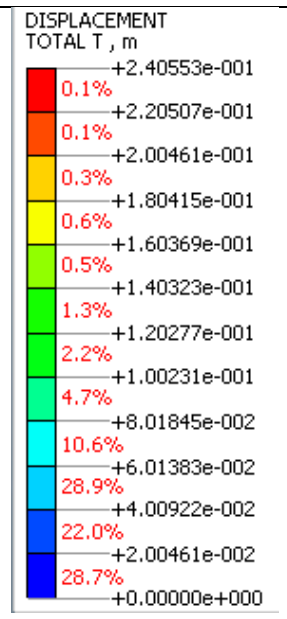
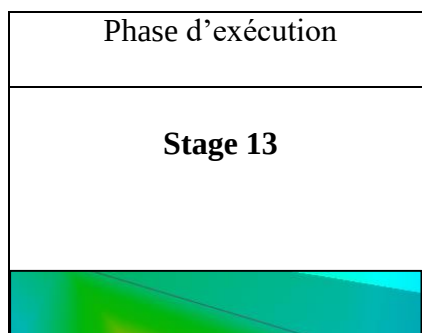
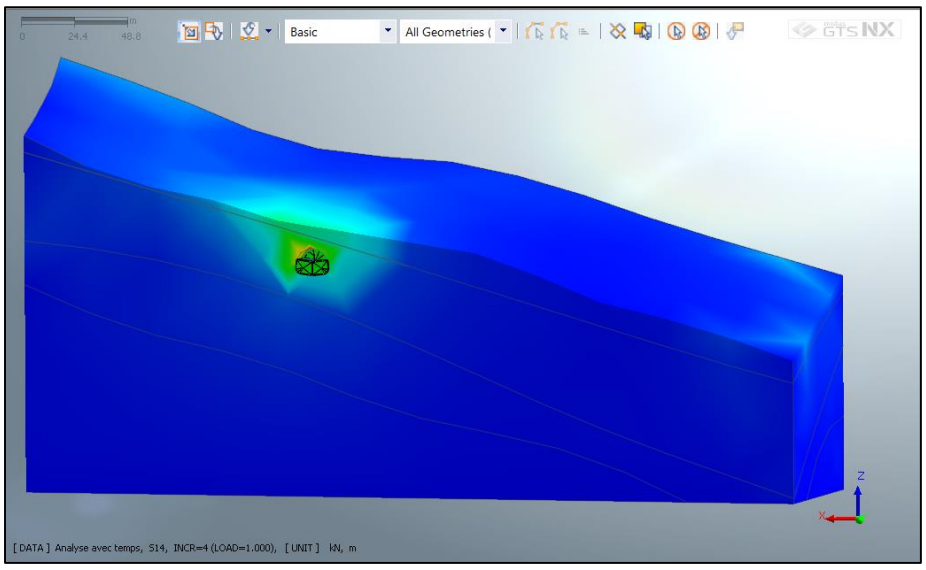
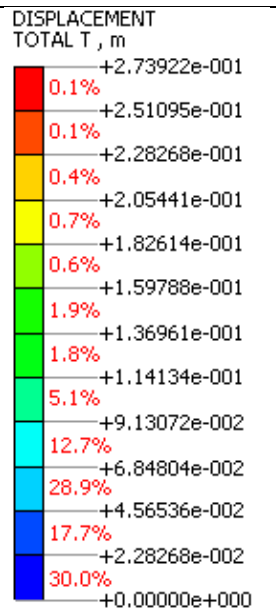
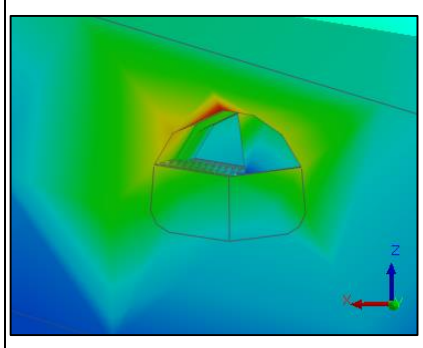
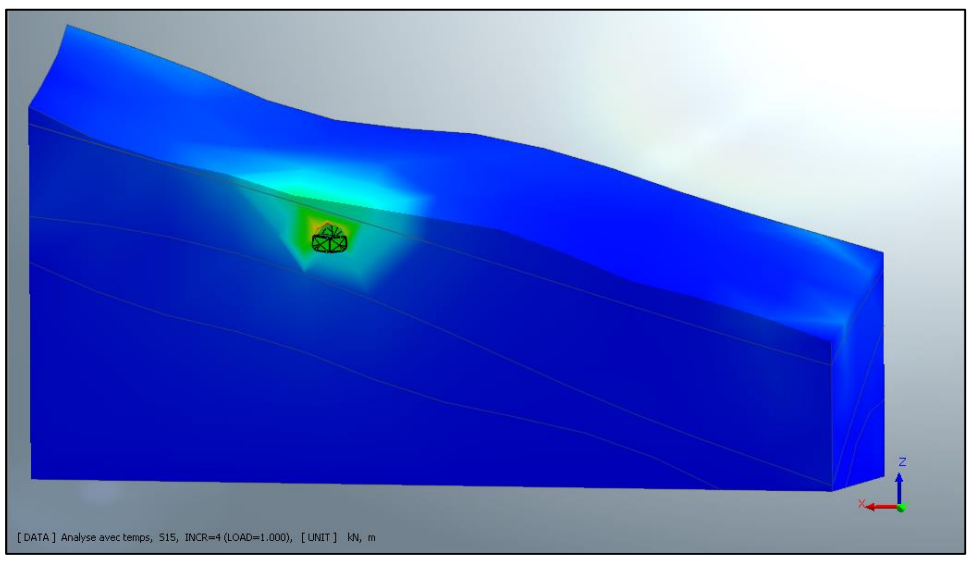
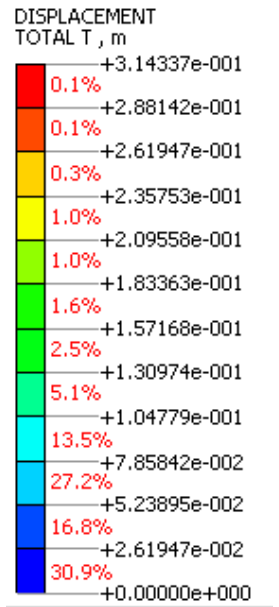
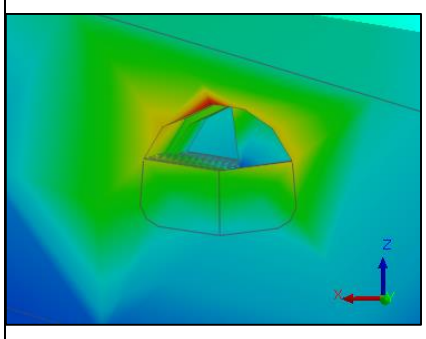
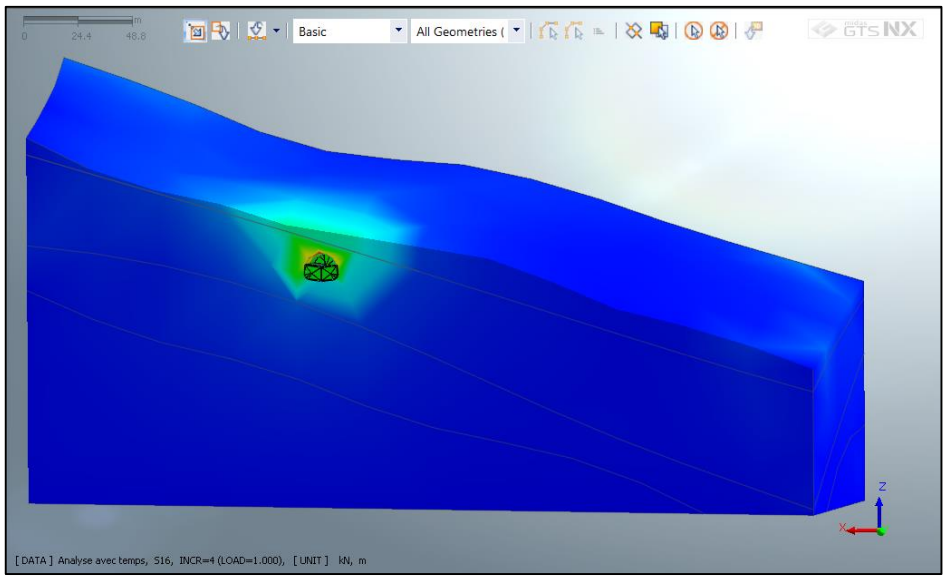
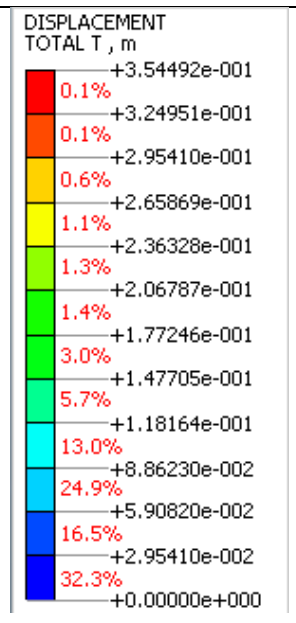
3					
1	595.69	08/08/2019	4		
2	595.631	08/08/2019	4	45 le 27/07/2019	4
3	550.981	08/08/2019	31	10 le 11/07/2019	(-2) le 04/07/2019
1	559.656	04/08/2019	58	15 le 02/06/2019	-2
2	559.753	04/08/2019	71	(-25) le 23/06/2019	(-6) le 23/06/2019
3	559.042	08/08/2019	30	(-35) le 11/07/2019	3
1	556.549	04/08/2019	49	12 le 26/05/2019	0
2	566.524	04/08/2019	74	26 le 26/05/2019	(-7) le 07/07/2019
3	565.935	06/08/2019			
1	574.36	09/08/2019	44	21	10 le 05/07/2019
2	574.002	09/08/2019	40	28	(-15) le 21/06/2019
3	572.717	06/08/2019	14	(-30) le 09/07/2019	2
1	580.12	08/08/2019	30		
2	580.089	08/08/2019	34	44	(-14) le 11/07/2019
3	580.839	09/08/2019	2	-6	-2
1	587.628	09/08/2019	2	-2	-1
2	587.511	09/08/2019	5	(-35) le 12/07/2019	4
3					
1	595.69	08/08/2019	4		
2	595.631	08/08/2019	4	45 le 27/07/2019	4
3					
1	603.196	09/08/2019	1		
2	603.216	05/08/2019	-15		
3					
1	432.39	06/12/2018	175	71 le 06/11/2018	85
2	432.733	06/12/2018	159	98 le 06/11/2018	94
3	434.795	08/12/2018	235	-140	35
1	465.369	04/12/2018	240	65	45
2	464.779	04/12/2018	213	75	30 le 27/11/2018
3	464.035	07/12/2018	200	-100	16 le 13/11/2018
1	471.028	07/12/2018	150	93	5 le 23/11/2018
2	469.091	07/12/2018	160	65	25 le 25/11/2018
3	470.449	08/11/2018	4	-5	-1
1	477.09	08/12/2018	42	41	-3
2	477.279	08/12/2018	50	44	(-4)
3					
1	460.695	05/11/2018	80	20	(-5) (22/10/2018)
2	460.932	05/11/2018	85	31	(-40) (17/09/2018)
3	458.638	10/12/2018	200	(-35)	30
1	474.633	06/12/2018	160	95	50
2	474.875	06/12/2018	150	105	65
3	475.6	30/10/2018	6	(-4) (22/10/2018)	7
1	484.797	18/10/2018			
2	481.782	18/10/2018			
3	479.953	11/12/2018	160	(-35)	(-20)
1	490.784	07/12/2018	165	51	50
2	488.898	07/12/2018	159	75	50
3	487.907	11/12/2018	158	(-37)	2
1	494.132	10/12/2018	90	34	21
2	494.747	10/12/2018	90	55	29 (06/12/2018)
3	495.109				
1					
2	497.819	11/12/2018	36	46	24 (07/12/2018)
1	504.708	10/12/2018	51	59	25
2	504.09	08/12/2018	31	66	28

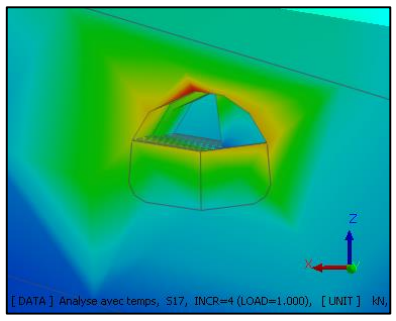
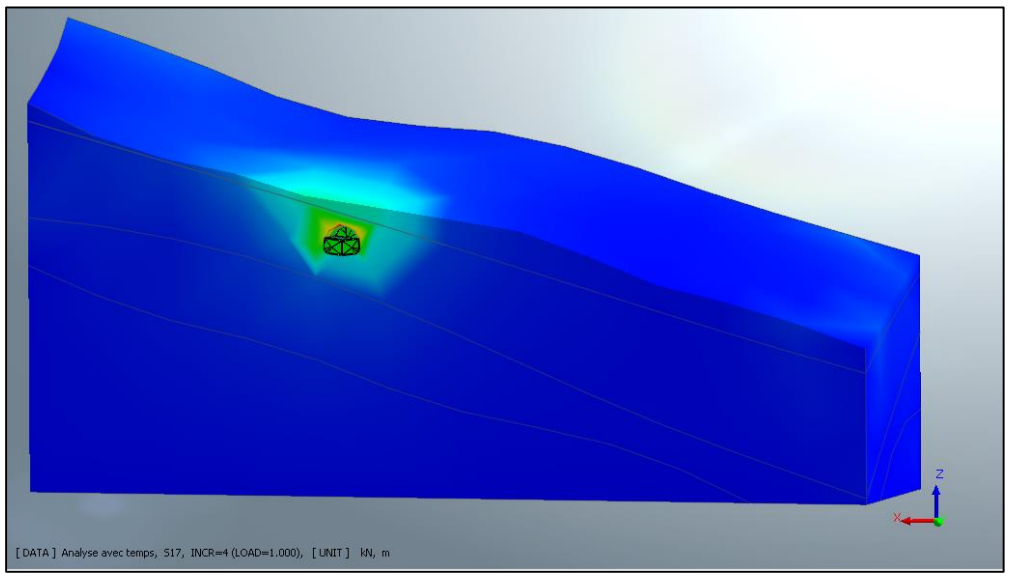
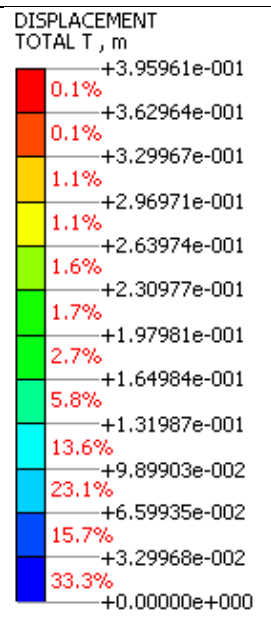
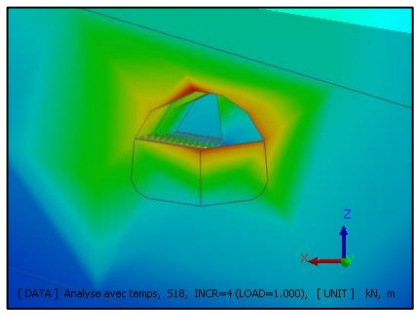
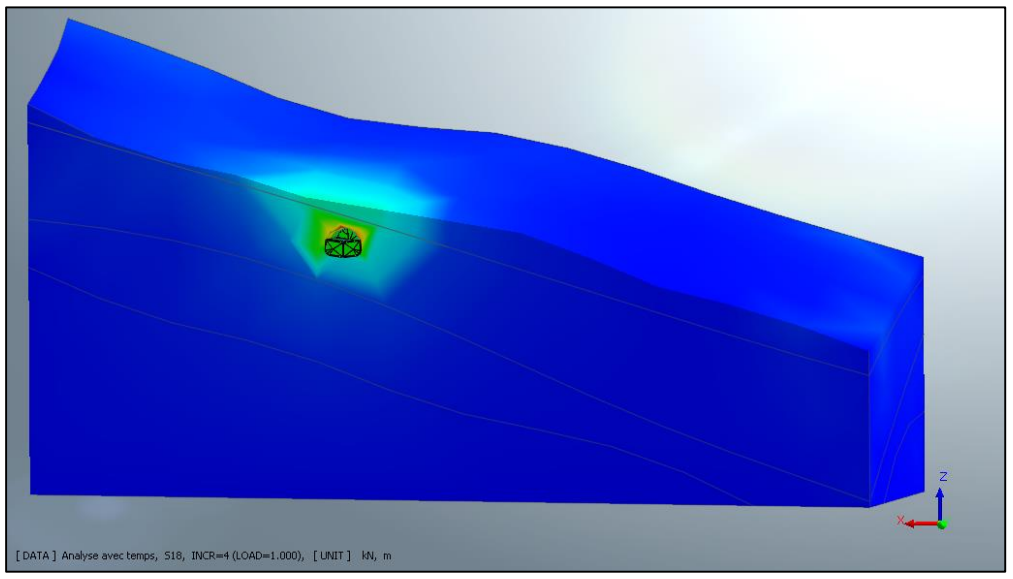
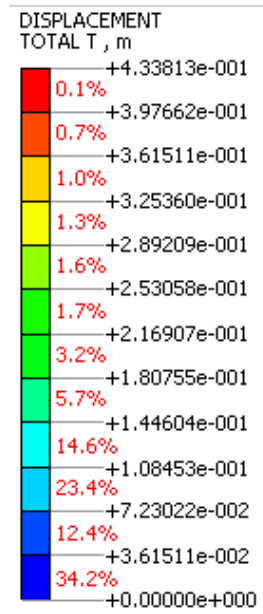
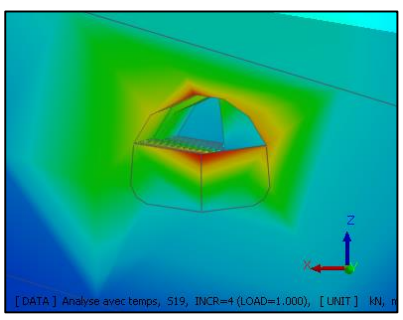
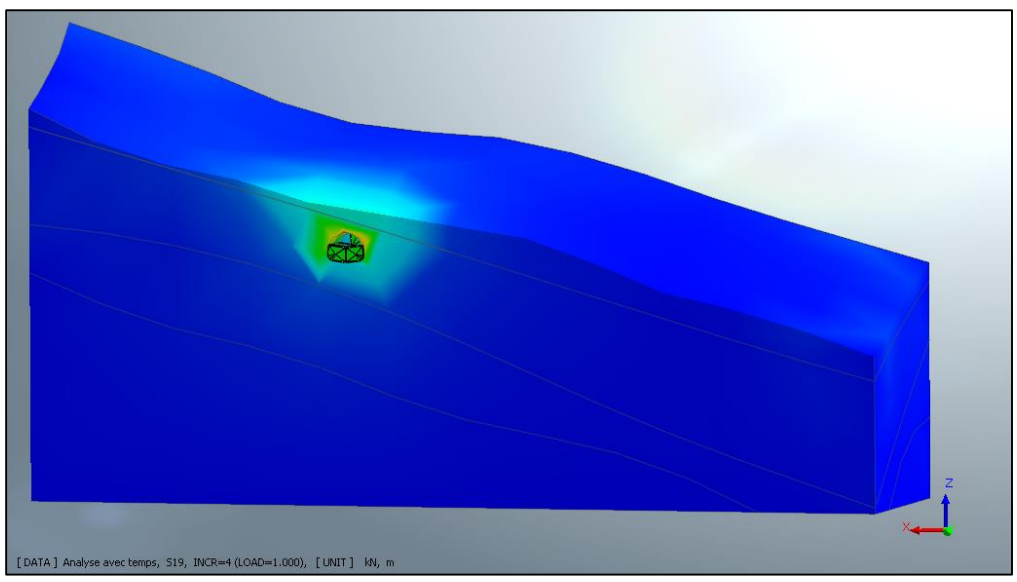
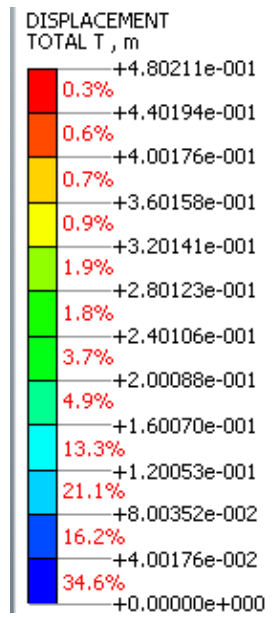
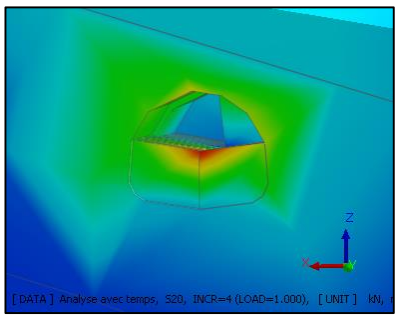
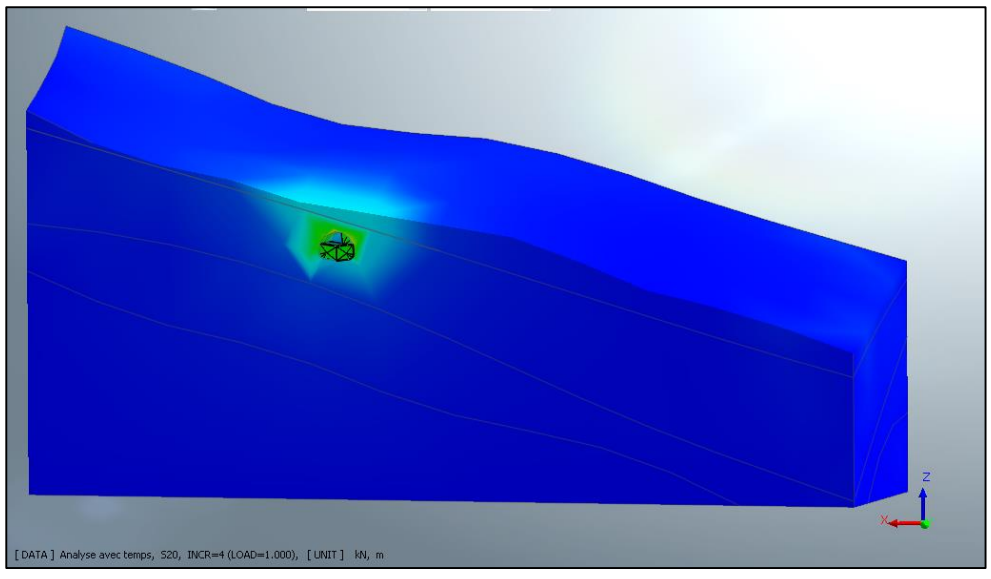
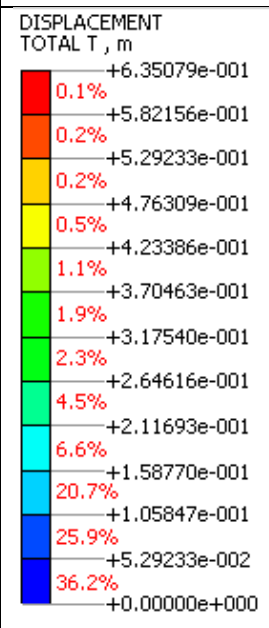
Annexe F

Phase d'exécution	Spectre de couleur représentant les déplacements	Echelle
Stage 1 		
Stage 2 		
Stage 3 		
Stage 4 		

Phase d'exécution	Spectre de couleur représentant les déplacements	Echelle
Stage 5 		
Stage 6 		
Stage 7 		
Stage 8 		

Phase d'exécution	Spectre de couleur représentant les déplacements	Echelle
Stage 9 		
Stage 10 		
Stage 11 		
Stage 12 		

Phase d'exécution	Spectre de couleur représentant les déplacements	Echelle
Stage 13 		
Stage 14 		
Stage 15 		
Stage 16 		

Phase d'exécution	Spectre de couleur représentant les déplacements	Echelle
Stage 17 		
Stage 18 		
Stage 19 		
Stage 20 		

Annexe G

Rapport d'inspection sur un tronçon revêtu du tunnel au portail Nord- tube EST

Réalisé par Massila OUGUENOUNE & Imene HADDAD





Encadré par

Monsieur Abdelatif Kermiche

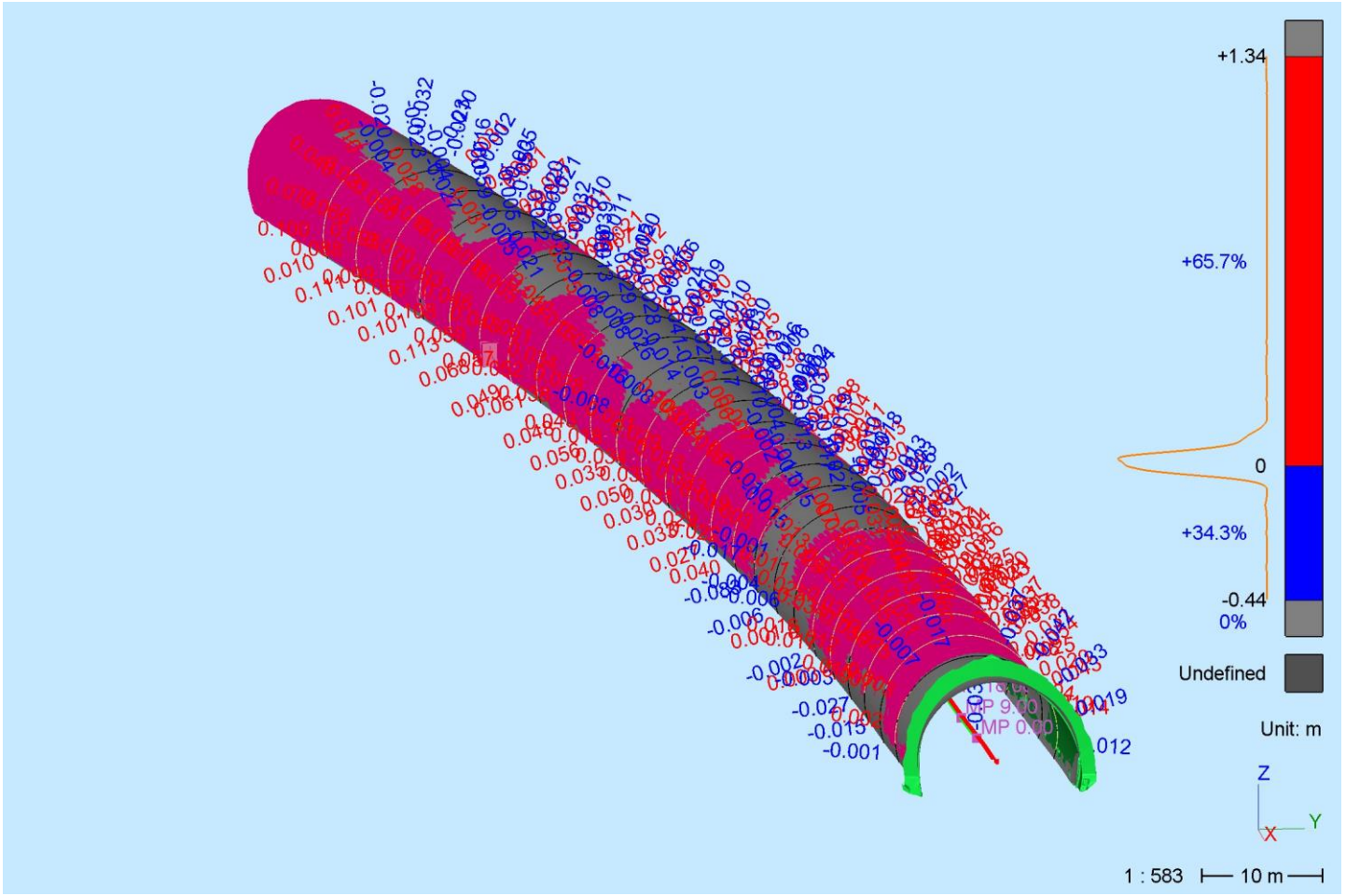
Dans le cadre du projet de fin d'étude

Etude de déformations apparues lors des travaux d'excavation du tunnel de Sidi-Aïch Béjaia

03/06/2021

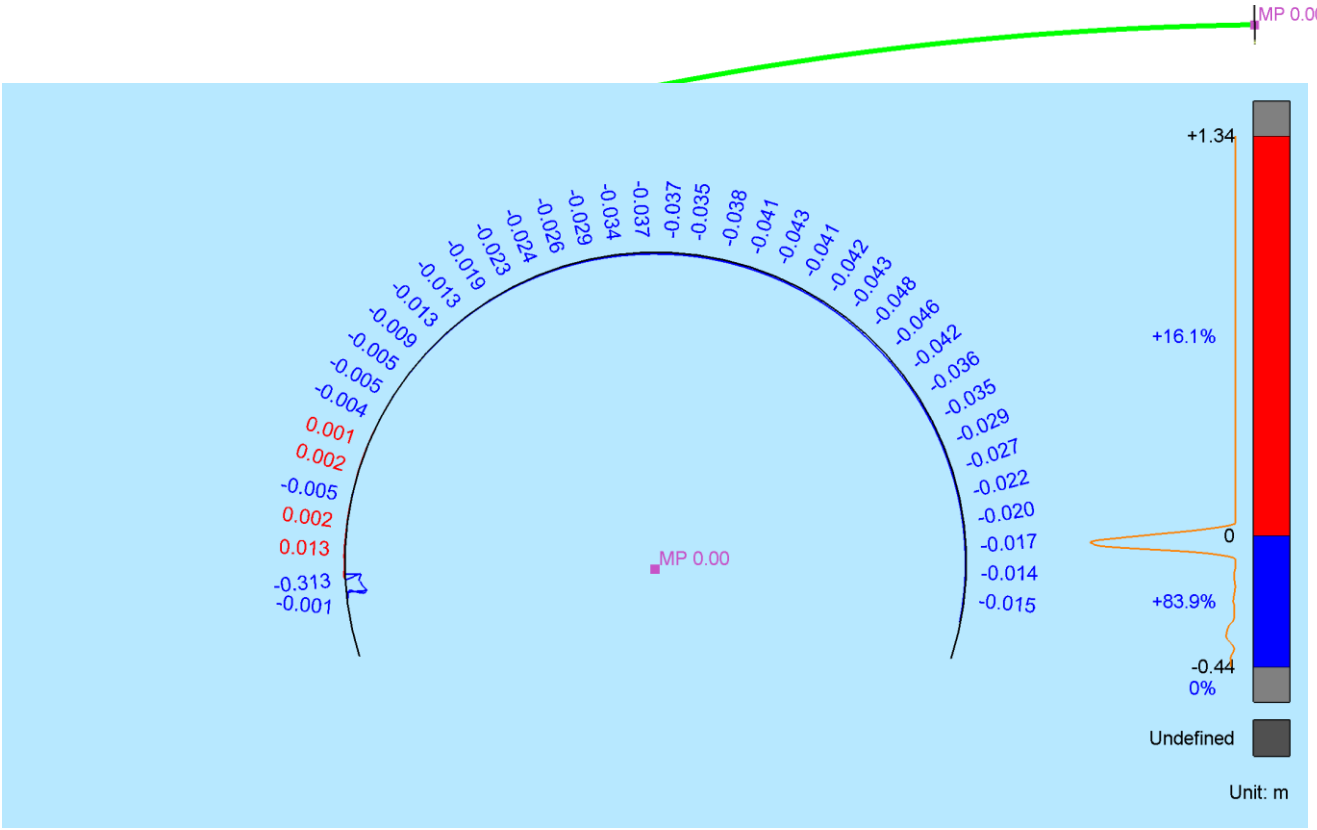
Inspect Mesh vs Mesh

Theoretical: Section prévue
Measure: Section réelle

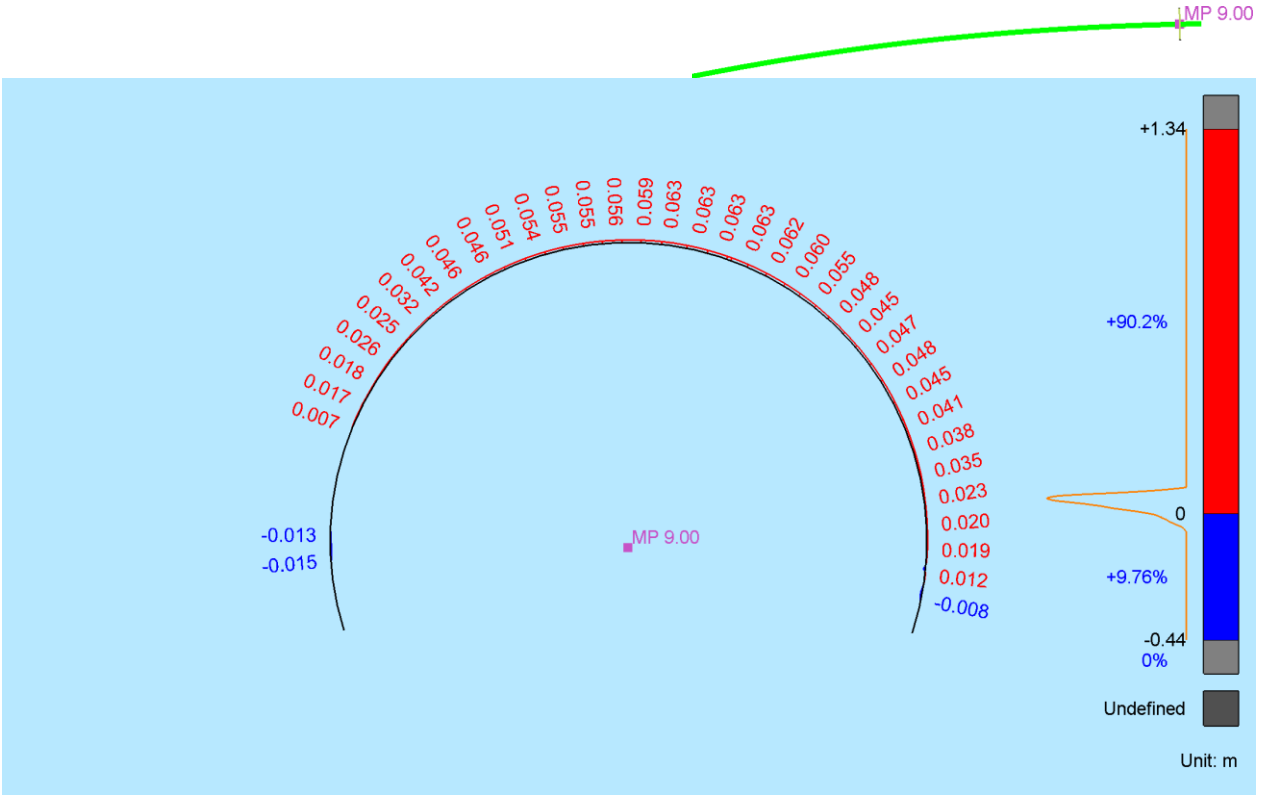


Section	Average Dev. (m)	Min. Dev. (m)	Max. Dev. (m)
MP 0.00	-0.05722	-0.4398	0.02895
MP 9.00	0.03786	-0.03785	0.07096
MP 18.00	0.01537	-0.15449	0.0451
MP 27.00	0.03077	-0.01056	0.05035
MP 36.00	0.02761	0.00228	0.04016
MP 45.00	0.01977	-0.01535	0.04211
MP 54.00	-0.00749	-0.23294	0.03039
MP 63.00	-0.01299	-0.07773	0.03476
MP 72.00	-0.00394	-0.08309	0.03759
MP 81.00	0.00294	-0.1721	0.05201
MP 90.00	0.02026	-0.0096	0.07328
MP 99.00	0.01398	-0.01483	0.03968
MP 108.00	0.01047	-0.0219	0.04228
MP 117.00	0.00461	-0.03414	0.05027
MP 126.00	-0.00839	-0.04892	0.03515
MP 135.00	0.01279	-0.03791	0.05908
MP 144.00	0.01356	-0.03573	0.06115
MP 153.00	0.32016	-0.03966	1.34175
MP 162.00	0.01589	-0.04742	0.08706
MP 171.00	0.02061	-0.03463	0.08756
MP 180.00	0.04528	-0.02705	0.1243
MP 189.00	0.01439	-0.13479	0.12575
MP 198.00	0.04809	-0.02172	0.12935
MP 207.00	0.04063	-0.03637	0.13203
MP 216.00	0.04732	-0.03306	0.14245

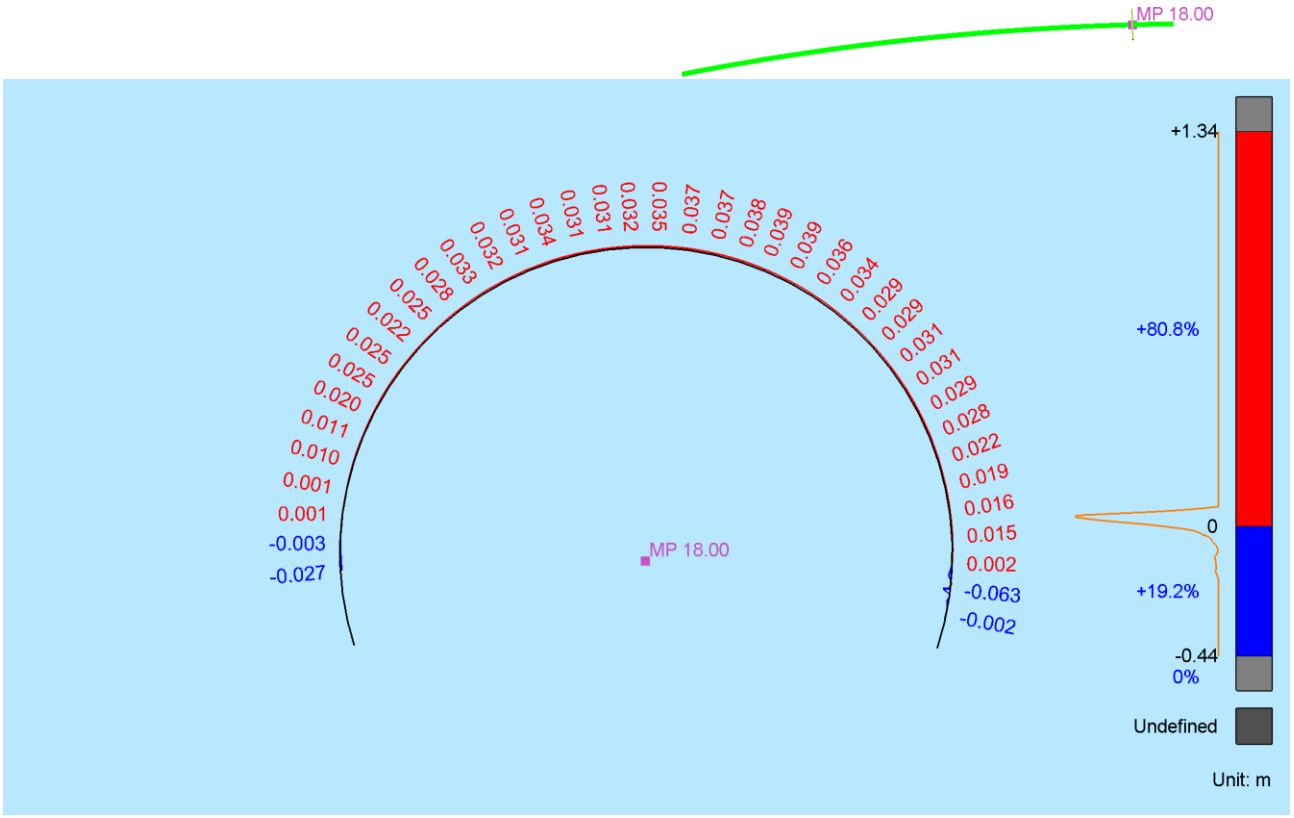
MP 0.00


MP 0.00
-0.034
-0.037
-0.037
-0.035
-0.038
-0.041
-0.043
-0.041
-0.042
-0.043
-0.048
-0.046
-0.042
-0.036
-0.035
-0.029
-0.027
-0.022
-0.020
-0.017
-0.014
-0.015
-0.029
-0.026
-0.024
-0.023
-0.019
-0.013
-0.013
-0.009
-0.005
-0.005
-0.004
0.001
0.002
-0.005
0.002
0.013
-0.313
-0.001
MP 0.00
+1.34
+16.1%
0
+83.9%
-0.44
0%
Undefined
Unit: m

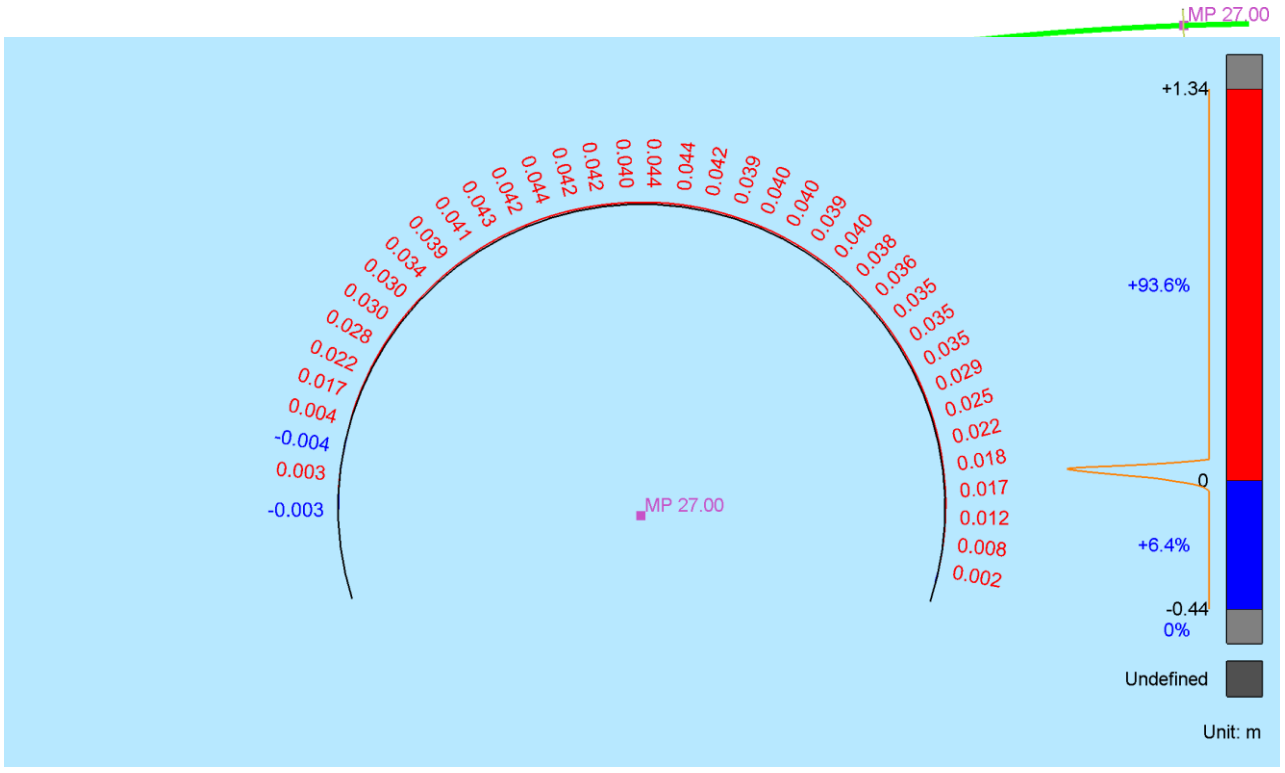
MP 9.00


MP 9.00
0.059
0.063
0.063
0.063
0.062
0.060
0.055
0.048
0.045
0.047
0.048
0.045
0.041
0.038
0.035
0.023
0.020
0.019
0.012
-0.008
0.055
0.056
0.055
0.054
0.051
0.046
0.046
0.042
0.032
0.025
0.026
0.018
0.017
0.007
-0.013
-0.015
MP 9.00
+1.34
+90.2%
0
+9.76%
-0.44
0%
Undefined
Unit: m

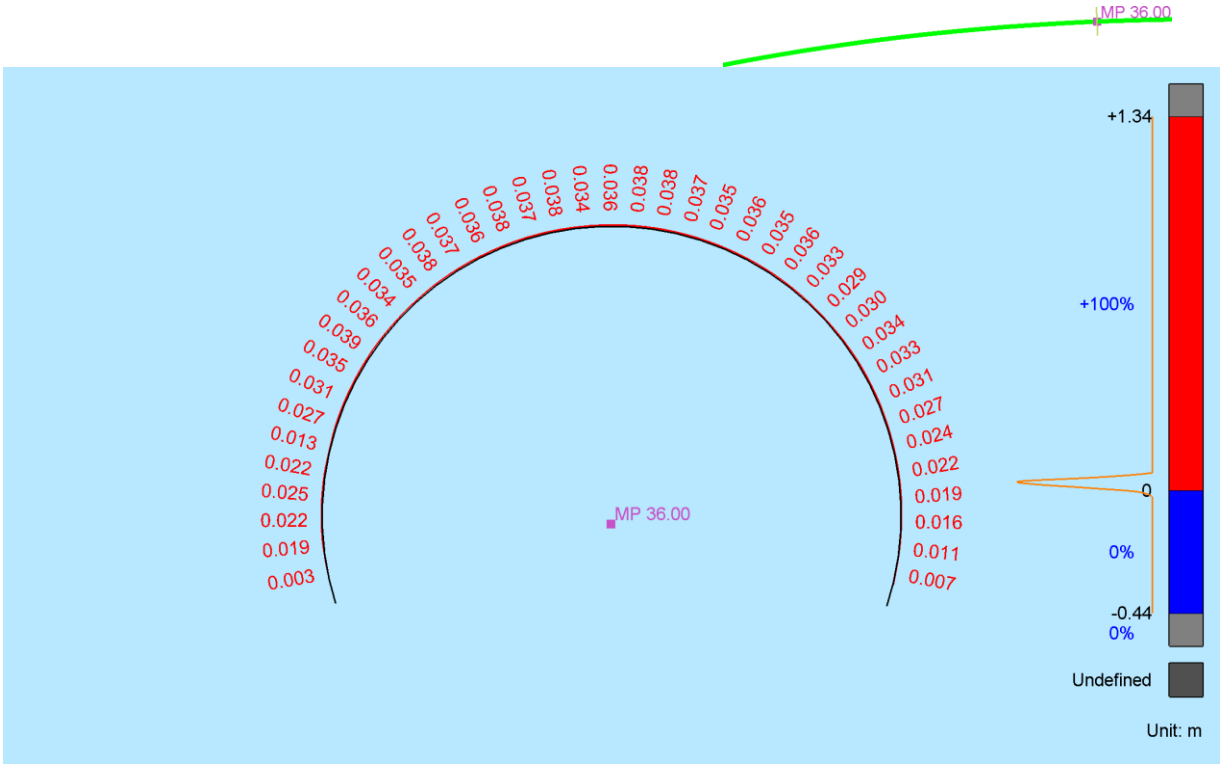
MP 18.00



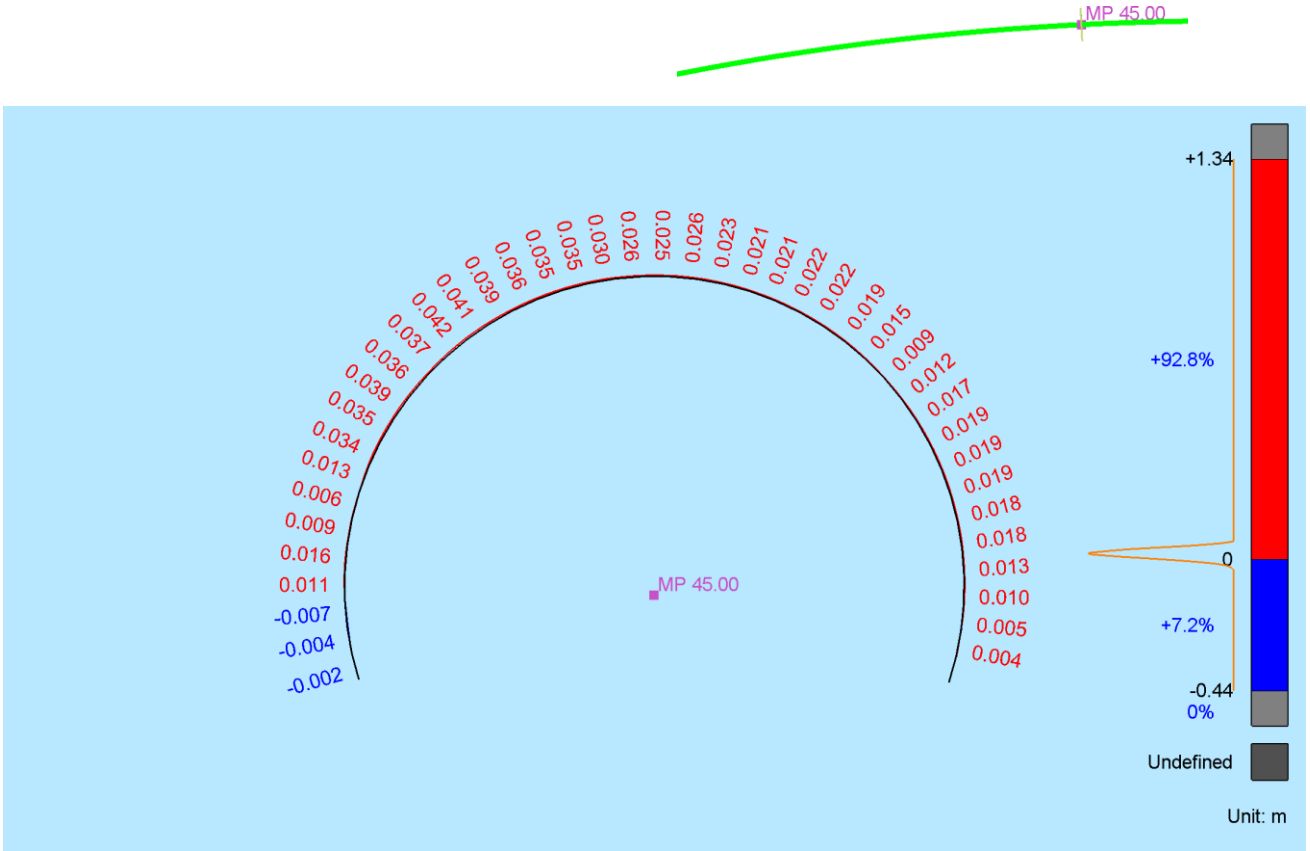
MP 27.00



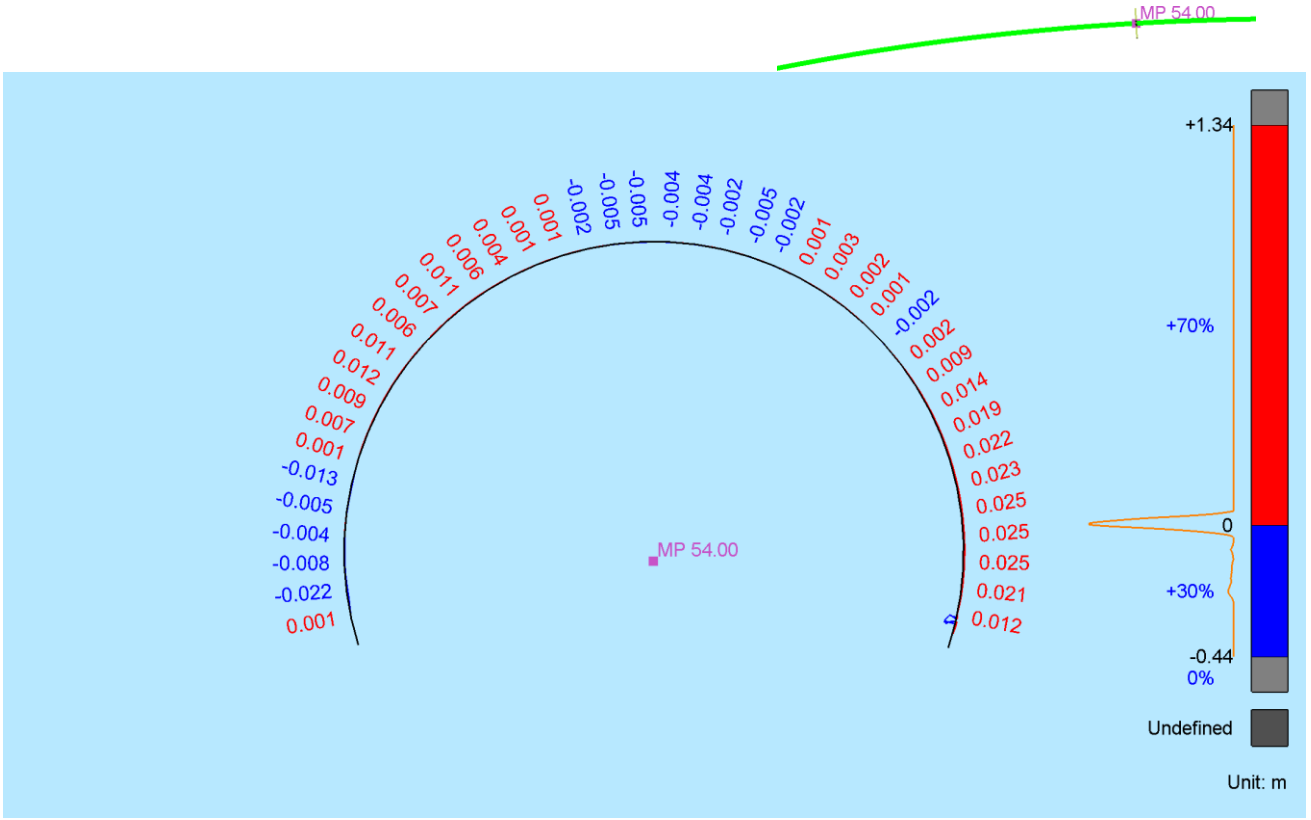
MP 36.00



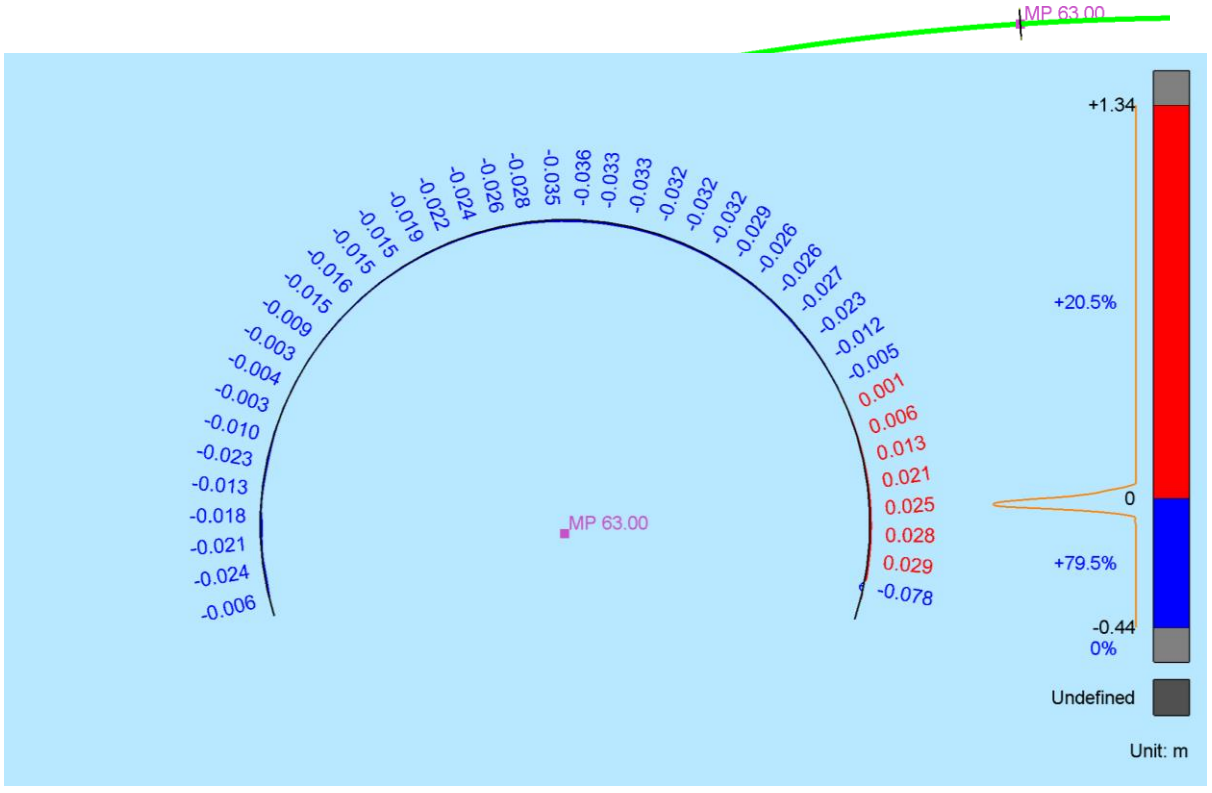
MP 45.00



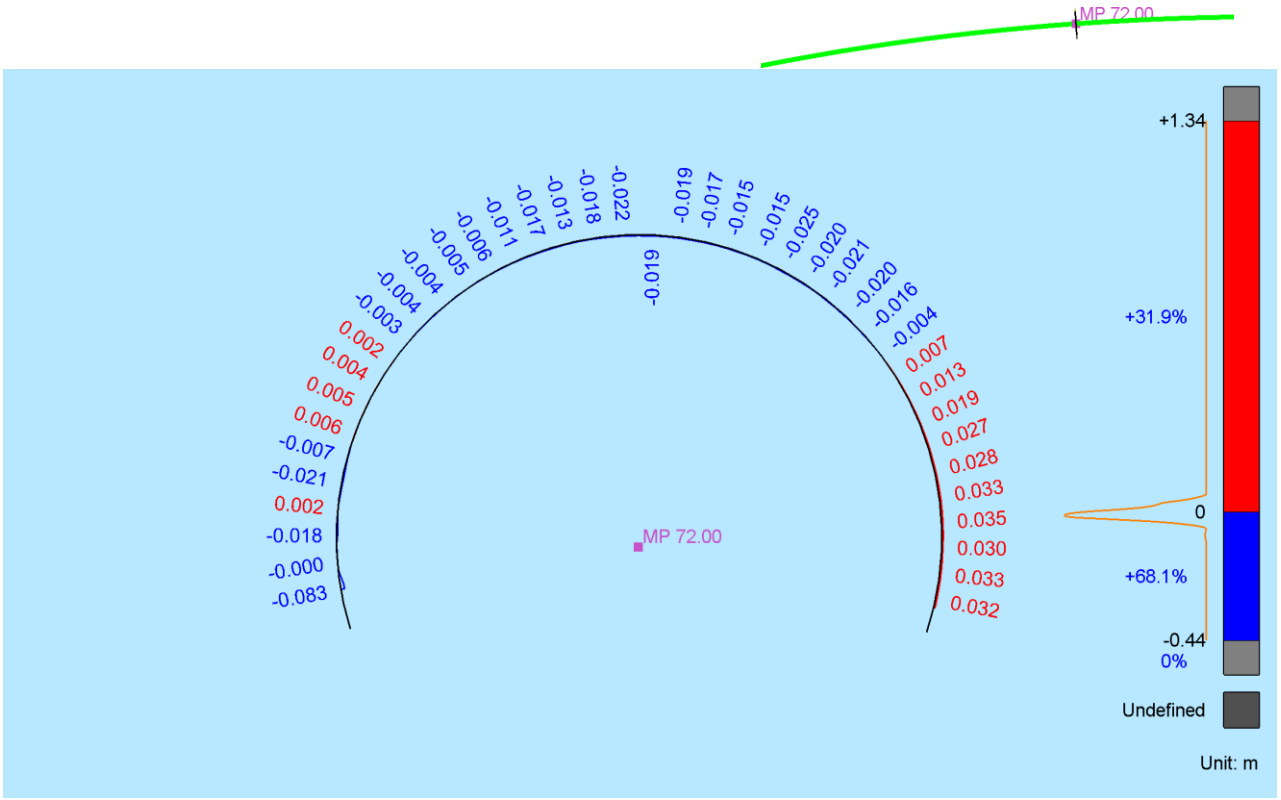
MP 54.00



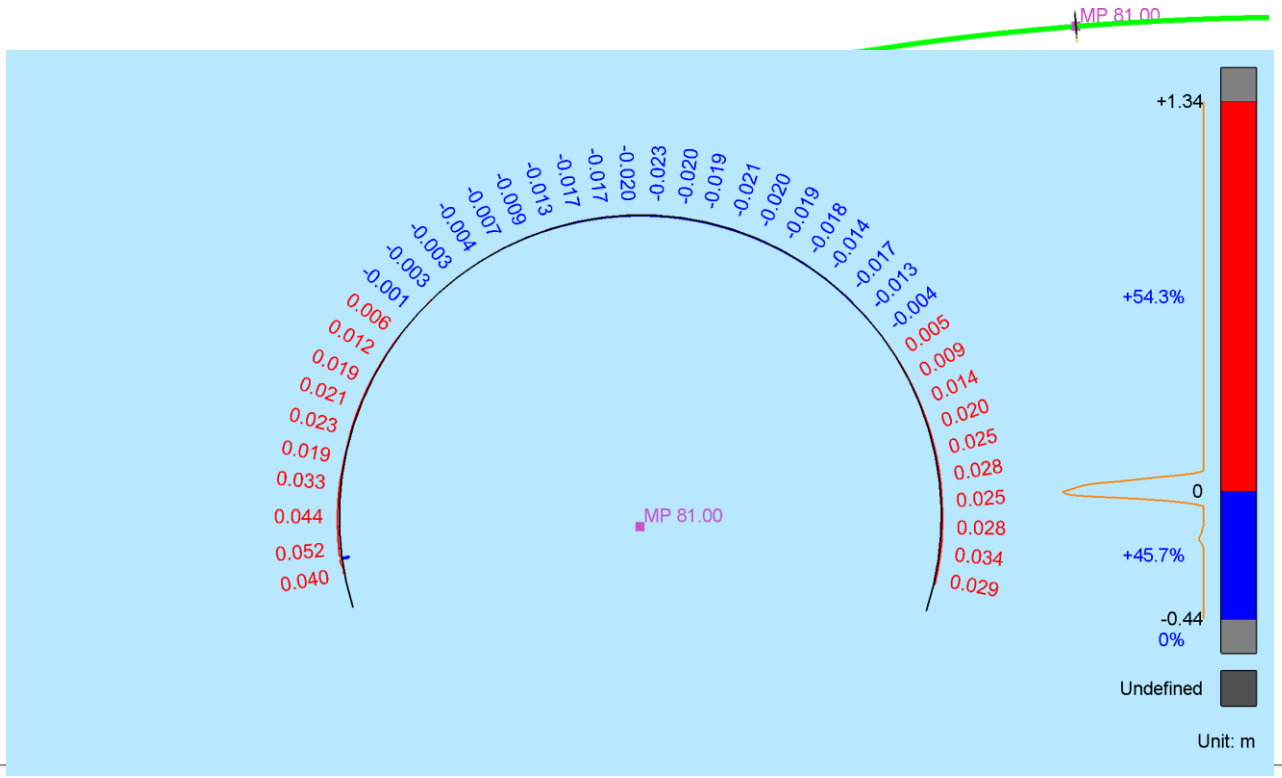
MP 63.00



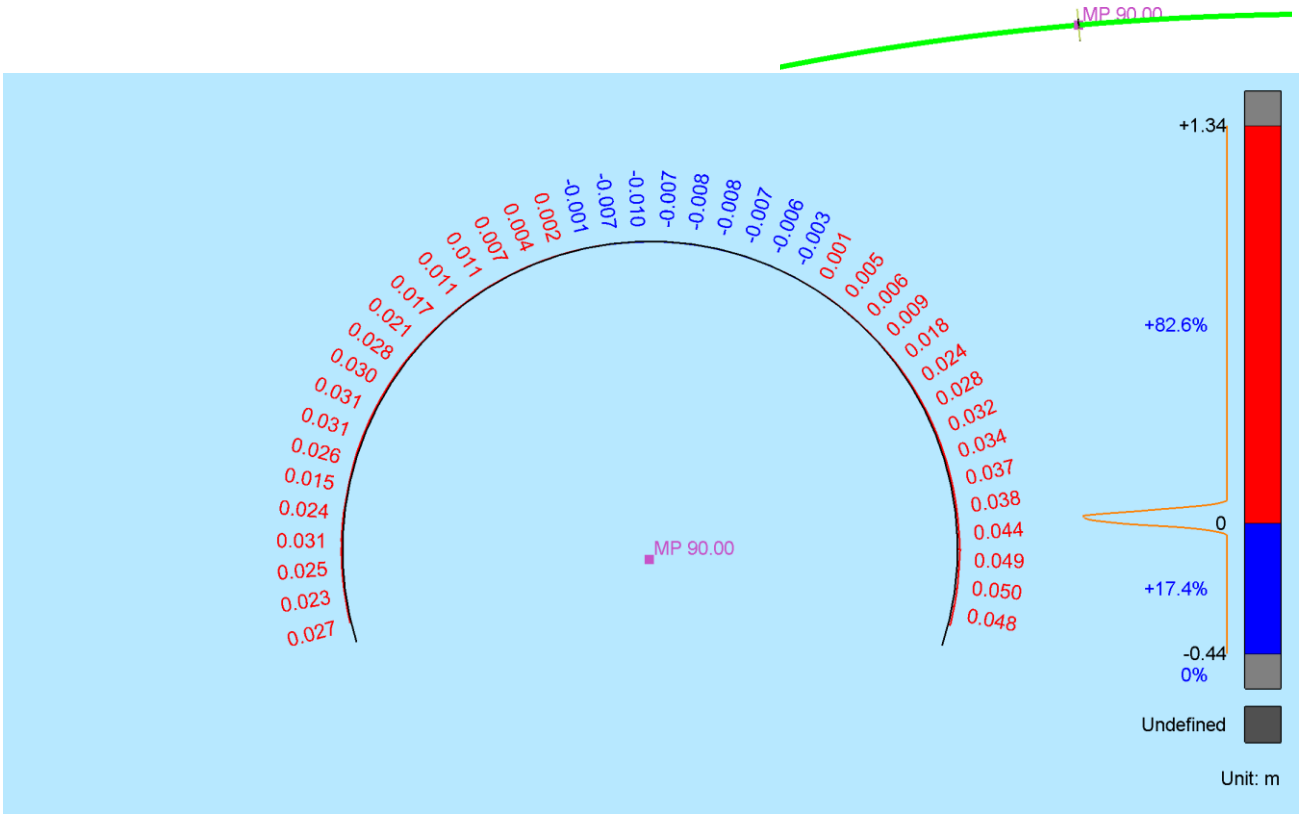
MP 72.00



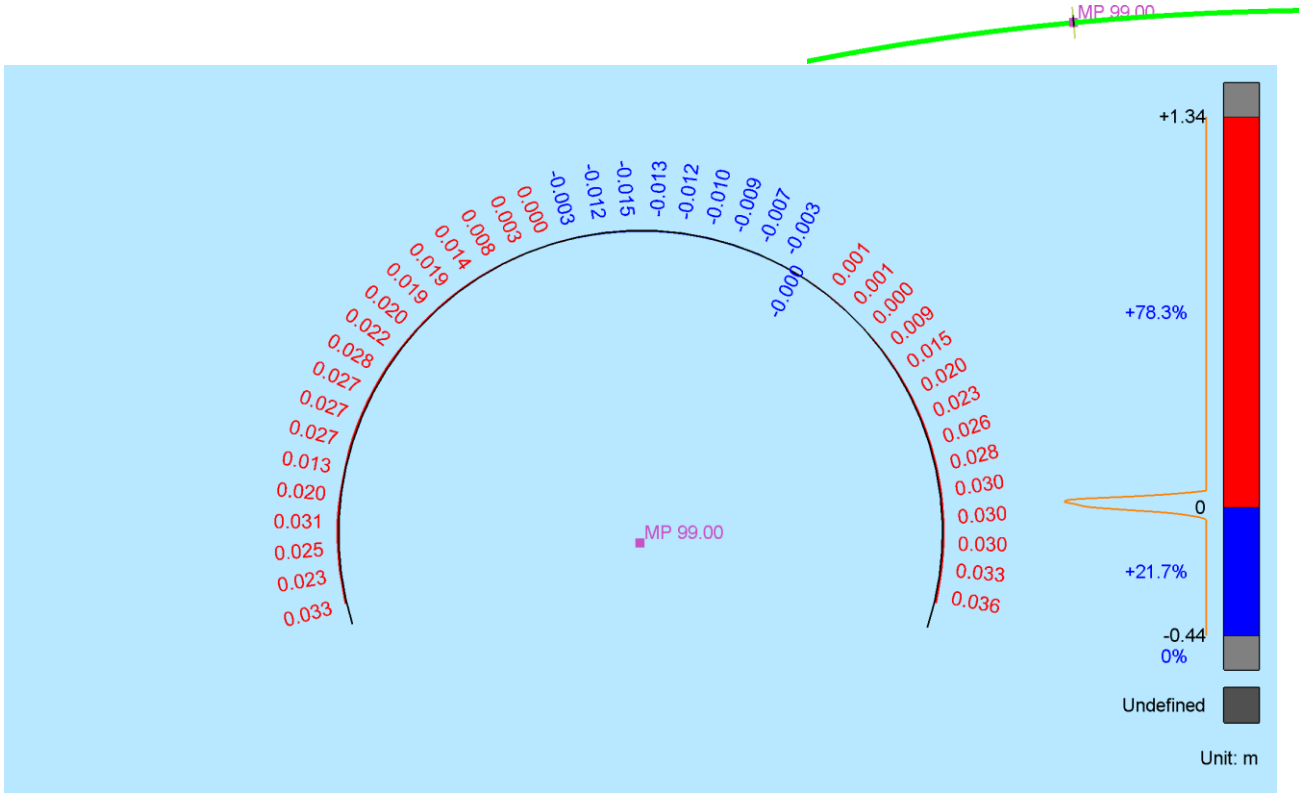
MP 81.00



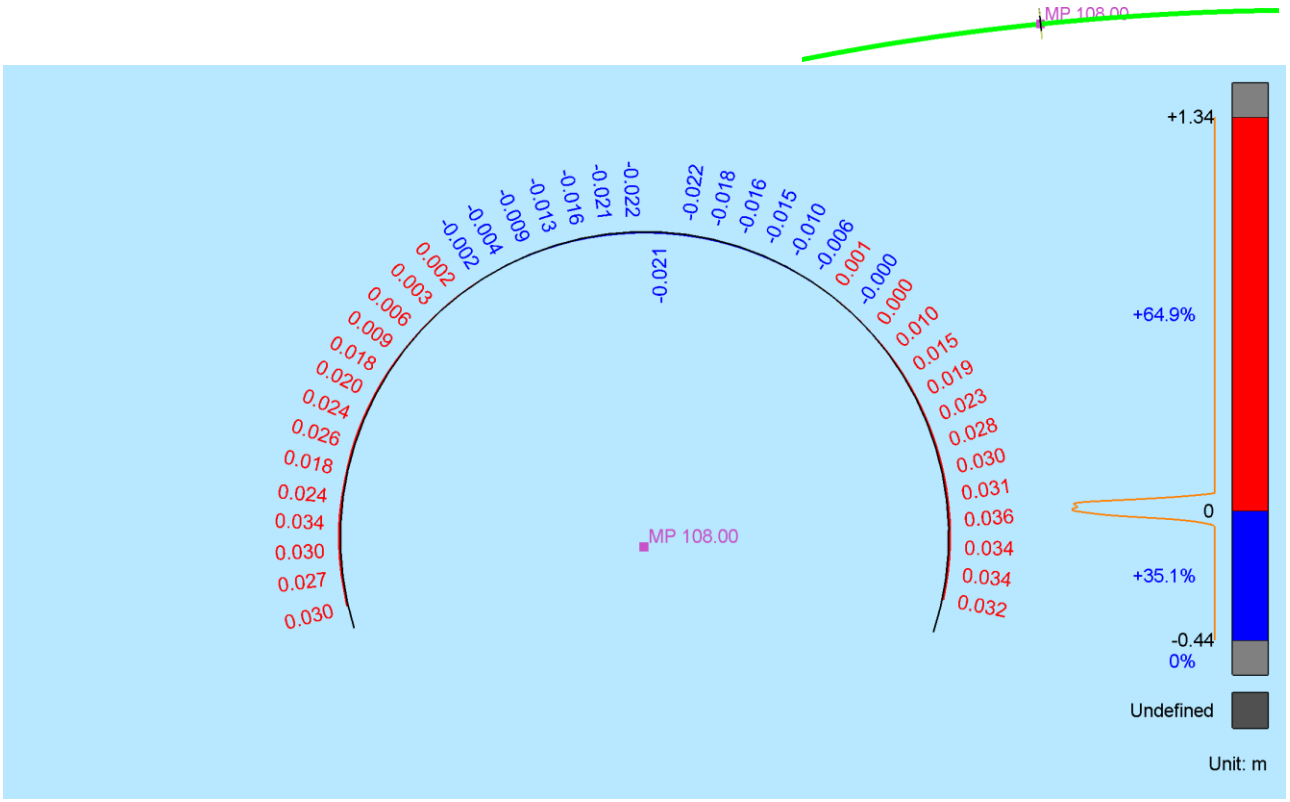
MP 90.00



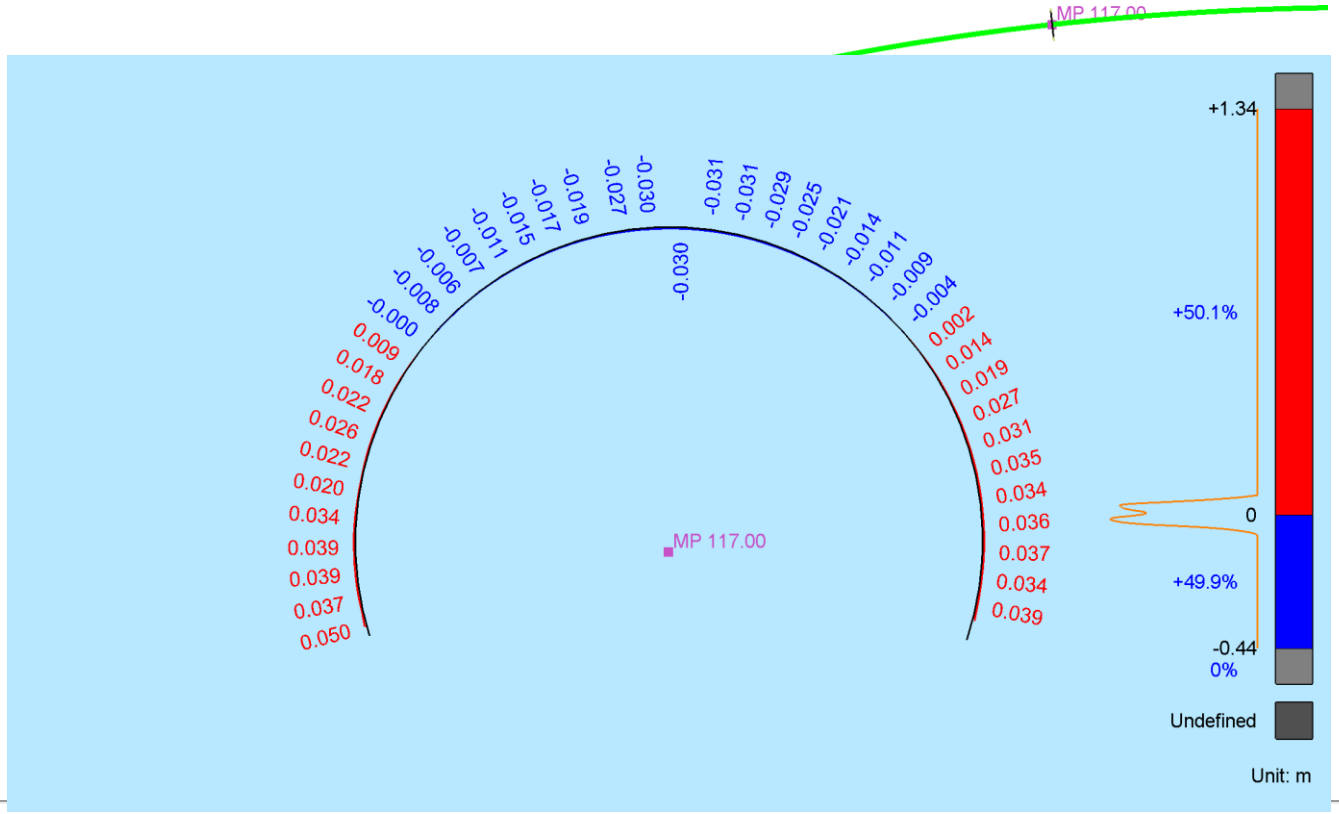
MP 99.00



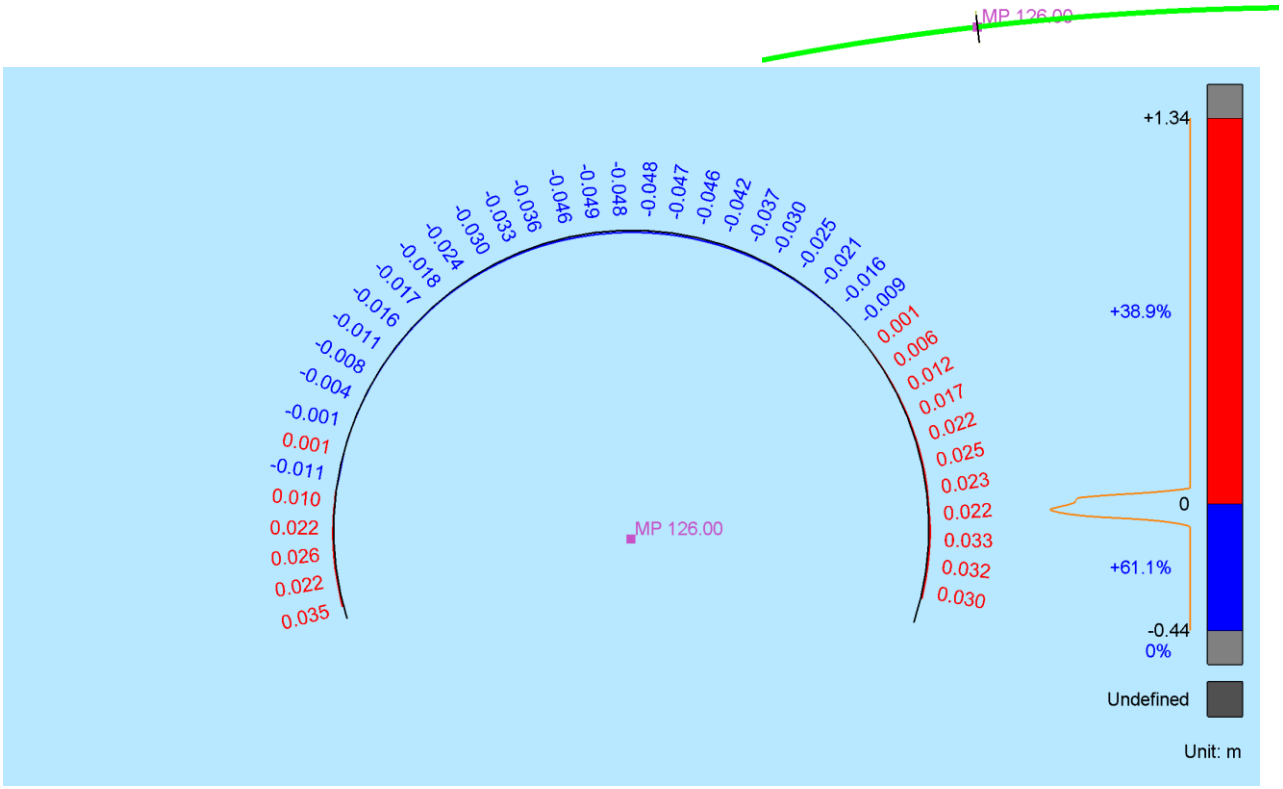
MP 108.00



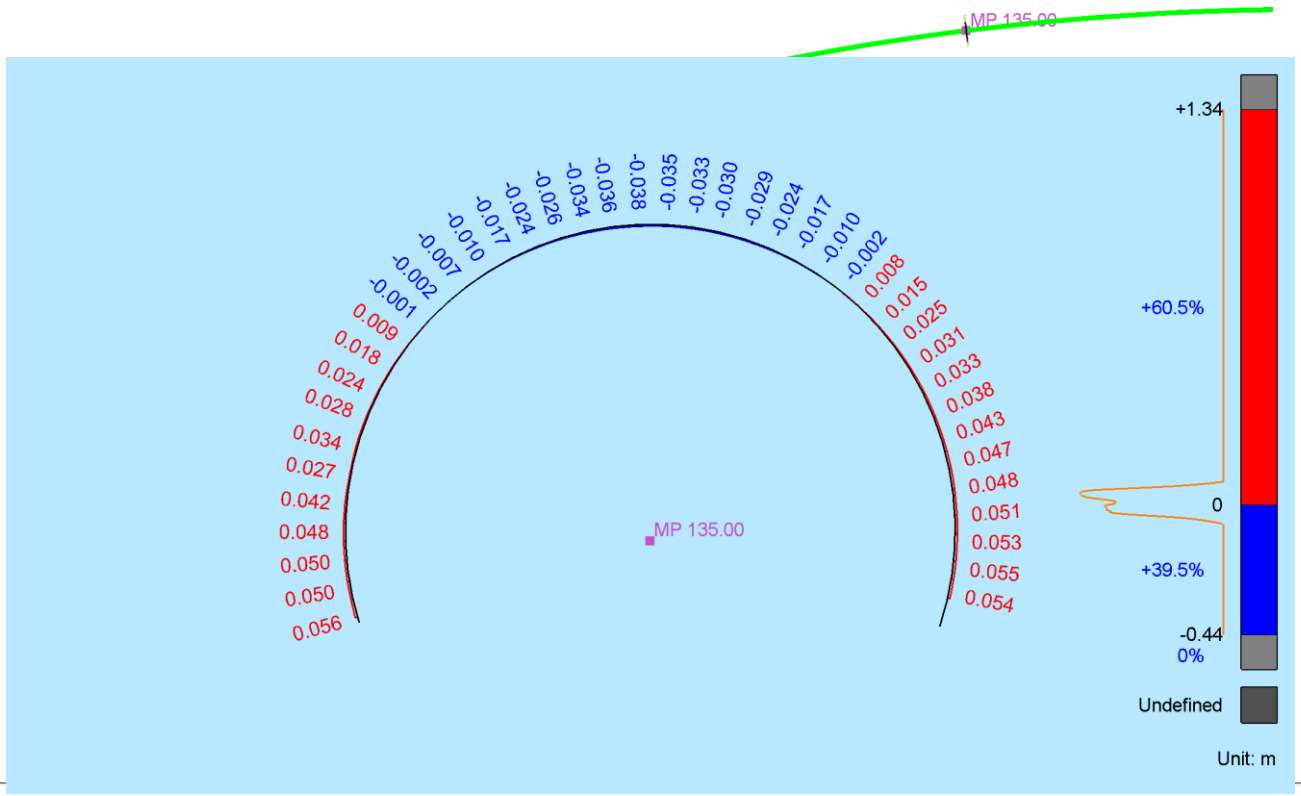
MP 117.00



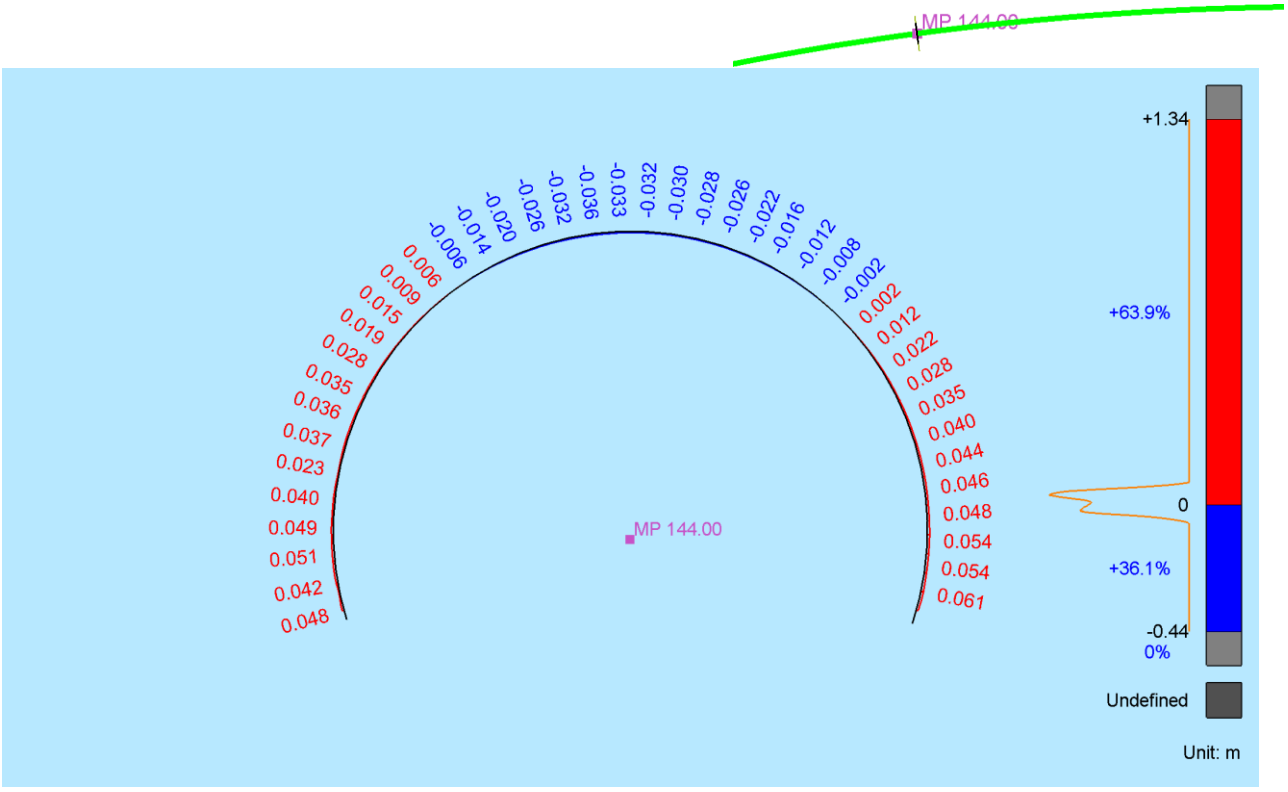
MP 126.00



MP 135.00

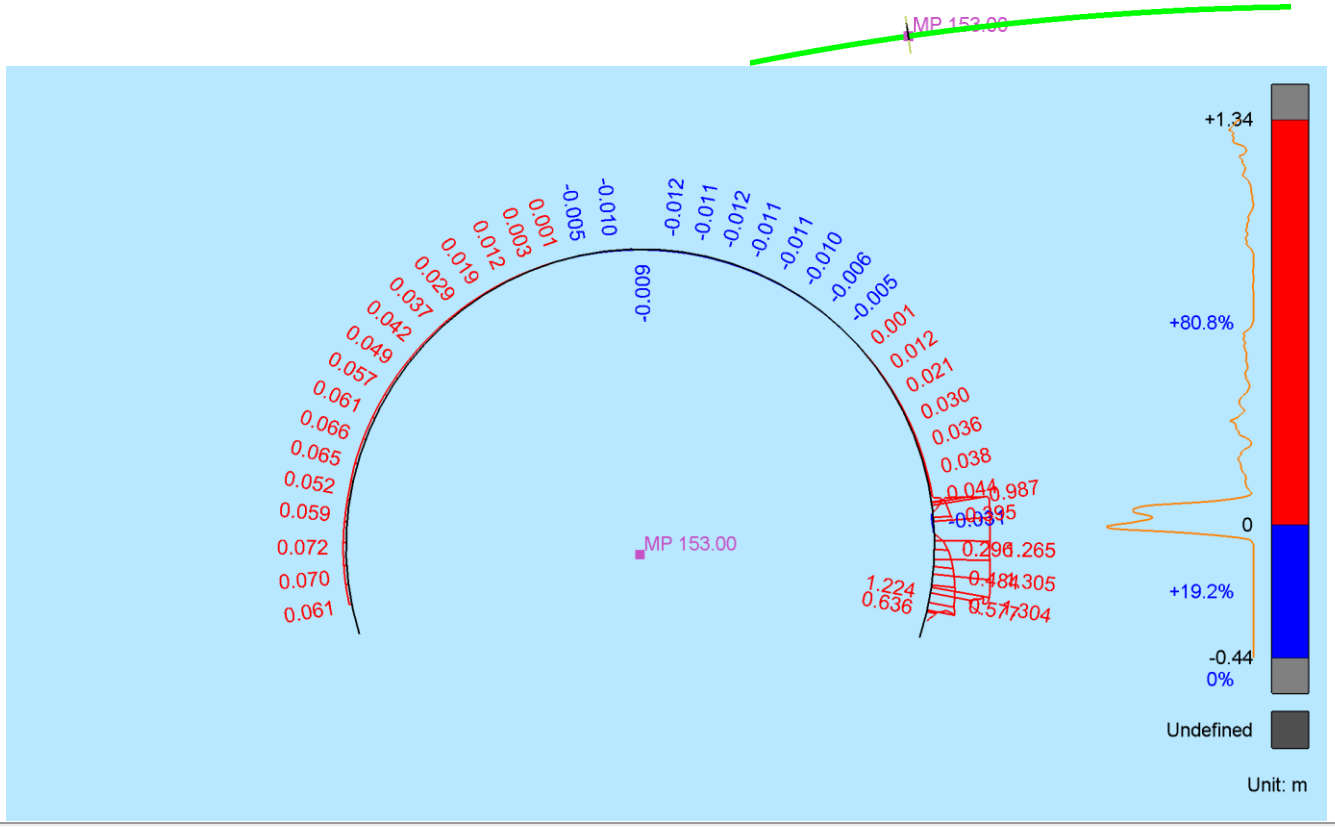


MP 144.00

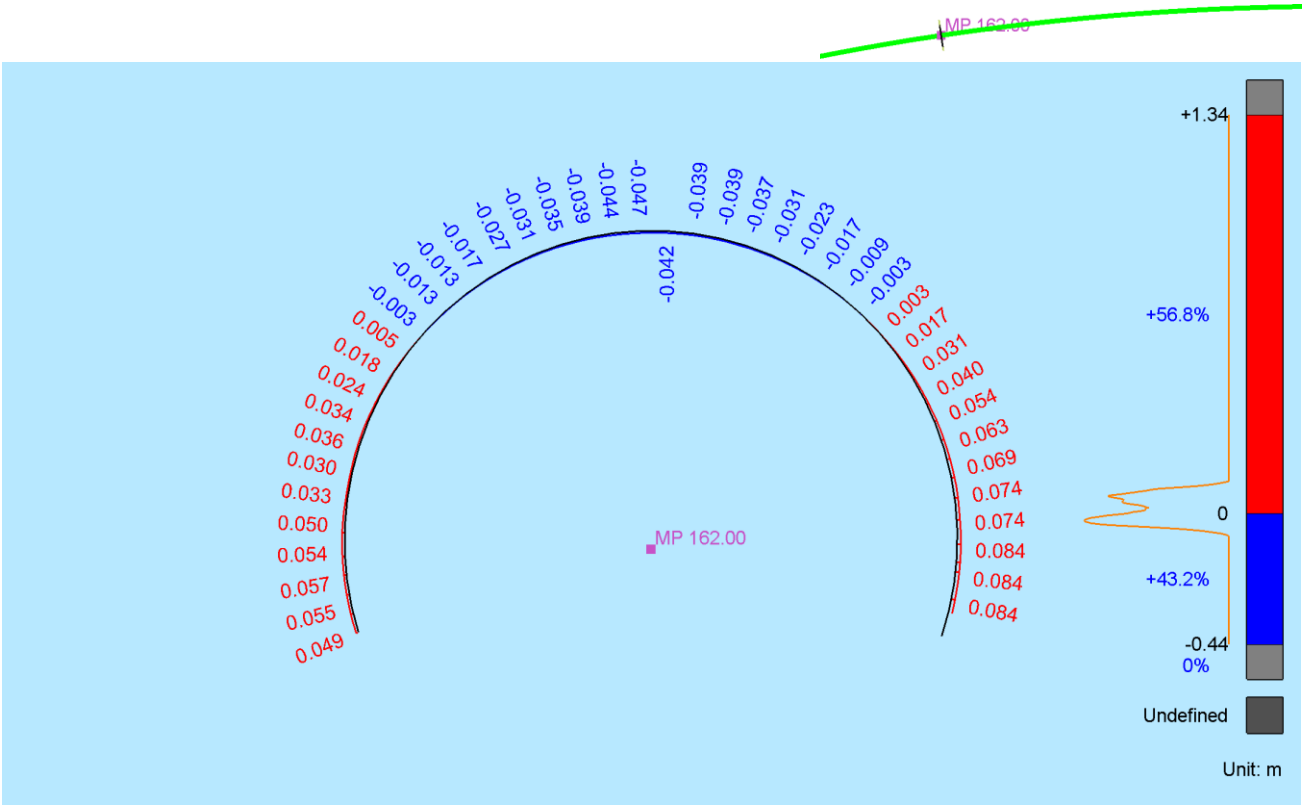


MP

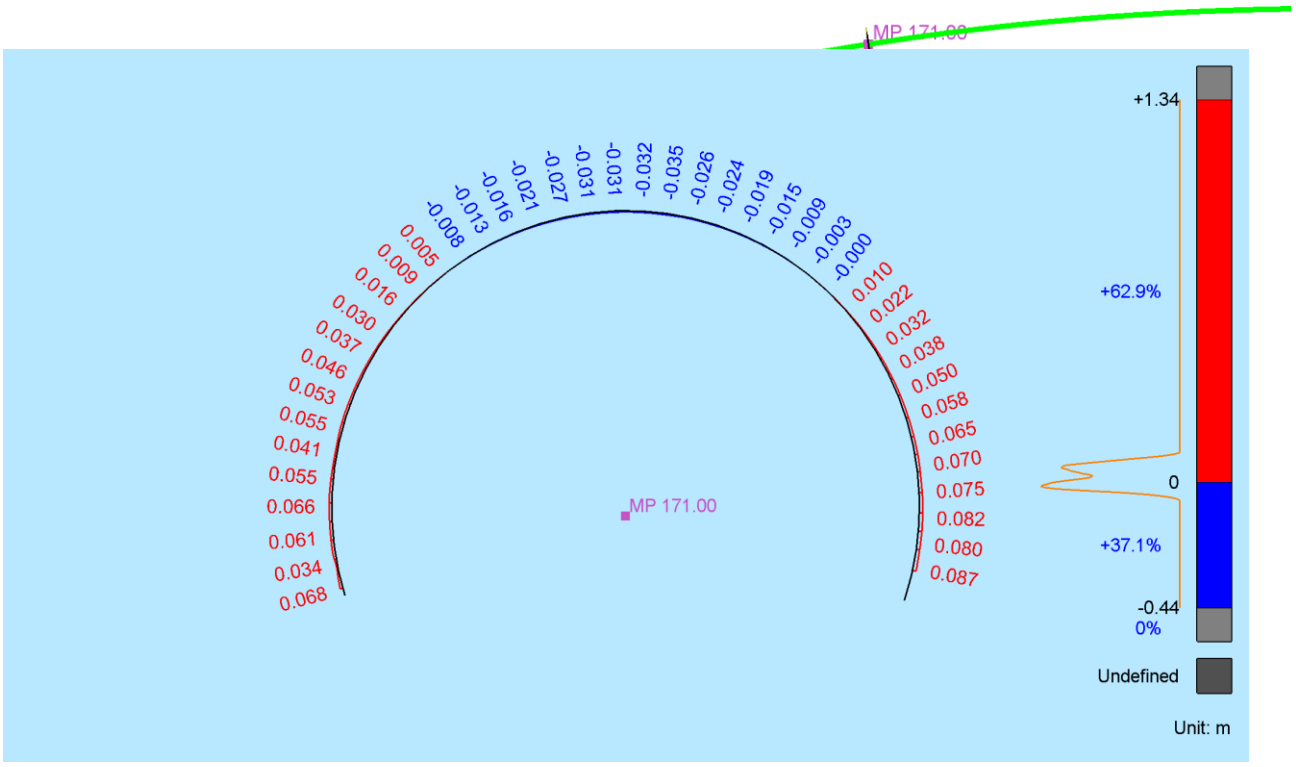
153.00



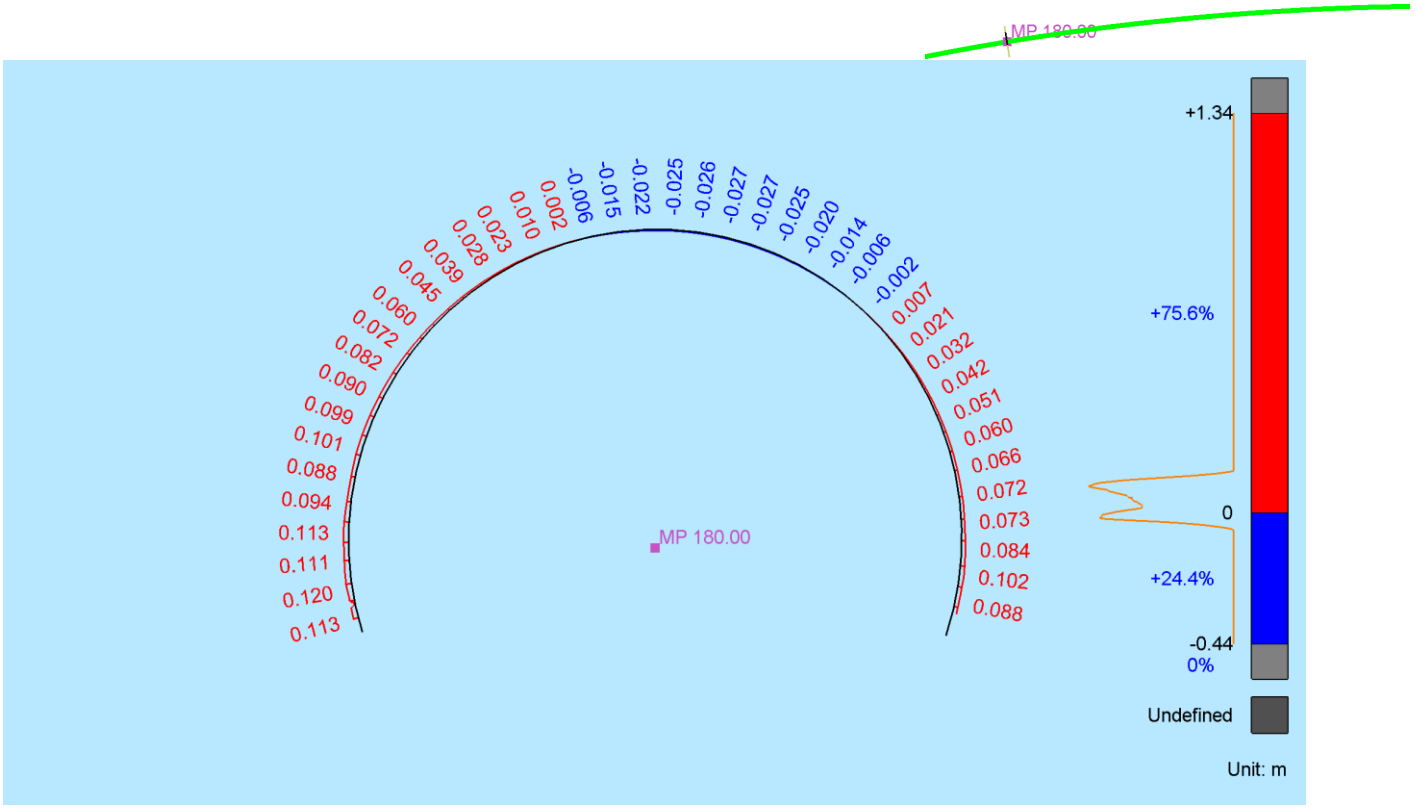
MP 162.00



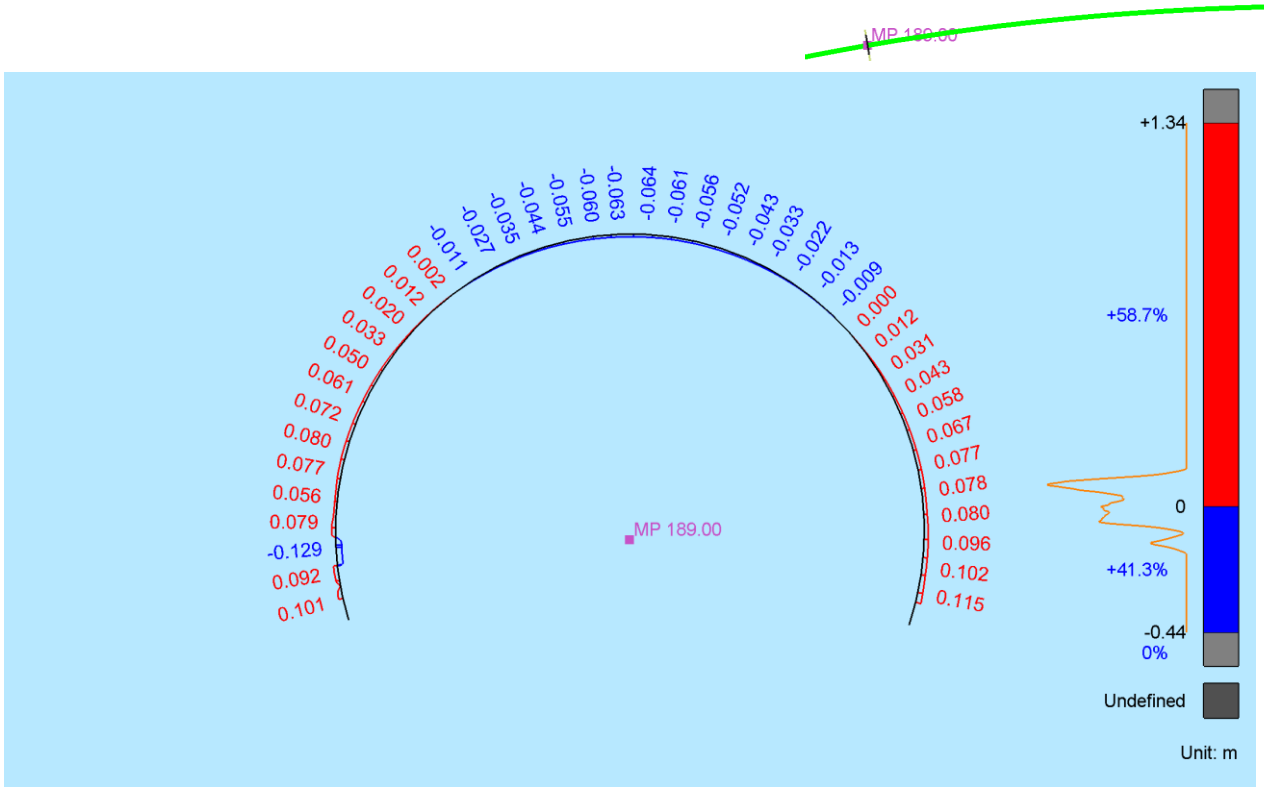
MP 171.00



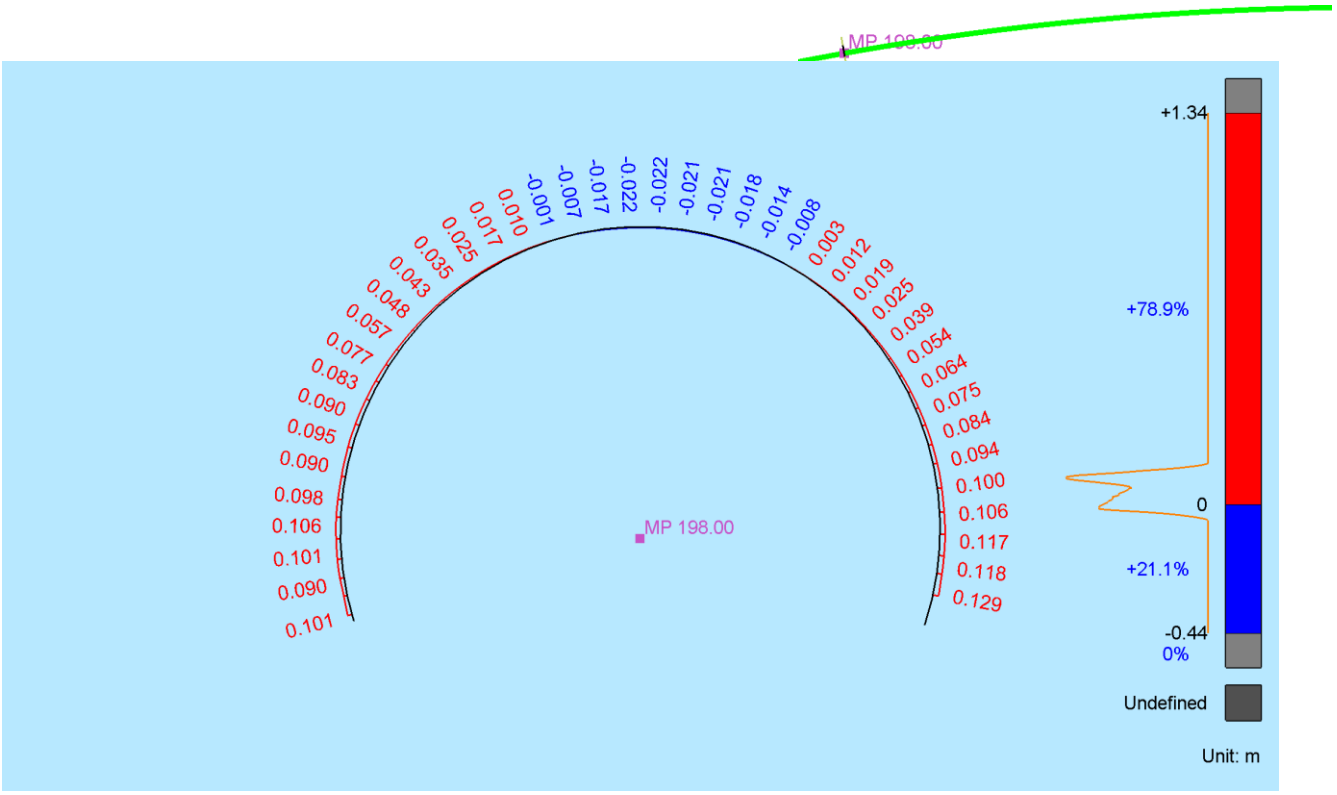
MP 180.00



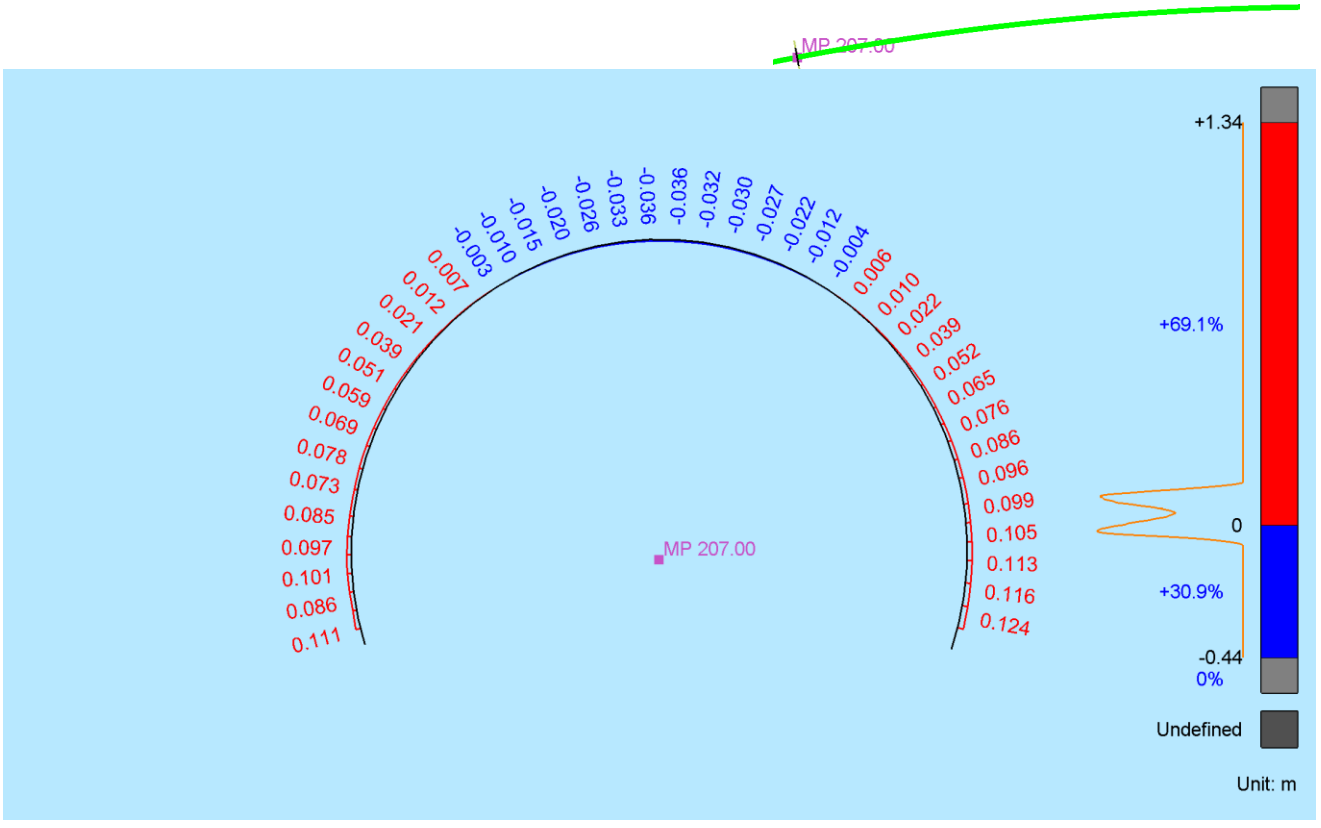
MP 189.00



MP 198.00

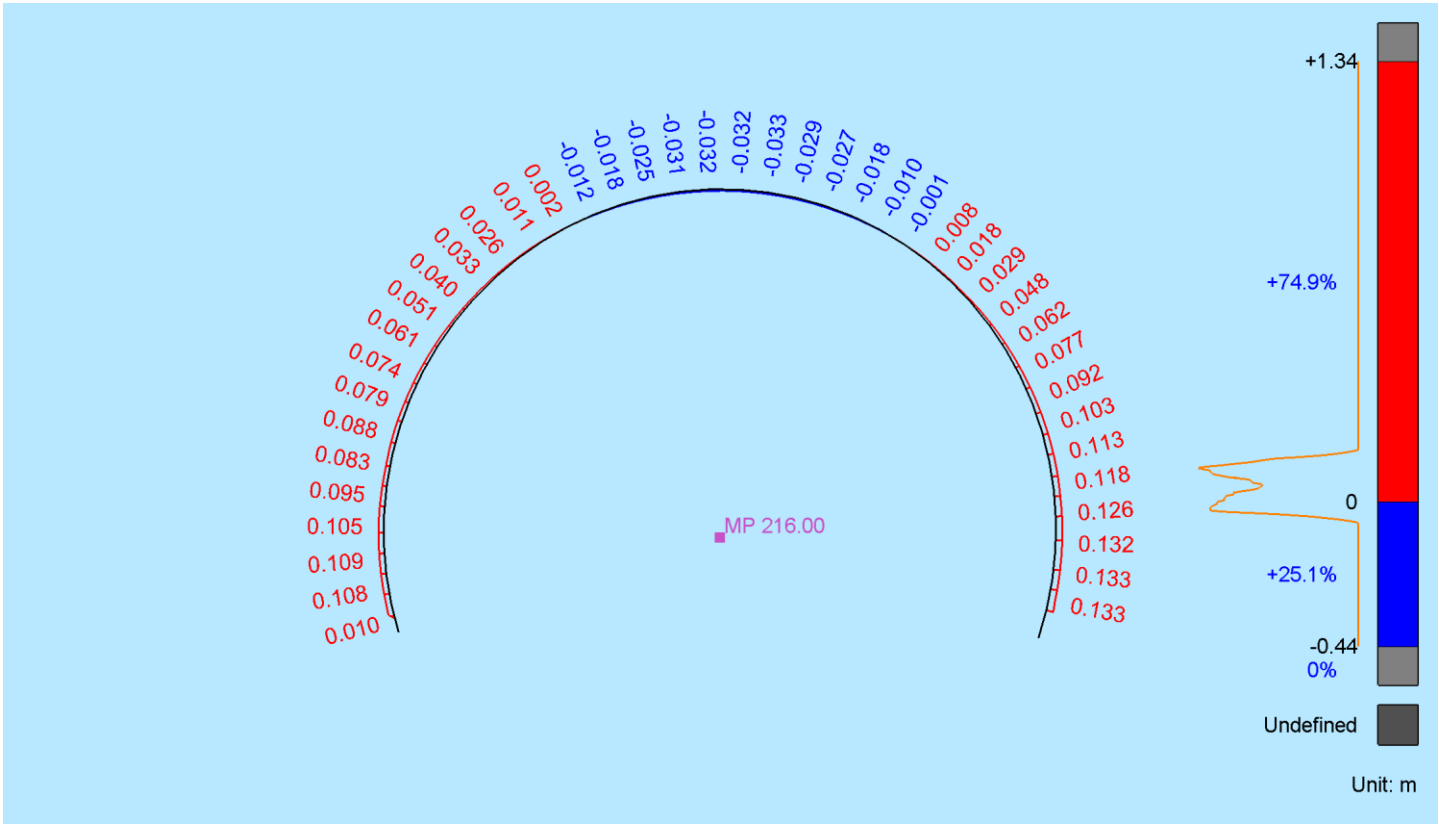


MP 207.00



MP 216.00


MP 216.00


-0.032
-0.033
-0.031
-0.029
-0.025
-0.027
-0.018
-0.018
-0.012
-0.010
-0.001
0.002
0.008
0.011
0.018
0.026
0.029
0.033
0.040
0.048
0.051
0.062
0.061
0.074
0.077
0.079
0.088
0.092
0.083
0.095
0.103
0.105
0.113
0.109
0.118
0.108
0.126
0.010
0.132
0.133
0.133
MP 216.00
+1.34
+74.9%
0
+25.1%
-0.44
0%
Undefined
Unit: m

Rapport d'inspection du soutènement provisoire

Réalisé par Massila OUGUENOUNE & Imene HADDAD





Encadré par

Monsieur Abdelatif Kermiche

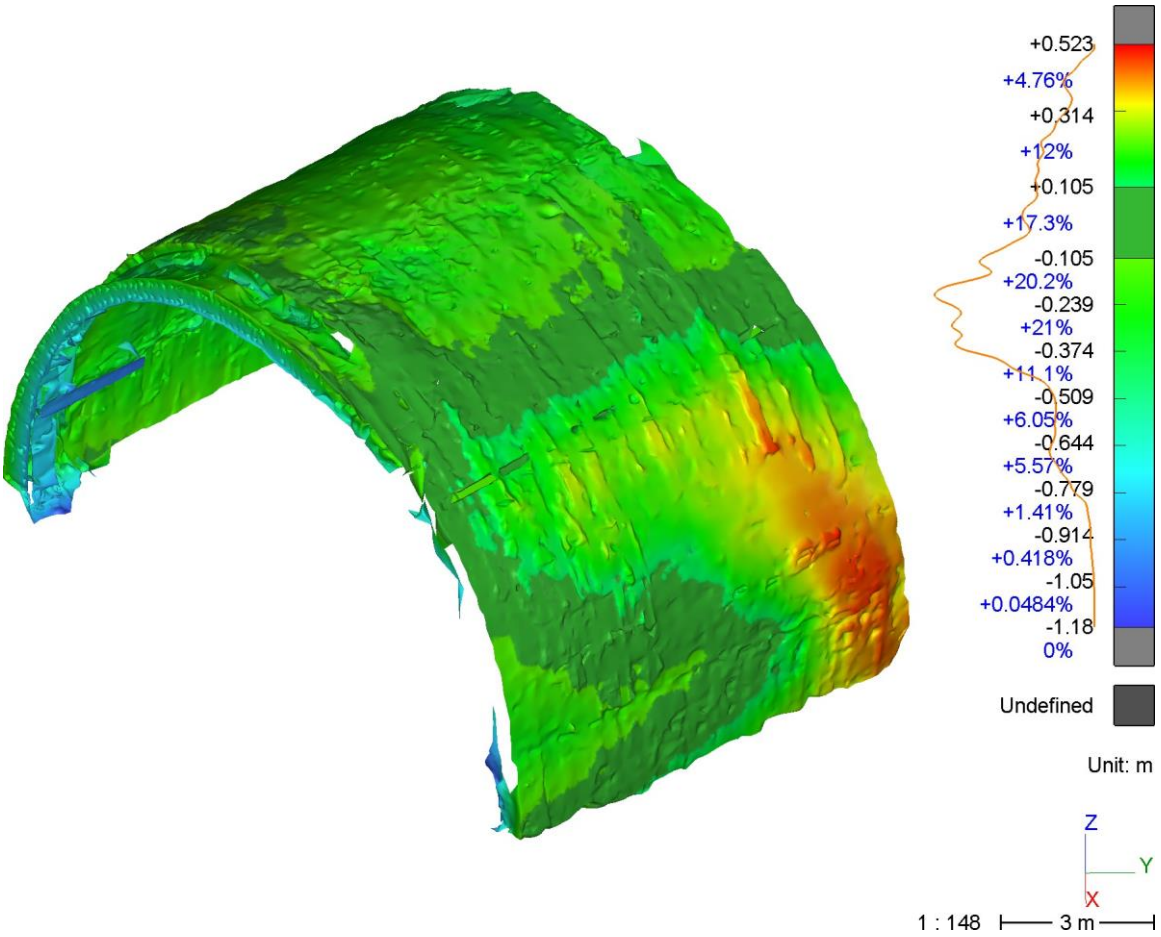
Dans le cadre du projet de fin d'étude

Etude de déformations apparues lors des travaux d'excavation du tunnel de Sidi-Aïch Béjaia

03/06/2021

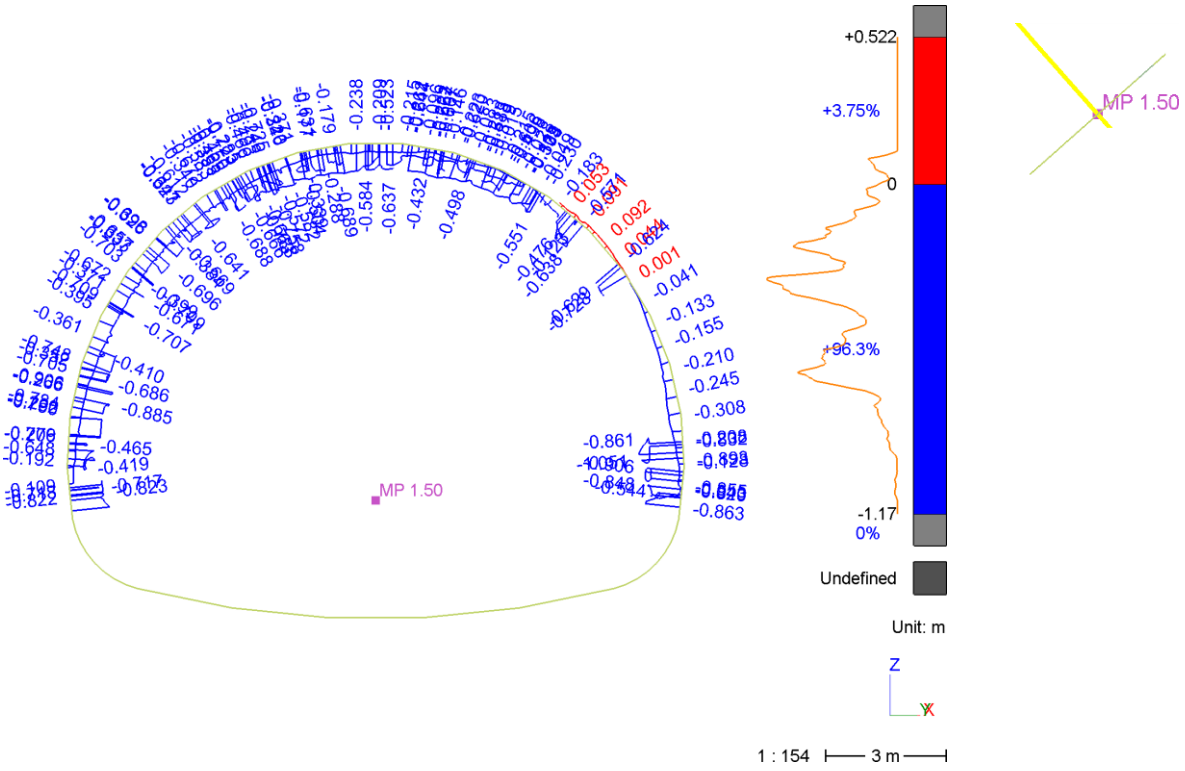
Inspect Mesh vs Mesh

Theoretical: Profil théorique
Measure: Soutènement provisoire réel

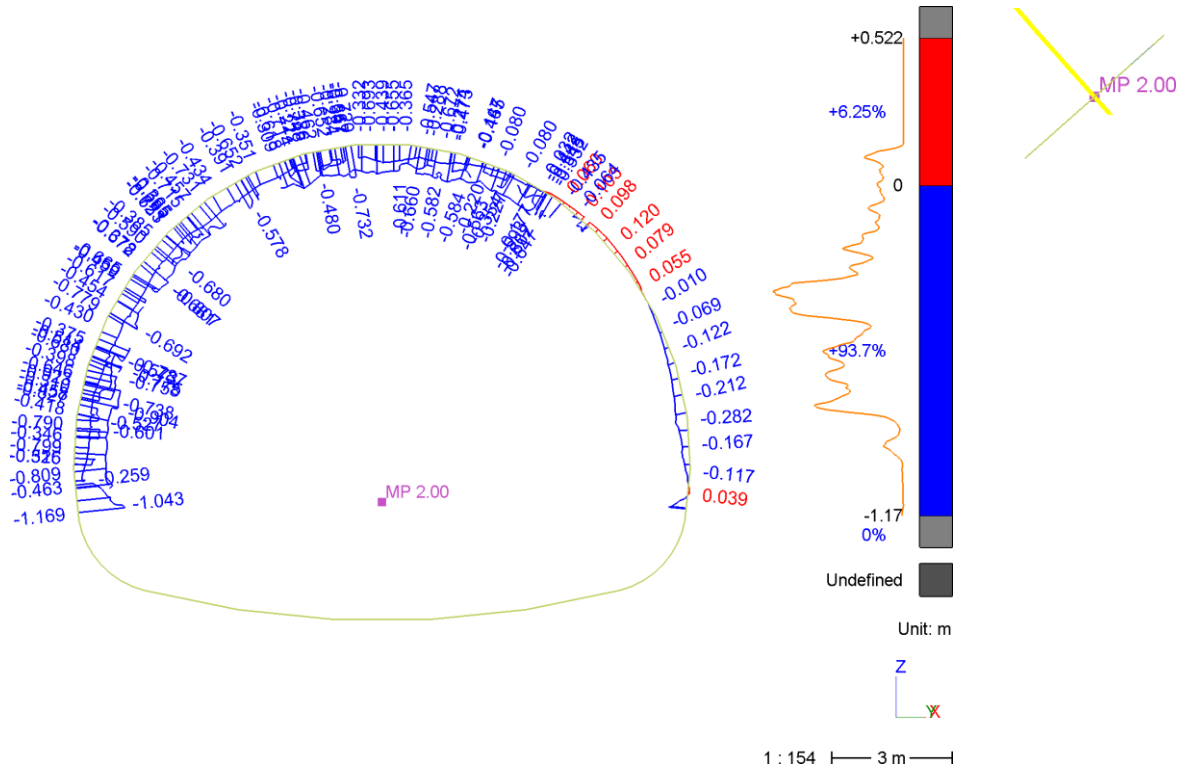


Section	Average Dev. (m)	Min. Dev. (m)	Max. Dev. (m)
MP 1.50	-0.40462	-1.10006	0.09341
MP 2.00	-0.44263	-1.16936	0.12199
MP 2.50	-0.24326	-0.96932	0.21788
MP 3.00	-0.10427	-0.99143	0.26006
MP 3.50	-0.06931	-1.01292	0.23704
MP 4.00	-0.11107	-1.02483	0.26995
MP 4.50	-0.10086	-0.34859	0.25828
MP 5.00	-0.09646	-0.33724	0.29785
MP 5.50	-0.10313	-0.33681	0.25185
MP 6.00	-0.10527	-0.40739	0.25999
MP 6.50	-0.09861	-0.40881	0.33347
MP 7.00	-0.09603	-0.38635	0.30514
MP 7.50	-0.08758	-0.44678	0.31209
MP 8.00	-0.07652	-0.40157	0.35266
MP 8.50	-0.05104	-0.4231	0.42272
MP 9.00	-0.06369	-0.53371	0.43439
MP 9.50	-0.07258	-0.53018	0.52229
MP 10.00	-0.13316	-0.77663	0.49694
MP 10.50	-0.14171	-0.7415	0.48132
MP 11.00	0.32176	0.00762	0.4278

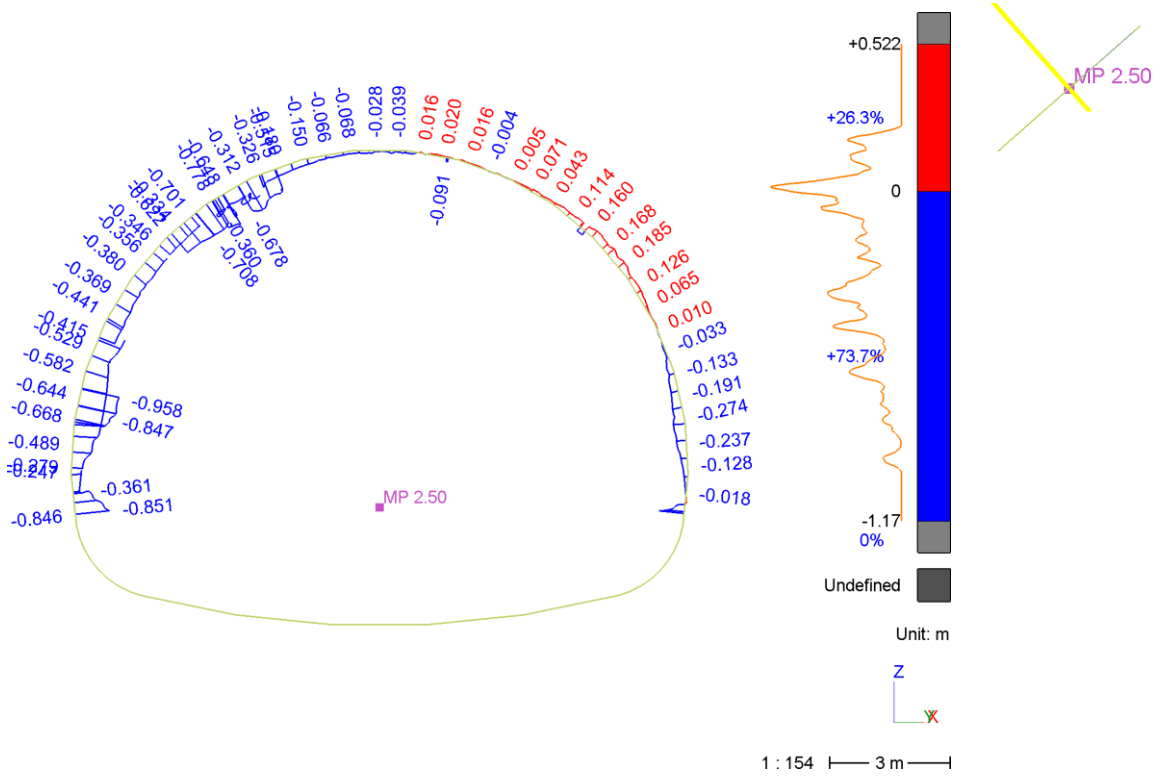
MP 1.50


MP 1.50
+0.522
+3.75%
0
+96.3%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 1.50

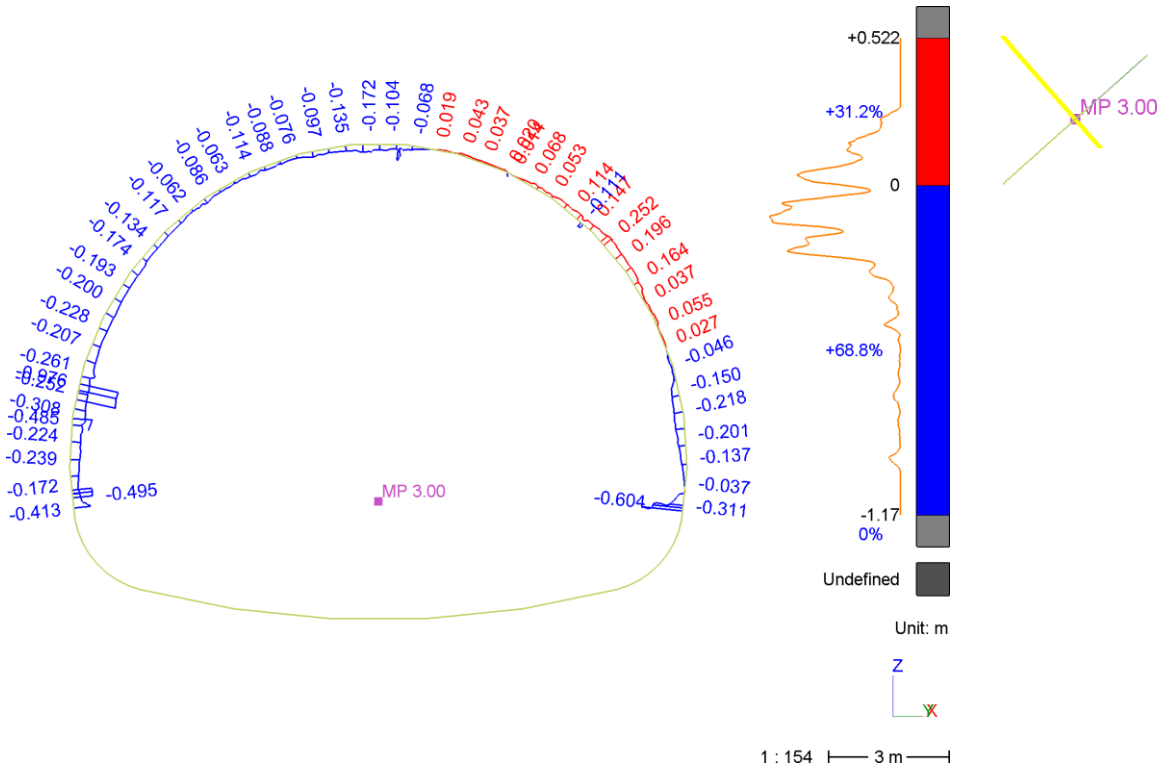
MP 2.00


MP 2.00
+0.522
+6.25%
0
+93.7%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 2.00

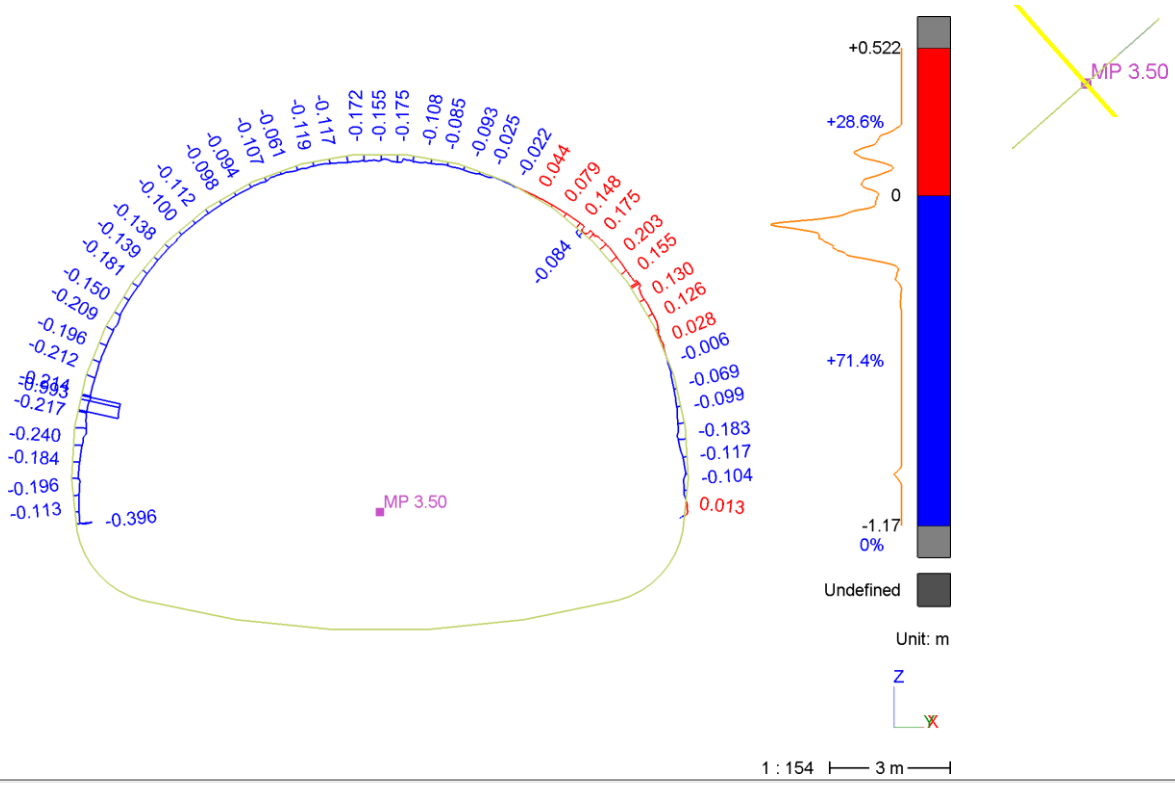
MP 2.50


MP 2.50
+0.522
+26.3%
0
+73.7%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m

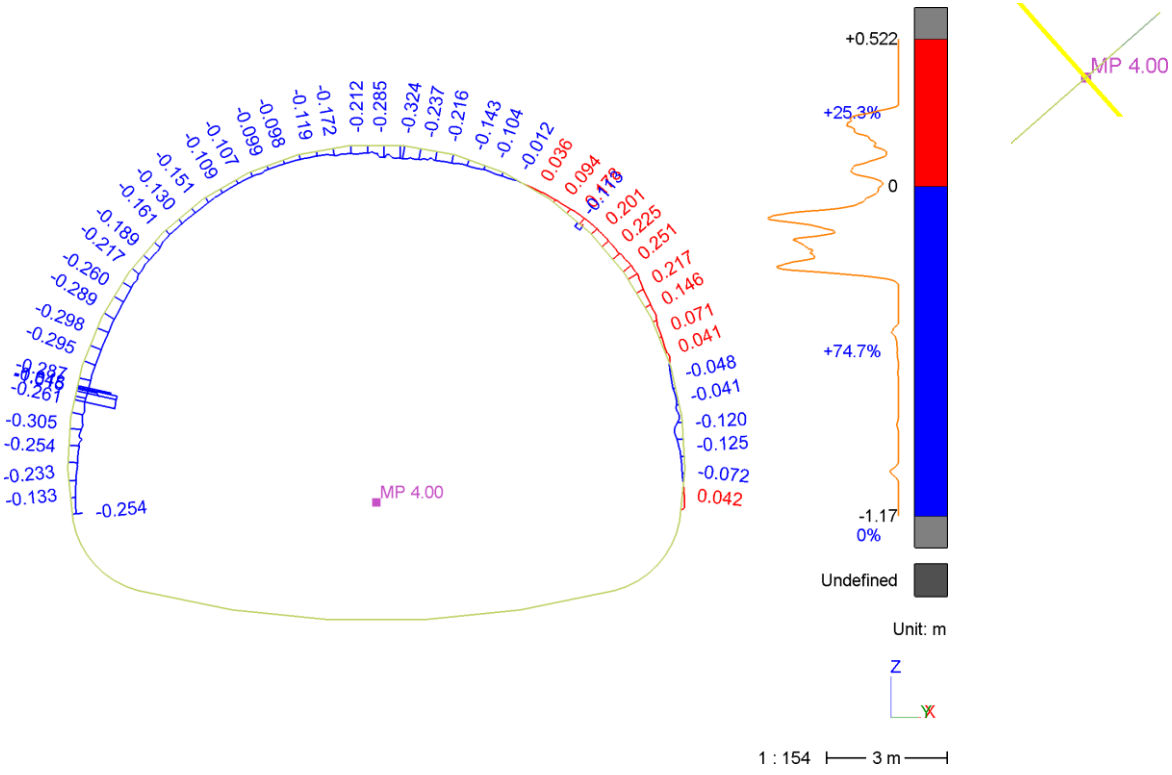
MP 3.00


MP 3.00
+0.522
+31.2%
0
+68.8%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m

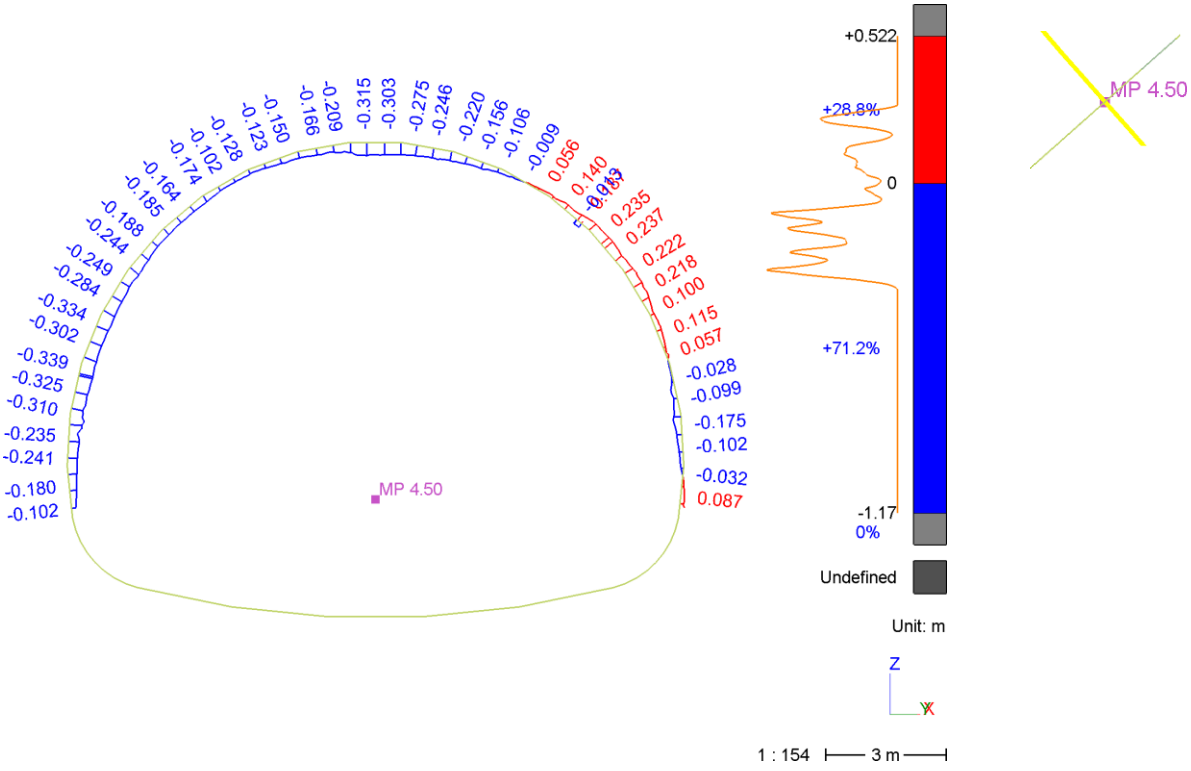
MP 3.50


-0.117
-0.172
-0.155
-0.175
-0.108
-0.085
-0.093
-0.025
-0.022
0.044
0.079
0.148
0.175
0.203
0.155
0.130
0.126
0.028
-0.006
-0.069
-0.099
-0.183
-0.117
-0.104
0.013
-0.084
-0.119
-0.107
-0.061
-0.094
-0.098
-0.112
-0.100
-0.138
-0.139
-0.181
-0.150
-0.209
-0.196
-0.212
-0.217
-0.240
-0.184
-0.196
-0.113
-0.396
MP 3.50
+0.522
+28.6%
0
+71.4%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 3.50

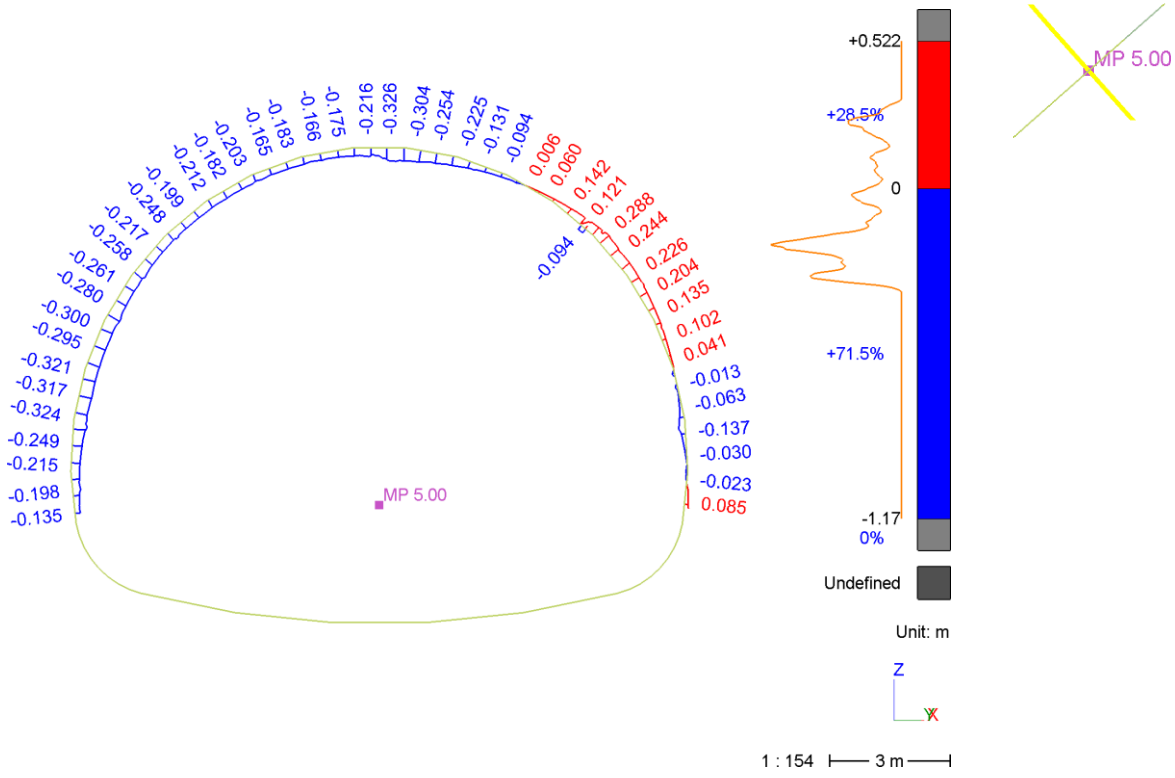
MP 4.00


-0.119
-0.172
-0.212
-0.285
-0.324
-0.237
-0.216
-0.143
-0.104
-0.012
0.036
0.094
0.173
0.201
0.225
0.251
0.217
0.146
0.071
0.041
-0.048
-0.041
-0.120
-0.125
-0.072
0.042
-0.098
-0.107
-0.109
-0.151
-0.130
-0.161
-0.189
-0.217
-0.260
-0.289
-0.298
-0.295
-0.305
-0.254
-0.233
-0.133
-0.254
MP 4.00
+0.522
+25.3%
0
+74.7%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 4.00

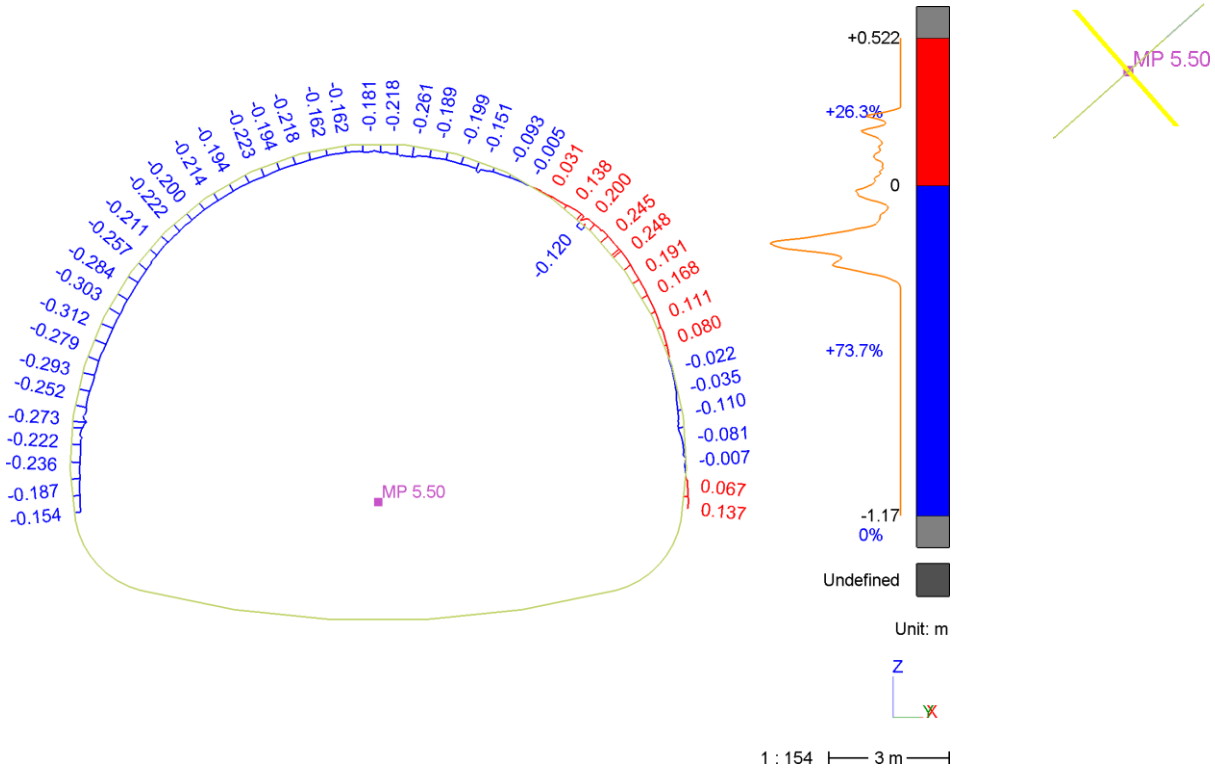
MP 4.50


-0.339
-0.325
-0.310
-0.235
-0.241
-0.180
-0.102
-0.334
-0.302
-0.284
-0.249
-0.244
-0.188
-0.185
-0.164
-0.174
-0.102
-0.128
-0.123
-0.150
-0.166
-0.209
-0.315
-0.303
-0.275
-0.246
-0.220
-0.156
-0.106
-0.009
0.056
0.140
0.235
0.237
0.222
0.218
0.100
0.115
0.057
-0.028
-0.099
-0.175
-0.102
-0.032
0.087
MP 4.50
+0.522
+28.8%
0
+71.2%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 4.50

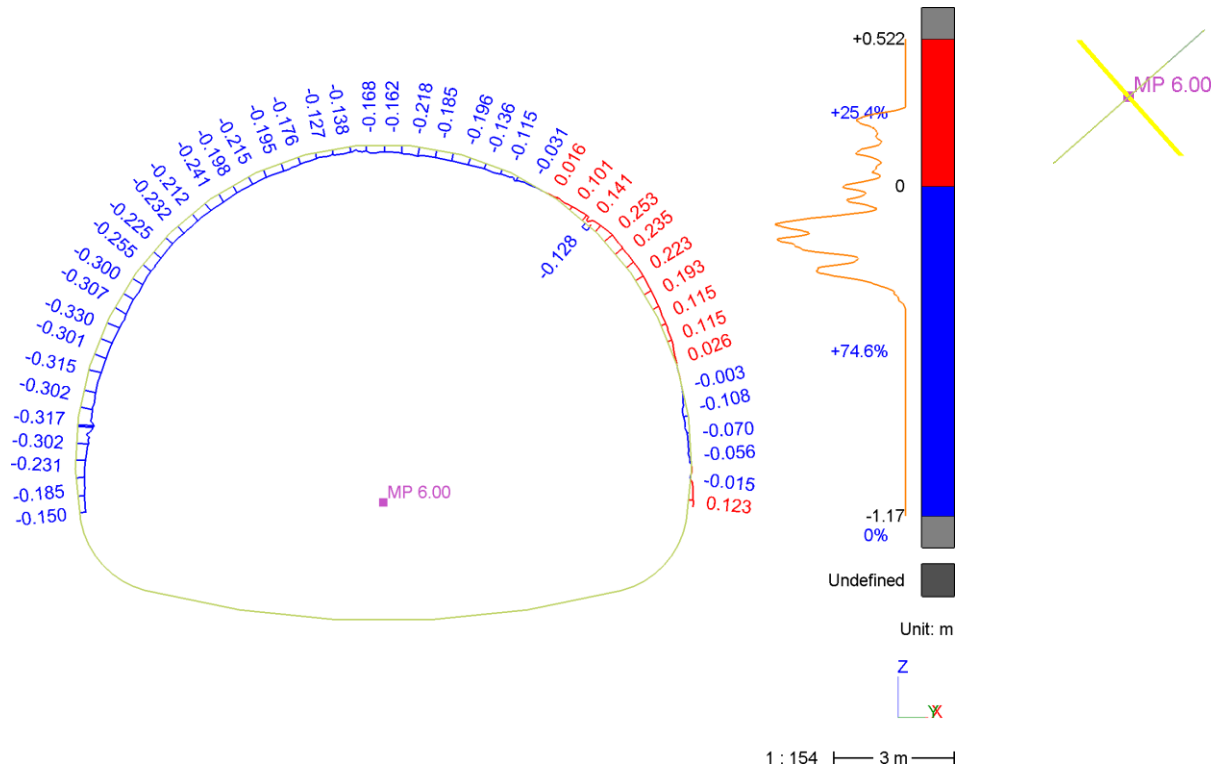
MP 5.00


-0.321
-0.317
-0.324
-0.249
-0.215
-0.198
-0.135
-0.300
-0.295
-0.280
-0.261
-0.258
-0.217
-0.248
-0.199
-0.212
-0.182
-0.203
-0.165
-0.183
-0.166
-0.175
-0.216
-0.326
-0.304
-0.254
-0.225
-0.131
-0.094
0.006
0.060
0.142
0.121
0.288
0.244
0.226
0.204
0.135
0.102
0.041
-0.013
-0.063
-0.137
-0.030
-0.023
0.085
-0.094
MP 5.00
+0.522
+28.5%
0
+71.5%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 5.00

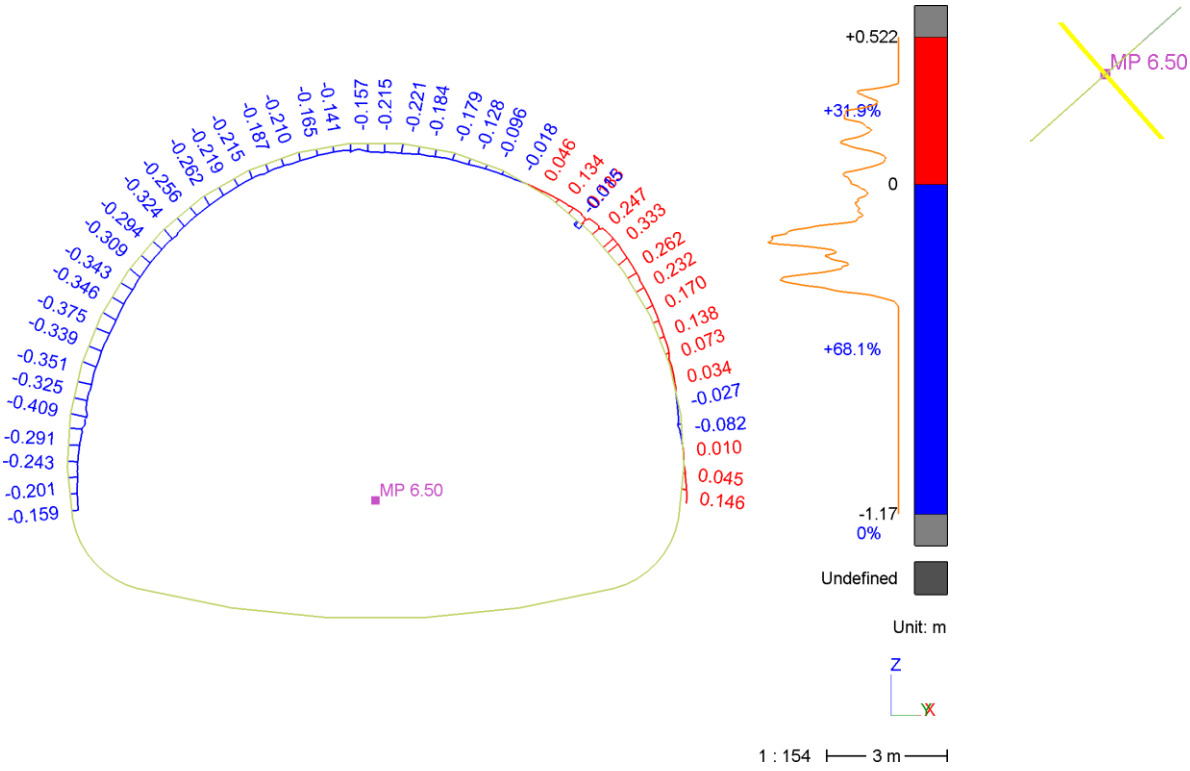
MP 5.50


-0.154
-0.187
-0.236
-0.222
-0.273
-0.252
-0.293
-0.279
-0.312
-0.303
-0.284
-0.257
-0.211
-0.222
-0.200
-0.214
-0.194
-0.223
-0.194
-0.218
-0.162
-0.162
-0.181
-0.218
-0.261
-0.189
-0.199
-0.151
-0.093
-0.005
0.031
0.138
0.200
0.245
0.248
0.191
0.168
0.111
0.080
-0.022
-0.035
-0.110
-0.081
-0.007
0.067
0.137
-0.120
MP 5.50
+0.522
+26.3%
0
+73.7%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 5.50

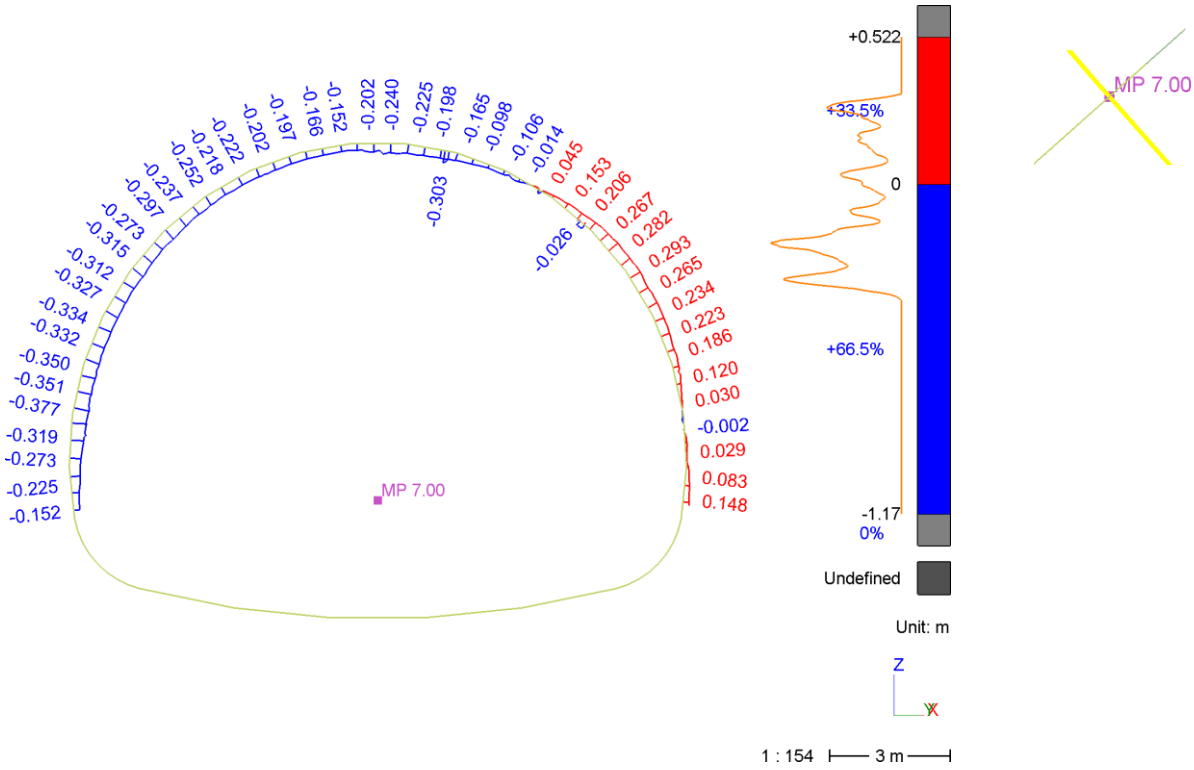
MP 6.00


-0.150
-0.185
-0.231
-0.302
-0.317
-0.302
-0.315
-0.301
-0.330
-0.307
-0.300
-0.255
-0.225
-0.232
-0.212
-0.241
-0.198
-0.215
-0.195
-0.176
-0.127
-0.138
-0.168
-0.162
-0.218
-0.185
-0.196
-0.136
-0.115
-0.031
0.016
0.101
0.141
0.253
0.235
0.223
0.193
0.115
0.115
0.026
-0.003
-0.108
-0.070
-0.056
-0.015
0.123
-0.128
MP 6.00
+0.522
+25.4%
0
+74.6%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 6.00

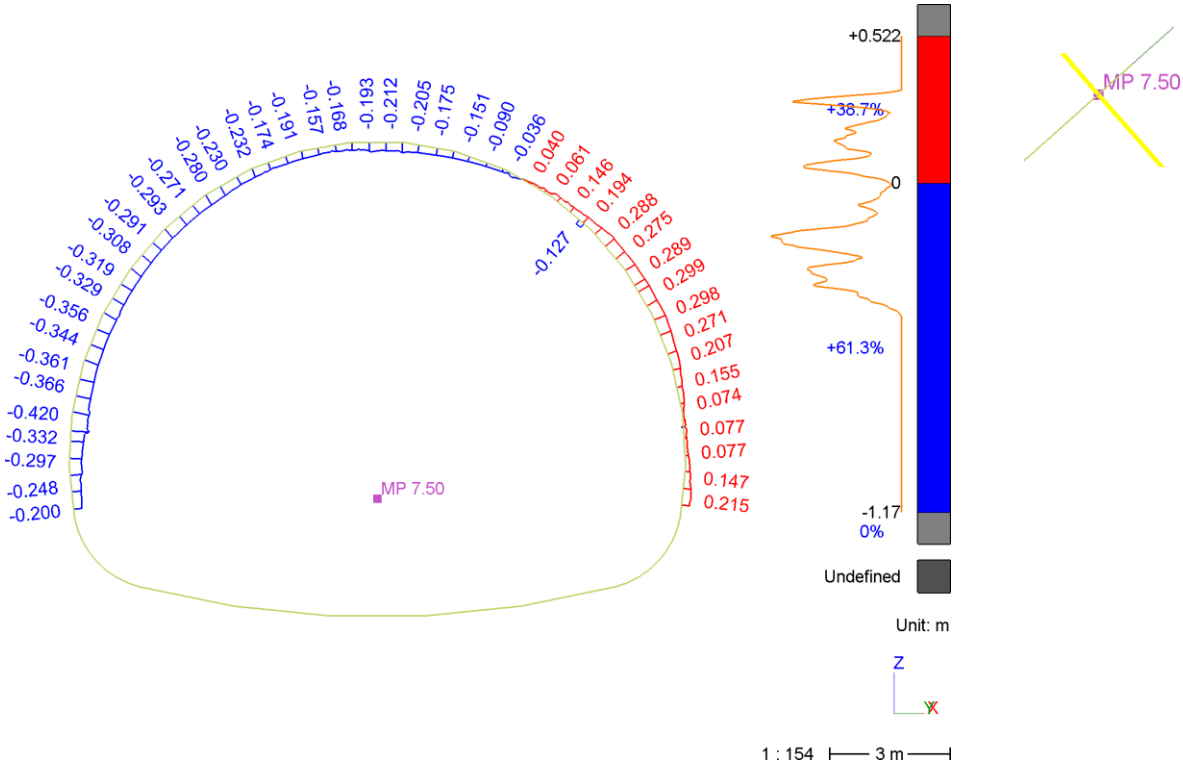
MP 6.50


-0.141
-0.157
-0.165
-0.187
-0.210
-0.215
-0.219
-0.221
-0.256
-0.262
-0.294
-0.309
-0.324
-0.343
-0.346
-0.375
-0.339
-0.351
-0.325
-0.409
-0.291
-0.243
-0.201
-0.159
-0.184
-0.179
-0.128
-0.096
-0.018
0.046
0.134
0.247
0.333
0.262
0.232
0.170
0.138
0.073
0.034
-0.027
-0.082
0.010
0.045
0.146
MP 6.50
+0.522
+31.9%
0
+68.1%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 6.50

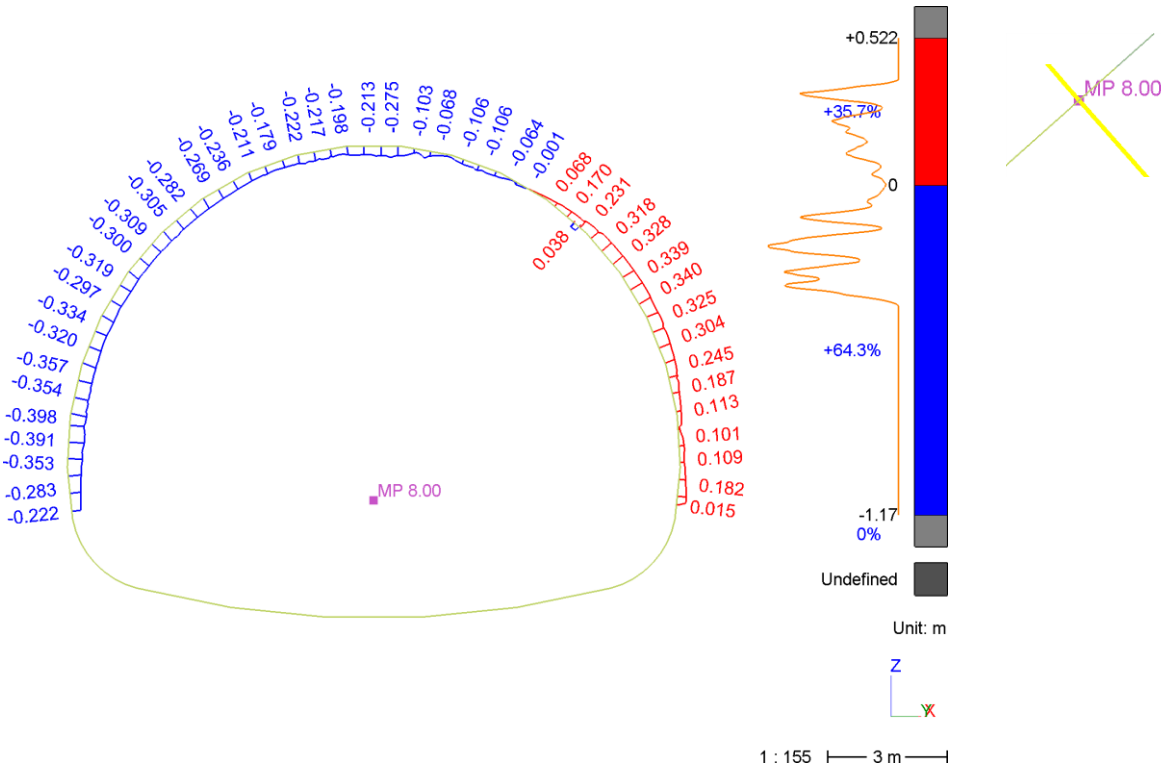
MP 7.00


-0.152
-0.166
-0.197
-0.202
-0.222
-0.218
-0.252
-0.237
-0.297
-0.273
-0.315
-0.312
-0.327
-0.334
-0.332
-0.350
-0.351
-0.377
-0.319
-0.273
-0.225
-0.152
-0.202
-0.240
-0.225
-0.198
-0.165
-0.098
-0.106
-0.014
0.045
0.153
0.206
0.267
0.282
0.293
0.265
0.234
0.223
0.186
0.120
0.030
-0.002
0.029
0.083
0.148
-0.303
-0.026
MP 7.00
+0.522
+33.5%
0
+66.5%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 7.00

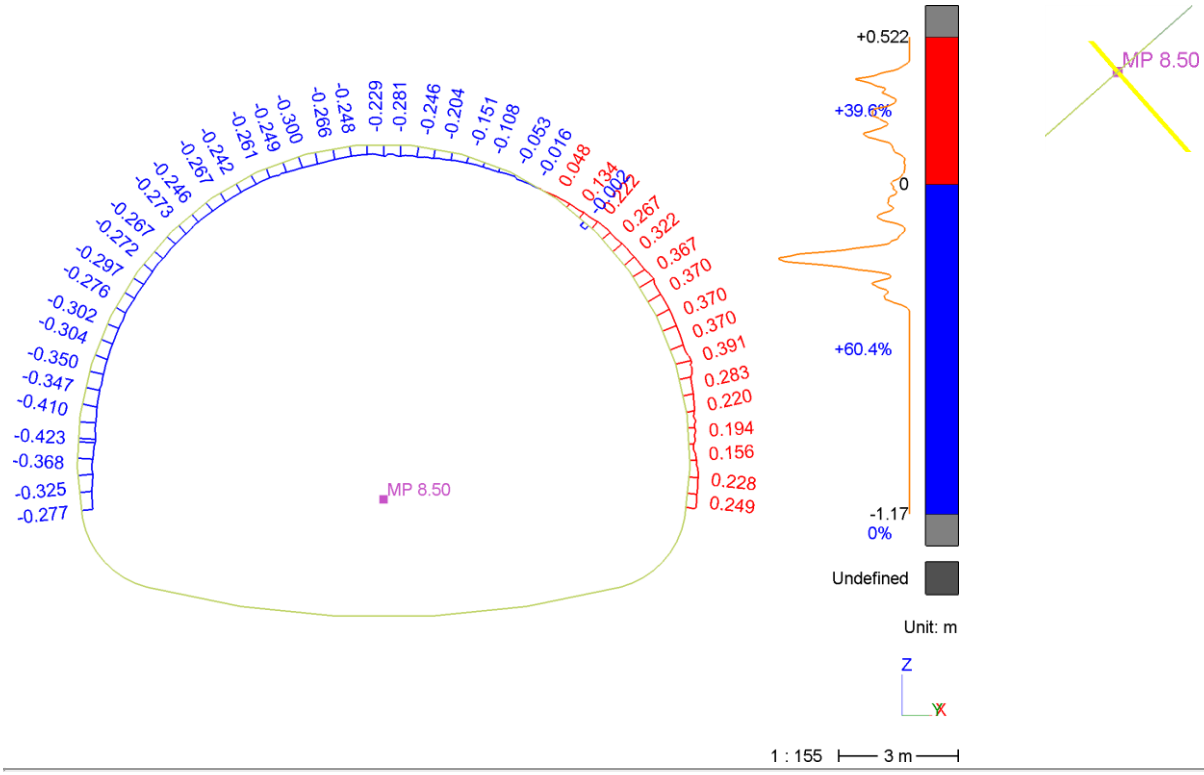
MP 7.50


-0.168 -0.193 -0.212 -0.205 -0.175 -0.151 -0.090 -0.036 0.040 0.061 0.146 0.194 0.288 0.275 0.289 0.299 0.298 0.271 0.207 0.155 0.074 0.077 0.077 0.147 0.215
-0.157 -0.191 -0.174 -0.232 -0.230 -0.280 -0.271 -0.293 -0.291 -0.308 -0.319 -0.329 -0.356 -0.344 -0.361 -0.366 -0.420 -0.332 -0.297 -0.248 -0.200
-0.127
MP 7.50
+0.522
+38.7%
0
+61.3%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 154
3 m
MP 7.50

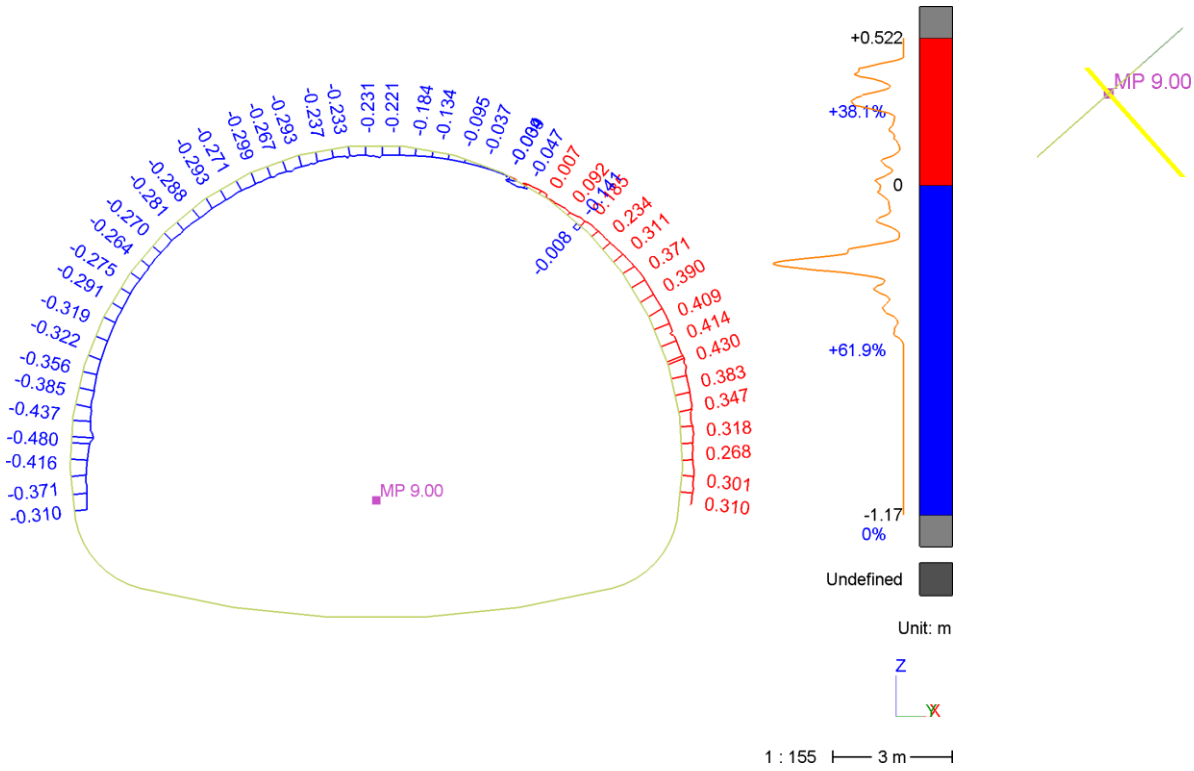
MP 8.00


-0.198 -0.213 -0.275 -0.103 -0.068 -0.106 -0.106 -0.064 -0.001 0.068 0.170 0.231 0.318 0.328 0.339 0.340 0.325 0.304 0.245 0.187 0.113 0.101 0.109 0.182 0.015
-0.222 -0.217 -0.179 -0.211 -0.236 -0.269 -0.282 -0.305 -0.309 -0.300 -0.319 -0.297 -0.334 -0.320 -0.357 -0.354 -0.398 -0.391 -0.353 -0.283 -0.222
0.038
MP 8.00
+0.522
+35.7%
0
+64.3%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 155
3 m
MP 8.00

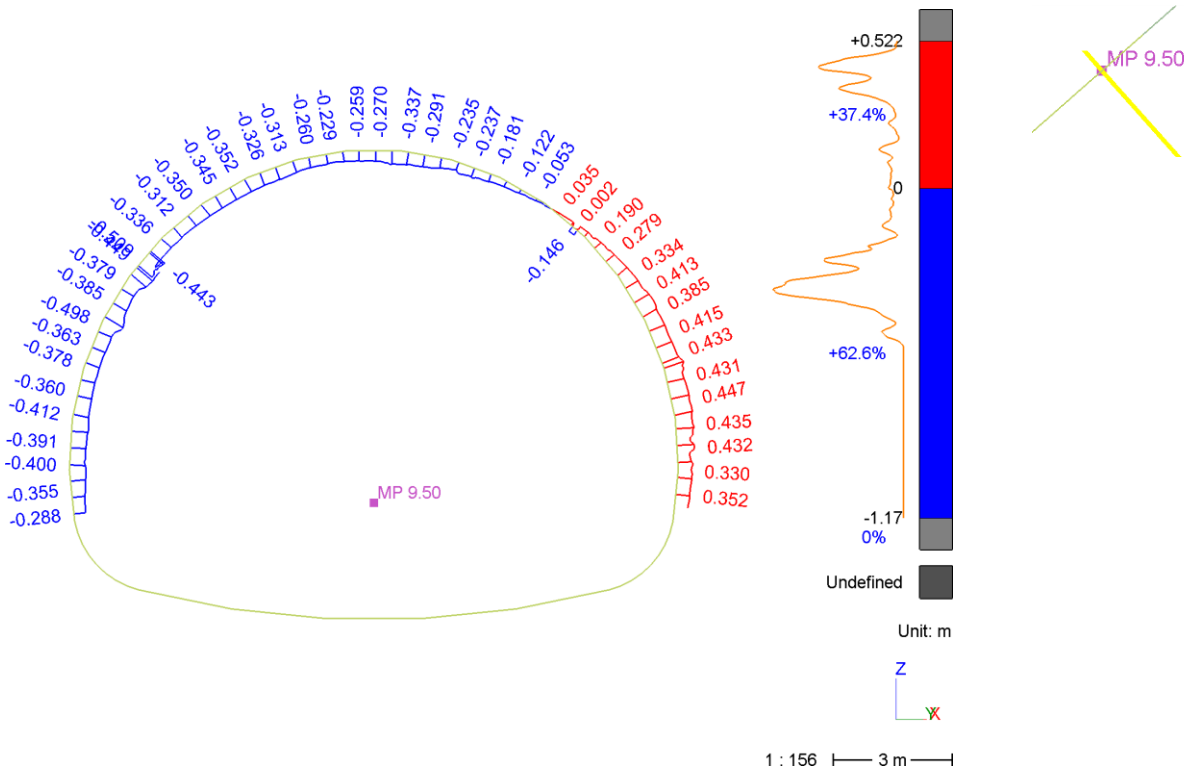
MP 8.50


-0.229
-0.281
-0.246
-0.204
-0.151
-0.108
-0.053
-0.016
0.048
0.134
0.222
0.267
0.322
0.367
0.370
0.370
0.370
0.391
0.283
0.220
0.194
0.156
0.228
0.249
-0.277
-0.325
-0.368
-0.423
-0.410
-0.347
-0.350
-0.304
-0.302
-0.276
-0.297
-0.272
-0.267
-0.273
-0.246
-0.267
-0.242
-0.261
-0.249
-0.300
-0.266
-0.248
MP 8.50
+0.522
+39.6%
0
+60.4%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 155
3 m
MP 8.50

MP 9.00


-0.231
-0.221
-0.184
-0.134
-0.095
-0.037
-0.009
-0.047
0.007
0.092
0.141
0.185
0.234
0.311
0.371
0.390
0.409
0.414
0.430
0.383
0.347
0.318
0.268
0.301
0.310
-0.310
-0.371
-0.416
-0.480
-0.437
-0.385
-0.356
-0.322
-0.319
-0.291
-0.275
-0.264
-0.270
-0.281
-0.288
-0.293
-0.271
-0.299
-0.267
-0.293
-0.237
-0.233
-0.008
MP 9.00
+0.522
+38.1%
0
+61.9%
-1.17
0%
Undefined
Unit: m
Z
X
1 : 155
3 m
MP 9.00

MP 9.50



MP 10.00

