

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude de la stabilité et dimensionnement du portail Sud du
tunnel autoroutier bitube de Djimla par modélisation
numérique tridimensionnelle

Présenté par :
ABADLIA Chihab Eddine
BENHABILES Abderahim

Encadré par :
Dr. Rafik HEBIB

Promotion 2025 /2026

بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Travers cette page, nous tenons à exprimer nos plus sincères remerciements, en premier lieu, à notre encadreur, **Monsieur Rafik HEBIB**. Nous le remercions chaleureusement pour sa rigueur et sa discipline dans le travail, son soutien indéfectible, ses précieux conseils et ses encouragements constants. Nous lui sommes particulièrement reconnaissants de nous avoir dirigés vers ce thème de mémoire très intéressant, et d'avoir guidé nos pas tout au long de l'élaboration de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à notre maître de stage, **Monsieur Khaled KHEBABA**, pour sa grande disponibilité et sa générosité infinie. Nous tenons à lui exprimer notre profonde gratitude pour nous avoir fait bénéficier de sa riche expérience et de ses conseils éclairés.

Nous n'oublions pas de témoigner notre reconnaissance à KHENNOUF Mohamed pour les faveurs et l'aide précieuse qu'il nous a accordées. Nous tenons également à remercier chaleureusement SAIAH Mohamed pour son soutien et l'aide qu'il nous a apportée.

Enfin, nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réussite de ce mémoire.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents,

Aucun mot ne saurait exprimer mon profond amour et mon immense gratitude pour tous les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et mon bien-être. Vous avez été ma source inépuisable de motivation, de tendresse et de force. Merci de m'avoir toujours encouragé, d'avoir cru en moi et de m'avoir soutenu inconditionnellement tout au long de mon cheminement. Ce mémoire est le fruit de vos prières et de votre bienveillance. Que Dieu vous préserve, vous comble de bonheur et vous accorde une longue vie pleine de santé.

Mes frères et sœur,

Mes premiers confidents et mes alliés de toujours. Merci de m'avoir aidé, écouté et conseillé avec tant de patience. Votre présence chaleureuse, vos mots d'encouragement et votre affection ont été une lumière pour me guider dans l'accomplissement de mes devoirs et pour m'aider à surmonter les obstacles. Je vous souhaite tout le succès et le bonheur que vous méritez dans vos vies respectives.

Mes amis et collègues,

Avec qui j'ai partagé ces intenses années d'études, les moments de joie, les périodes de stress et le travail acharné. Merci pour votre soutien inconditionnel, votre solidarité et notre entraide précieuse au quotidien. Vous avez rendu cette aventure universitaire inoubliable et profondément humaine. Je vous souhaite à tous une carrière brillante et un avenir radieux.

Chihab Eddine

Je dédie ce modeste travail à :

Mon cher père,

Aucun mot ne saurait exprimer mon profond respect, mon immense gratitude et mon affection pour tous les sacrifices que tu as consentis afin de m'assurer une éducation de qualité et les meilleures conditions de vie. Ton soutien constant, tes encouragements et ta confiance en moi ont été une source inestimable de motivation tout au long de mon parcours. Que Dieu te préserve, te comble de bonheur et t'accorde une longue vie pleine de santé.

À la mémoire de ma chère mère,

Ton souvenir demeure à jamais gravé dans mon cœur. Ton amour, ta tendresse, tes valeurs et les enseignements que tu m'as transmis continuent de guider chacun de mes pas. Même si tu n'es plus parmi nous, ta présence m'accompagne chaque jour et m'inspire à donner le meilleur de moi-même. Je dédie ce travail à ta mémoire avec une profonde affection et une immense reconnaissance. Que Dieu t'accorde Sa miséricorde infinie et t'accueille dans Son vaste paradis.

Mon frère et ma sœur,

Mes premiers confidents et mes alliés de toujours. Merci pour votre soutien, votre écoute, vos conseils et votre affection. Votre présence à mes côtés m'a permis de surmonter les difficultés et de poursuivre mes objectifs avec détermination. Je vous souhaite tout le succès et le bonheur que vous méritez.

Mes amis et collègues,

Avec qui j'ai partagé ces années d'études riches en expériences, en défis et en souvenirs inoubliables. Merci pour votre soutien, votre solidarité et votre précieuse amitié. Je vous souhaite à tous une carrière prometteuse et un avenir rempli de réussite.

Abderahim

Résumé

L'intérêt du présent travail est l'étude de la stabilité du portail Sud du tunnel autoroutier bitube de Djimla (Wilaya de Jijel) par modélisation numérique tridimensionnelle. L'objectif principal est d'évaluer les déformations et les mouvements de terrain au sein du massif rocheux (constitué d'une alternance de Flysch et de colluvions) lors des différentes phases d'excavation. De plus, les efforts structuraux engendrés dans les systèmes de pré-soutènement et de soutènement (béton projeté, tirants d'ancrage, voûte parapluie) sont déterminés afin d'effectuer les vérifications structurelles nécessaires et garantir la sécurité de l'ouvrage.

La modélisation tridimensionnelle du projet ainsi que les analyses des déplacements sont réalisées à l'aide du logiciel **PLAXIS 3D**.

Mots clés : Portail Sud, Tunnel autoroutier, Instabilité, 3D, Soutènement, Voûte parapluie, Déformation, Mouvement des terres, Géotechnique, Modélisation numérique, PLAXIS 3D, Flysch.

Abstract

The main interest of this work is the study of the stability of the South portal of the Djimla twin-tube highway tunnel (Jijel Province) using a three-dimensional numerical method. The objective is to evaluate the deformations and ground movements within the rock mass (consisting of Flysch and colluvium) during the excavation phases. Furthermore, the structural forces generated in the support systems (shotcrete, anchor tie-backs, umbrella arch) are analyzed to perform the necessary structural verifications and ensure the safety of the structure.

The three-dimensional modeling of the project as well as the displacement analyses are carried out using the **PLAXIS 3D** software.

Keywords: South portal, Highway tunnel, Instability, 3D, Support, Umbrella arch, Deformation, Earth movement, Geotechnics, Numerical modeling, PLAXIS 3D, Flysch.

ملخص

يهتم هذا العمل بدراسة استقرار البوابة الجنوبية لنفق جيملة للطريق السيار المزدوج (ولاية جيجل) باستخدام النمذجة العددية ثلاثية الأبعاد. الهدف الرئيسي هو تقييم التشوهات وحركات التربة داخل الكتلة الصخرية (المكونة أساساً من صخور الفليش) أثناء مراحل الحفر المختلفة. بالإضافة إلى ذلك، يتم تحديد القوى الهيكلية المتولدة في أنظمة الدعم (الخرسانة المرشوشة، أربطة التثبيت، القوس المظلي) لإجراء الفحوصات الهيكلية اللازمة وضمان سلامة المنشأة.

تم تنفيذ النمذجة ثلاثية الأبعاد للمشروع وكذلك تحليلات الإزاحة باستخدام برنامج PLAXIS 3D .

الكلمات المفتاحية: البوابة الجنوبية، نفق طريق سيار، عدم الاستقرار، ثلاثي الأبعاد، الدعم، التشوه، حركة الأرض، الجيوتقنية، النمذجة العددية، فليش، 3D

PLAXIS

Figure I.1 : Schéma de la zone de portail de tunnel montrant la transition entre le talus et le tunnel (Zhao et al. 2013).....	24
Figure I.2 : Exemple de conditions géologiques au niveau d'un portail de tunnel (Kaya et al. 2011).....	27
Figure I.3: Influence de la nappe phréatique sur la stabilité du front de tunnel (Pan & Dias 2017).....	29
Figure I.4: Coupe transversale (axe central du portail) et vue en plan de la rupture par glissement du talus supérieur du portail (Gary K. Rogers 1989).....	30
Figure I.5: Coupe transversale (axe central du portail) et vue en plan de la rupture par affaissement/effondrement du talus supérieur Gary K. Rogers 1989)	31
Figure I.6: Exemples de mécanismes de rupture au niveau des portails (Failure of tunnel slope, Wang et al., 2009).....	31
Figure I.7: Exemples de mécanismes de rupture au niveau des portails (Rock fall at the entrance of Zagunao Tunnel, Wang et al., 2009).....	32
Figure I.8: Rupture globale par glissement de masse au niveau du portail d'un tunnel ferroviaire en Nouvelle-Zélande (Zaruba et al., 1969 ; d'après Benson, 1940).....	33
Figure I.9 : Classification des dommages sismiques (Shen et al., 2014)	35
Figure I.10: Classification des dommages sismiques chute des blocs (Shen et al., 2014).....	35
Figure I.11 : Classification des dommages sismiques Effondrement par rupture de pente (Li 2012).....	36
Figure I.12: Exemple de maillage pour une analyse tridimensionnelle par éléments finis (MEF). (Source : Méthode de construction des tunnels de montagne, de l'étude à la construction, 2007, Société japonaise de géotechnique (en japonais)).....	39
Figure I.13 : Courbe interaction terrain-soutènement (Fenner-Pacher) (JICA, 2018).....	40
Figure I.14: Maillage par éléments finis avec les étapes d'excavation.....	41
Figure I.15: Machine à projeter le béton (à gauche) et projection de béton (voie humide, à droite). (Source : projet JICA)	42
Figure I.16: Système de boulonnage pour le renforcement du massif rocheux (JICA, 2018)	43
Figure I.17: Cintres métalliques utilisés pour le soutènement du tunnel (JICA, 2018)	43
Figure I.18: Exemple de boulons de front de taille pour la stabilisation du front et du portail (Source : Standard Specifications For Tunneling-2006 : Mountain Tunnels, 2007, Japan Society of Civil Engineers, P-181).....	44
Figure I.19: Exemple de boulons de front de taille pour la stabilisation du front et du portail. (Source : Standard Specifications For Tunneling-2006 : Mountain Tunnels, 2007, Japan Society of Civil Engineers, P-182).....	44
Figure I.20: Exemple Face Bolts (Source: Standard Specifications For Tunneling-2006: Mountain Tunnels, 2007, Japan Society of Civil Engineers, P-181)	45
Figure I.21: Classification de Méthodes auxiliaires	46
Figure I.22: Exemples de systèmes de drainage. (Source : Spécifications standards pour les travaux souterrains - 2006 : Tunnels de montagne, 2007, Société japonaise des ingénieurs civils, p. 111).....	47
Figure I.23: Exemple de tuyau de drainage central et de matériau de captage des eaux. (Source : Spécifications standards pour les travaux souterrains - 2006 : Tunnels de montagne, 2007, Société japonaise des ingénieurs civils)	48
Figure II.24: Le réseau routier en Algérie.....	52

Figure II.25: Plan symbolique montrant la situation du tunnel (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla – Portail Sud).....	53
Figure II.26: Le portail Sud et le tronçon étudié sur le tracé en plan (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).....	55
Figure II.27: La partie du tunnel étudiée sur le profil en long (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).....	55
Figure II.28: La partie du tunnel étudiée sur la trace en plan (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).....	56
Figure II.29: Photo satellitaire qui montre la topographie de la région.....	57
Figure II.30: Profil en long du terrain au niveau du portail Sud.	57
Figure II.31: Carte géologique régionale de la zone du tunnel de Djimla (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).....	58
Figure II.32: Carte géologique détaillée montrant les formations traversées par le tunnel (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).....	59
Figure II.33: Carte de zonage sismique de l'Algérie selon le RPOA (2008).....	61
Figure III.34: Terrain observé au niveau du portail Sud (alternance grès argilite schisteuse).....	66
Figure III.35 : Photo de la boîte d'échantillon de carotte du matériau colluvial rencontré dans le projet de forage TBH-8A (entre 3,45 et 7,00 m) (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).....	68
Figure III.36: Plan d'implantation des forages effectués au portail de sortie du tunnel (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).....	69
Figure III.37: Profil des valeurs SPT (N60) selon la profondeur (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).....	71
Figure III.38 : Classe de résistances en compression uniaxiale.....	80
Figure III.39: Résultat de l'essai UCS.....	80
Figure III.40 : Classification de la résistance en fonction de l'indice Is (Broch, E., & Franklin, J. A. (1972))	81
Figure III.41: Photo du front montrant l'alternance grès / argilite-schiste).....	83
Figure III.42: Photo montre la caisse de sondage TBH-7.....	83
Figure III.43: Zone altérée et matériaux meubles au niveau du front	84
Figure III.44: Diagramme du Geological Strength Index (GSI) pour les massifs rocheux hétérogènes de type flysch (Marinos, 2007)	85
Figure III.45 : Diagramme du Geological Strength Index (GSI) pour les massifs rocheux hétérogènes de type flysch en fonction de RQD	86
Figure III.46: Valeurs du paramètre m_i pour les roches intactes.....	88
Figure III.47: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Gibson (1953)	91
Figure III.48: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Terzaghi, Peck et Mesri (1996)	91
Figure III.49: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Bowles (1988)	92
Figure III.50: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Kenney (1959)	93
Figure III.51: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Dysli (2001)	93
Figure IV.52: les critères de classification RMR.....	99
Figure IV.53: Classes du massif selon le RMR.....	101
Figure IV.54: Signification de la classe du massif rocheux	102

Figure V.55: Vue générale de la composition d'un tunnel routier.....	109
Figure V.56: Schéma d'un système de collecte des eaux en tunnel (Source : dossier pilote des tunnels génie civil section 7 assainissement, drainage et réseaux divers).....	111
Figure V.57: Schéma d'un système de collecte des eaux en chaussée (Source : dossier pilote des tunnels génie civil section 7 assainissement, drainage et réseaux divers).....	111
Figure V.58: Recommandations de la ventilation longitudinale en exploitation normale (Source : dossier pilote des tunnels équipements section 4.1 Ventilation).....	112
Figure V.59 :Emploi de la ventilation en cas d'incendie : (a) ventilation longitudinale ; (b) ventilation longitudinale avec extraction massive ; (c) ventilation transversale ; (d) ventilation transversale employée en stratégie longitudinale (Source : dossier pilote)	113
Figure V.60: Implantation de ventilateurs en voûte de tunnel (Source : dossier pilote des tunnels équipements section 4.1 Ventilation).....	113
Figure V.61 : Coupe type montrant une niche de sécurité dans le piédroit (Source dossier pilote des tunnels génie civil section 6 génie civil lié aux équipements et à l'exploitation).	114
Figure V.62: Coffrage de niche de sécurité (Source : dossier pilote des tunnels génie civil section 6 génie civil lié aux équipements et à l'exploitation)	115
Figure V.63: Schéma de l'éclairage à contre-flux en zone d'entrée (Source : CETU, Dossier pilote des tunnels - Éclairage, 2000).....	116
Figure V.64: Principe de l'éclairage à contre-flux (Source : CETU, Dossier pilote des tunnels - Éclairage, 2000).....	118
Figure V.65: Schéma de l'éclairage symétrique en section courante (Source : CETU, Dossier pilote des tunnels - Éclairage, 2000).....	119
Figure V.66 : Principe de l'éclairage symétrique (Source : CETU, Dossier pilote des tunnels - Éclairage, 2000).....	120
Figure V.67: Élément de profil en travers (Source : DOSSIER PILOTE DES TUNNELS document n° 2 GEOMETRIE)	122
Figure V.68: Élément de profil en travers (Source : DOSSIER PILOTE DES TUNNELS document n° 2 GEOMETRIE)	123
Figure V.69: Schéma explicatif des notions de gabarit admissible, hauteur libre de l'ouvrage, hauteur libre minimale et revanches de protection pour les ouvrages réalisés et les ouvrages en projet (Source : DOSSIER PILOTE DES TUNNELS document n° 2 GEOMETRIE).....	125
Figure V.70 : les trois (03) rayons qui forment la section de fermeture du tunnel (source : Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling Auteur : Dimitrios Kolymbas).....	126
Figure V.71: Profil en travers type et aménagement intérieur du tunnel de Djimla.	127
Figure VI.72: Interface générale de PLAXIS 3D ou exemple d'un maillage par éléments finis	129
Figure VI.73: Extraction du nuage de points topographique.....	131
Figure VI.74: La surface importée depuis Rhinoceros et le volume final du terrain généré dans PLAXIS	133
Figure VI.75: Profil de talus latéral et frontal AutoCAD.....	133
Figure VI.76: Modélisation de la paroi en béton projeté.....	137
Figure VI.77: Modélisation des tirants d'ancrage.....	139
Figure VI.78: Les caractéristiques mécanique du clouage passif	140
Figure VI.79: l'effondrement de massif	140
Figure VI.80: Définition de la géométrie dans le Tunnel Designer de PLAXIS 3D	143
Figure VI.81: géométrie de la voûte parapluie (FpGdcUA).....	147
Figure VI.82: Paramètres d'entrée dans le logiciel Roc Data	149
Figure VI.83: Paramètres équivalents de Mohr-Coulomb générés par RocData	150

Figure VI.84: Justification De Gfrp	153
Figure VI.85: Modélisation de béton projeté et les cintres métalliques.....	156
Figure VI.86: Vue globale du maillage 3D montrant le raffinement autour de l'excavation	157
Figure VI.87: Phase 0 : État initial du massif (Gravity Load Phase)	160
Figure VI.88: Phase 12 : Dernier niveau (Déplacement total du talus finalisé).....	162
Figure VI.89: Efforts normaux dans les tirants d'ancrage (Axial forces N)	163
Figure VI.90: Efforts normaux dans le béton projeté N1 et N2)	165
Figure VI.91: Moments fléchissants et de torsion dans le béton projeté (M11, M22, M12)	168
Figure VI.92: Efforts tranchants dans le béton projeté (Q12, Q13, Q23).....	170
Figure VI.93 : Déplacements totaux du massif après excavation total du tunnel.....	172
Figure VI.94 : Déplacements selon y après excavation total du tunnel.....	173
Figure VI.95 : Déplacements selon z après excavation total du tunnel	174
Figure VI.96: Forces axiales N ₁ et N ₂ sur le soutènement du tunnel	177
Figure VI.97: Moments fléchissants M ₁₁ et M ₂₂ M ₁₂ sur le soutènement de la calotte	181
Figures VI.98: Efforts tranchants Q ₁₂ et Q ₁₃ Q ₂₃ sur le soutènement de la calotte.....	184
Figures VII.99: Interface FIN EC 2020 CONCRETE	193
Figure VII.100: définitions de la section rectangulaire ($b \times h = 1000 \times 300$ mm) et paramètres matériels C20/25, B500	195
Figure VII.101: diagramme d'interaction N-M, distribution des déformations et contraintes à la section (Load 6869)	198
Figure VII.102: : détail de la vérification cisaillement Load 6869 formules, calcul de VR _{dc} et statut PASS (99,8 %).....	199
Figures VII.103: Section transversal de profilé HEB 220.....	202
Figure VII.104: Sollicitations agissantes (Load 3742).....	203
Figures VII.105: Toutes les combinaisons sont vérifiées	206

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Les caractéristiques principales du tunnel.....	54
Tableau II.2: Classification sismique selon le RPOA 2008.....	61
Tableau II.3: Classification des ponts (RPOA 2008)	61
Tableau II.4: Accélération selon la zone et le type de l'ouvrage (RPOA 2008)	62
Tableau II.5: Les résultats finals	62
Tableau III.6 : Investigations menées au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla.....	67
Tableau III.7: Sondages réalisés dans la zone objet d'étude.....	68
Tableau III.8: Résultats des essais SPT	70
Tableau III.9: Niveau piézométrique observé	72
Tableau III.10 : Résultats des teneurs en eau des échantillons prélevés au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla	74
Tableau III.11: Résultats de la densité des échantillons	75
Tableau III.12: Ordre de grandeur des densités apparentes (Géotechnique 2 - J. Lérau).....	75
Tableau III.13: Résultats des limites d'Atterberg et indice de consistance.....	76
Tableau III.14: Classification selon l'indice de plasticité (Costet, J. et Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols)	77
Tableau III.15: Classification selon l'indice de consistance.....	77
Tableau III.16 : Classification des sols selon la profondeur (Limites d'Atterberg).....	77
Tableau III.17: Résultats de l'essai à charge ponctuelle.....	81
Tableau III.18 : des Paramètres géomécaniques du massif de flysch obtenus par le logiciel RocData (critère de Hoek-Brown).....	90
Tableau III.19: Valeurs typiques du coefficient d'attraction du sol α et de l'angle de frottement interne ϕ selon Senneset et al. (1989).....	94
Tableau III.20: Paramètres géotechniques retenus	96
Tableau IV.21: Attribution des notes RMR pour le massif de flysch.....	100
Tableau IV.22: Ajustement du RMR selon l'orientation des discontinuités.....	101
Tableau IV.23: Signification de la classe IV du massif rocheux (RMR)	102
Tableau IV.24: Recommandations d'excavation et de soutènement selon RMR (Classe IV)	103
Tableau IV.25: Données retenues pour le choix du type de soutènement selon l'AFTES	104
Tableau IV.26: Choix du soutènement selon la classification AFTES (massif étudié).....	105
Tableau V.27: Caractéristique selon ICTAARN le tracé en plan.....	121
Tableau VI.28 : Les caractéristiques géotechniques finales pour le flysh.....	135
Tableau VI.29 : Les caractéristiques géotechniques finales pour les colovions	135
Tableau VI.30: les caractéristiques de béton projeté.....	136
Tableau VI.31: Les caractéristiques de Partie libre.....	138
Tableau VI.32: Les caractéristiques de Bulbe de scellement	138
Tableau VI.33: Paramètres géométriques d'entrée du projet.....	145
Tableau VI.34: Rayon de diffusion et choix de l'épaisseur pour la modélisation.....	146
Tableau VI.35: Vérification du critère de continuité de l'arche	146
Tableau VI.36: Calcul de la résistance composite par moyennes pondérées	148
Tableau VI.37: Paramètres finaux de Flysch Renforcé (GFRP)	152
Tableau VI.38: Synthèse des paramètres du soutènement équivalent (PLAXIS 3D)	156
Tableau VI.39: Séquence d'excavation Top-Down des talus du portail.....	158
Tableau VI.40: Déplacements Phase_12	162
Tableau VI.41: Synthèse des valeurs retenues	170

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.42 : Récapitulatif des efforts dans le soutènement - Phase Excavation Totale (Phase_112, Step 943)	184
Tableau VII.43: Paramètres et données d'entrée.....	187
Tableau VII.44 : Synthèse de vérifications structurelles	Error! Bookmark not defined.
Tableau VII.45 : RÉCAPITULATIF DES VÉRIFICATIONS RÉGLEMENTAIRES.....	189
Tableau VII.46: Les effort agissant sur chaque soutènement	192
Tableau VII.47 : résumé les paramètres géométriques et matériels de la section étudiée	193
Tableau VII.48: Récapitulatif du cas de charge le plus défavorable	195
Tableau VII.49: : Vérification réglementaire des taux d'armatures minimale et maximale.....	196
Tableau VII.50: Vérification de la capacité portante de la section sous interaction effort normal et moments fléchissants (ELU).....	197
Tableau VII.51: : Vérification de la résistance à l'effort tranchant de la section en béton (ELU)	199
Tableau VII.52: : Récapitulatif des taux d'utilisation et statuts de vérification de la coque en béton.....	200
Tableau VII.53: Lexique des variables et symboles de calcul du logiciel FIN EC 2020.....	200
Tableau VII.54: Caractéristiques géométriques et mécaniques du profilé HEB 220.....	201
Tableau VII.55: Synthèse des efforts internes de calcul (ULS) pour le Load 3742.....	202
Tableau VII.56: : Vérification de la résistance à l'effort tranchant	203
Tableau VII.57: Bilan de l'interaction compression et flexion déviée	205

AFTES : Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain

BCS : Bureau de Contrôle et de Sécurité

CETU : Centre d'Études des Tunnels

CS : Cross-Section (Section transversale étudiée)

ELS : État Limite de Service

ELU : État Limite Ultime

ENSTP : École Nationale Supérieure des Travaux Publics

FEM : Finite Element Method (Méthode des Éléments Finis)

FHWA : Federal Highway Administration (Administration fédérale des autoroutes des États-Unis)

FpGdcUA : Forepole Double Continuous Grouted Umbrella Arch (Méthode de voûte parapluie avec injection continue et double chevauchement)

GFRP : Glass Fiber Reinforced Polymer (Polymère renforcé de fibres de verre)

GSI : Geological Strength Index (Indice de Résistance Géologique)

HEB : Profilé Européen à larges ailes (poutrelle métallique type H)

ICTAAL : Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison

ICTAARN : Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Rase Campagne

IP : Indice de Plasticité

Ic : Indice de Consistance

JICA : Japan International Cooperation Agency (Agence japonaise de coopération internationale)

MEF : Méthode des Éléments Finis

NATM : New Austrian Tunnelling Method (Nouvelle Méthode Autrichienne de creusement des tunnels)

PFE : Projet de Fin d'Études

PK : Point Kilométrique

RDA : Road Development Authority

RMi : Rock Mass index (Indice de massif rocheux)

RMR : Rock Mass Rating (Classification géomécanique de Bieniawski)

RPOA : Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (Algérie)

RQD : Rock Quality Designation (Indice de qualité de la roche)

SLS : Serviceability Limit State (équivalent de l'ELS en anglais)

SPT : Standard Penetration Test (Essai de Pénétration Standard)

TBH : Tunnel Bore Hole (Désignation des forages/sondages du projet)

UASC : Umbrella Arch Selection Chart (Abaque de sélection pour les voûtes parapluies)

UCS : Uniaxial Compressive Strength (Résistance à la compression uniaxiale)

ULS : Ultimate Limit State (équivalent de l'ELU en anglais)

USCS : Unified Soil Classification System (Système de classification unifié des sols)

UTM : Universal Transverse Mercator (Système de coordonnées géographiques)

WGS 84 : World Geodetic System 1984 (Système géodésique de référence)

Symbole	Signification
A	Accélération de référence sismique ; Aire ou section transversale
A _s	Section totale de l'armature d'acier
b	Largeur de la section de référence ; Largeur des semelles du profilé métallique
C, C'	Cohésion ; Cohésion effective du terrain
C _c	Indice de compression
C _g	Indice de gonflement
D	Facteur de perturbation du massif rocheux ; Coefficient de compressibilité axiale ; Diamètre
d	Épaisseur de la paroi ; Hauteur utile (efficace) de la section en béton
E	Module de déformation ; Module de Young de la roche ou de l'acier
E _d	Effort sollicitant agissant de calcul à l'État Limite Ultime
EA	Rigidité axiale (à la compression)
EI	Rigidité à la flexion
eeq, Eeq	Épaisseur équivalente ; Module de déformation équivalent (soutènement composite)
f _c , f _{ck}	Résistance à la compression du béton ; Résistance caractéristique
f _y , f _{yk}	Limite d'élasticité (caractéristique) de l'acier
f _{p;k}	Limite de rupture spécifiée de l'acier de précontrainte
G	Gabarit du tunnel ; Module de cisaillement
H, h	Hauteur totale du tunnel ; Hauteur ou épaisseur d'une section
H _m	Hauteur libre minimale du tunnel
I	Moment d'inertie de la section (I _y , I _z)
I _c	Indice de consistance du sol
I _p	Indice de plasticité du sol
I _s , I _s (50)	Indice de résistance à la charge ponctuelle (Point Load Test)
K	Coefficient de flexibilité structurelle
k _h , k _v	Coefficients sismiques horizontal et vertical
K _p	Coefficient de poussée passive
L	Longueur d'un tube, d'un tirant ou de l'ouvrage
M	Moment fléchissant (M ₁₁ , M ₂₂ , M ₁₂ ; M _{Ed} , M _{Rd})
MR	Rapport de module (Modulus Ratio) pour la roche
m _i	Constante de la roche intacte (critère de Hoek-Brown)
N	Effort normal ou axial (N ₁ , N ₂ ; N _{Ed} , N _{Rd})
N ₃₀ , N ₆₀	Indice de résistance au battage de l'essai SPT
P _c	Pression de préconsolidation du sol
P _e	Force appliquée par le vérin lors de la mise en tension
P _{conf}	Pression de confinement
Q	Effort tranchant surfacique dans les plaques sous Plaxis 3D

qu	Résistance à la compression simple
Rc, Rs, Rp	Revanche de construction ; Revanche de signalisation ; Revanche de protection
Rd, Rt;d	Résistance de calcul ; Capacité portante de calcul
S	Espacement ou entraxe
Tskin	Frottement latéral unitaire
tw, tf	Épaisseur de l'âme ; Épaisseur des semelles du profilé métallique
u	Déplacement spatial (uy, uz et u)
V	Effort tranchant global d'une section
W	Teneur en eau (Wn, WL, WP)
Wel	Module de résistance élastique de l'acier
x	Hauteur de la zone comprimée (axe neutre)
α	Coefficient d'attraction du sol dépendant de la consistance
γ	Poids volumique du terrain
γ	Coefficients de sécurité partiels selon les Eurocodes
Δ	Variation ou augmentation d'une valeur
ε	Déformation relative aux fibres extrêmes
ν	Coefficient de Poisson
ξ	Rapport de la hauteur de l'axe neutre sur la hauteur utile
ρ	Taux d'armature dans le béton
σ	Contrainte ou résistance à la compression
φ, Φ, φ'	Angle de frottement interne ; Angle de frottement effectif du sol ou de la roche

Table des matières

CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE - STABILITÉ DES PORTAILS DE TUNNELS	22
I.1 INTRODUCTION GÉNÉRALE	23
I.2 Généralités sur les portails de tunnels	24
I.2.1 Définition du portail de tunnel	24
I.2.2 Caractéristiques géotechniques	25
I.2.3 Particularités des zones de portail.....	25
I.3 Facteurs influençant la stabilité des portails.....	26
I.3.1 Facteurs géologiques.....	26
I.3.2 Facteurs géotechniques.....	27
I.3.3 Facteurs topographiques	28
I.3.4 Facteurs hydrogéologiques.....	28
I.3.5 Facteurs liés à la construction.....	29
I.4 Mécanismes de rupture au niveau des portails.....	29
I.4.1 Glissement de talus	30
I.4.2 Éboulement et chute de blocs.....	31
I.4.3 Rupture globale du massif	32
I.4.4 Instabilité du front de taille	33
I.5 Effet des séismes sur les portails	34
I.5.1 Types de dommages sismiques.....	34
I.5.2 Mécanismes de dégradation.....	36
I.5.3 Vulnérabilité des portails	37
I.6 Méthodes d'analyse de stabilité.....	37
I.6.1 Méthodes numériques.....	38
I.6.2 Approches expérimentales	39
I.7 Techniques de stabilisation des portails	41
I.7.1 Stabilisation du talus et du massif encaissant.....	41
I.7.2 Soutènement initial de la section de portail.....	42
I.7.3 Méthodes auxiliaires et pré-soutènement	43
I.7.4 Drainage et contrôle des eaux.....	47
I.7.5 Mesures spécifiques en conditions géotechniques difficiles	48
I.7.6 Mesures de stabilisation en zone sismique.....	48
I.7.7 Instrumentation et adaptation du soutènement.....	48
I.8 Conclusion.....	49
CHAPITRE II : DESCRIPTION DU PROJET	50

II.1 Introduction.....	51
II.2 Présentation de projet	51
II.2.1 Présentation générale.....	51
II.2.2 Fiche technique du projet.....	52
II.3 Objet de l'étude.....	53
II.3.1 Présentation du tunnel.....	53
II.4 Tronçon objet d'étude	55
II.5 Topographie de la région	56
II.6 Géomorphologie	57
II.7 Contexte géologique régional et formations rencontrées	58
II.9 Caractérisation sismique.....	60
II.10.1 Climat.....	63
II.10.2 Végétation	63
II.11 Conclusion	63
CHAPITRE III : ÉTUDES ET RECONNAISSANCES DU SITE	64
III.1 Introduction	65
III.2 Reconnaissances Géotechniques.....	65
III.3 But de la campagne d'investigation	66
III.4 Investigations dans la zone objet d'étude.....	67
III.4.1 Sondages carottés.....	68
III.4.2 Les essais réalisés	69
III.5 Indice GSI (Geological Strength Index).....	82
III.6 Application De Critere De Hoek And Brown	86
IV.7 Détermination des paramètres géotechniques des matériaux colluviaux.....	90
CHAPITRE IV : CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE ET PRÉDIMENSIONNEMENT	97
IV.1 Introduction	98
IV.2 Classification RMR (Rock Mass Rating)	98
IV.2.1 Attribution des notes (RMR)	99
IV.2.3 Ajustement RMR selon l'orientation des discontinuités	101
IV.2.4 Classe du massif rocheux selon le RMR	101
IV.3 Classification AFTES	103
IV.3.1 Choix du soutènement selon la classification AFTES.....	107
IV.4 Conclusion	107
CHAPITRE V : CONCEPTION DU TUNNEL	108
V.1 Introduction	109
V.2 Exigences opérationnelles et de sécurité	110

V.2.1 Assainissement	110
V.2.2 Ventilation	111
V.2.3 Les niches de sécurité	113
V.2.4 Les galeries de communication.....	115
V.2.5 Éclairage et visibilité	116
V.3 Caractéristiques principales du tracé	120
V.3.1 Tracé en plan	120
V.3.2 Section transversale.....	121
V.3.3. Section transversale proposée	125
CHAPITRES VI : MODÉLISATION NUMÉRIQUE PAR PLAXIS 3D.....	128
VI.1 Introduction	129
VI.2 Modélisation de la géométrie.....	129
VI.2.1 Géométrie du terrain naturel.....	129
VI.2.2 Création de l'excavation et des talus	133
VI.3 Hypothèses de calcul et caractérisation des matériaux.....	134
VI.3.1 Caractérisation du massif rocheux.....	134
VI.3.3 Conception et Modélisation du système de soutènement des talus.....	136
VI.4 Modélisation du creusement du tunnel.....	141
VI.4.1 Constat d'instabilité : Limites du soutènement traditionnel.....	143
VI.4.2 Justification de la voûte parapluie : La méthode FpGdcUA	143
VI.4.3 Homogénéisation et dimensionnement géométrique de la voûte parapluie .	144
VI.4.4 Calcul de la résistance composite de la masse rocheuse renforcée.....	147
VII Renforcement du front de taille par boulonnage en fibre de verre (GFRP)	150
VIII Modélisation du soutènement provisoire : Calcul de la section équivalente	154
VI.5 Le Maillage (Mesh).....	156
VI.6 Paramétrage et phasage de l'analyse (Staged Construction).....	157
VI.6.1 Séquence d'initialisation du modèle	157
VI.6.2 Séquence de terrassement des talus (Phases 2 à 11)	158
VI.6.3 Séquence d'excavation du tunnel (Phase 12 et suivantes)	158
VI.7 Résultats Et Analyse.....	159
VI.7.1 Déplacements du Talus du portail.....	159
VI.7.2 Efforts dans les éléments de soutènement.....	163
VI.7.3 Les résultats des calculs Phase d'exécution : Tunnel Excavation.....	171
CHAPITRES VII : VÉRIFICATION STRUCTURELLE DES SOUTÈNEMENTS	186
VII.1 VÉRIFICATION STRUCTURELLE ET GÉOTECHNIQUE DES TIRANTS D'ANCRAGE	187
VII.1.1 Paramètres et données d'entrée	187

VII.1.2 vérifications structurelles.....	187
VII.1.3. Dimensionnement géotechnique du bulbe.....	188
VII.1.4. Sécurité lors de la mise en tension (Essai et Vérin).....	189
VII.1.5. Synthèse des vérifications réglementaires	189
VII.2 Application numérique au soutènement provisoire : Méthode de la section équivalente.....	189
VII.2.1 Hypothèse De Calcul	190
VII.2.2 Calcul des rigidités et coefficients de répartition.....	190
VII.3 Extraction et la division des efforts internes sur le cintre et béton projeté	192
VII.4 Vérification structurelle du soutènement (Logiciel FIN EC 2020).....	192
VII.4.1 Vérification de la coque en béton projeté.....	193
VI.4.2 Taux de travail Interprétation du logiciel	200
VII.5. Vérification détaillée des cintres métalliques (Module FIN EC – Steel).....	201
VII.5.1. Paramètres matériels et sollicitations agissantes (Load 3742)	202
VII.5.2. Classification de la section transversale	203
VII.5.3. Vérification de la capacité au cisaillement	203
VII.5.4. Vérification de la résistance aux efforts normaux et moments	204
VII.5.5. Vérification de l'interaction (Compression + Flexion bi-axiale).....	205

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le domaine du génie civil et des travaux publics, le développement des infrastructures de transport constitue un levier stratégique pour la croissance économique. En Algérie, la réalisation de liaisons autoroutières à travers des reliefs montagneux et accidentés impose la construction d'ouvrages d'art majeurs, tels que les tunnels. Si la conception de ces ouvrages rencontre de nombreuses contraintes techniques et logistiques, les défis les plus complexes à relever demeurent intrinsèquement liés à la géologie et à la géotechnique du terrain.

Parmi les différentes parties d'un ouvrage souterrain, la zone du portail est particulièrement critique. Située à l'interface entre le terrain naturel et la structure creusée, elle est souvent caractérisée par une faible couverture, des matériaux altérés et décomprimés, la rendant hautement vulnérable aux instabilités et aux glissements de terrain.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent projet de fin d'études. Ce travail a pour objet d'étudier la stabilité du portail Sud du tunnel autoroutier de Djimla, un ouvrage clé de la liaison reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest (El Eulma). Ce site présente une complexité géotechnique majeure, marquée par des pentes abruptes et la présence de formations hétérogènes de flysch (alternance de grès, d'argilites et de schistes) surmontées par des dépôts colluviaux.

L'objectif principal de cette étude est de modéliser les conditions réelles du projet afin d'estimer les déplacements du massif et d'évaluer l'interaction sol-structure en phase de réalisation. Pour capturer la complexité des déformations et respecter le phasage rigoureux des terrassements, une modélisation numérique tridimensionnelle a été menée à l'aide du logiciel PLAXIS 3D. Cette analyse permet de valider les systèmes de soutènement provisoire et de pré-soutènement nécessaires pour garantir la stabilité du versant et la sécurité du creusement.

CHAPITRE I : Étude bibliographique sur la stabilité des portails de tunnels

I.1 INTRODUCTION GÉNÉRALE

La réalisation des tunnels constitue une solution incontournable pour le développement des infrastructures de transport, en particulier dans les régions montagneuses et à relief accidenté. Cependant, la stabilité des ouvrages souterrains, et plus particulièrement celle des portails de tunnels, représente un défi majeur en ingénierie géotechnique.

Depuis les travaux pionniers de Terzaghi (1955), le comportement des sols autour des excavations a fait l'objet de nombreuses recherches. Terzaghi a montré que la stabilité des terrains dépend de leur capacité à redistribuer les contraintes et à former une voûte naturelle au-dessus des ouvertures souterraines. Par la suite, plusieurs auteurs ont contribué au développement de méthodes d'évaluation de la qualité des massifs rocheux, notamment Bieniawski (1989) avec la classification RMR et Barton et al. (1974) avec le système Q, permettant de relier les caractéristiques géomécaniques aux conditions de stabilité et aux techniques de soutènement.

Dans le cas particulier des portails de tunnels, la problématique est encore plus complexe. En effet, cette zone constitue une interface critique entre le terrain naturel et l'ouvrage souterrain, caractérisée par une faible couverture, une forte altération des matériaux et une influence importante des conditions de surface. Selon Hoek (2007), la stabilité des excavations en surface ou à faible profondeur est fortement conditionnée par la qualité du massif rocheux, la présence de discontinuités et l'état de fracturation.

Par ailleurs, l'excavation des tunnels modifie profondément l'état initial des contraintes dans le massif, entraînant une redistribution des efforts et pouvant générer des zones de concentration de contraintes. Comme l'ont montré Wang et al. (2016), ces modifications peuvent provoquer des déplacements du terrain, notamment l'affaissement du versant arrière et le déplacement vers l'extérieur de la zone frontale du tunnel, compromettant ainsi la stabilité du portail.

De plus, plusieurs études de cas récentes, notamment celle de Farhadi Ayoublou et al. (2019), ont mis en évidence que la combinaison de conditions géologiques défavorables, d'une forte hétérogénéité des formations et de méthodes d'excavation inadaptées peut conduire à des instabilités importantes, telles que des glissements de terrain ou des effondrements du portail. Ces phénomènes peuvent engendrer des retards significatifs dans les travaux et des coûts supplémentaires considérables.

En outre, la stabilité des portails est fortement influencée par des facteurs externes tels que les conditions hydrogéologiques, la topographie et les actions sismiques, qui peuvent accentuer les mécanismes de rupture. À cet égard, les méthodes d'analyse modernes, telles que les approches numériques par éléments finis, ont permis d'améliorer la compréhension du comportement des terrains et d'évaluer plus précisément les conditions de stabilité (Hammouri et al., 2008).

Ainsi, l'étude de la stabilité des portails de tunnels nécessite une approche globale intégrant à la fois les aspects géologiques, géotechniques et constructifs. Elle repose sur l'utilisation combinée de méthodes empiriques, analytiques et numériques, permettant d'identifier les mécanismes de rupture et de proposer des solutions de soutènement adaptées.

Dans ce contexte, le présent travail vise à analyser la stabilité du portail Sud du tunnel de Djimla, en tenant compte des caractéristiques géotechniques du site et des conditions de réalisation de l'ouvrage, afin de proposer des solutions de stabilisation appropriées.

I.2 Généralités sur les portails de tunnels

I.2.1 Définition du portail de tunnel

Le portail de tunnel correspond à la zone de transition entre le terrain naturel et la partie souterraine de l'ouvrage. Il ne se limite pas à la façade visible du tunnel, mais comprend également la zone proche de l'entrée ou de la sortie, où la couverture est faible et où l'influence de la surface reste dominante. Gary K. Rogers (1989) définit les portails comme les entrées en surface des excavations souterraines et souligne qu'il s'agit de zones particulièrement difficiles du point de vue du contrôle du terrain, en raison du caractère altéré, fortement discontinu et décomprimé des massifs proches de la surface.

Cette définition est cohérente avec les recommandations du guide JICA RDA (2018), qui précise que les zones de portail sont situées près des entrées et sorties du tunnel, là où la couverture est généralement faible et où l'arc de terrain se développe difficilement. Le même guide indique que la zone de portail est généralement définie comme une zone où la profondeur de couverture est de l'ordre d'une à deux fois le diamètre excavé, ce qui en fait une partie singulière du tunnel, différente des sections profondes.

Dans le même ordre d'idées, X. Zhao, T.B. Li, L.J. Tao, S. Hou, L.Y. Li et W.G. Qiu rappellent que le portail est la seule partie du tunnel exposée à l'extérieur du massif rocheux. Ils montrent que la construction de cette zone perturbe directement le versant initial, réduit la couverture et rend cette partie plus instable que le corps du tunnel.

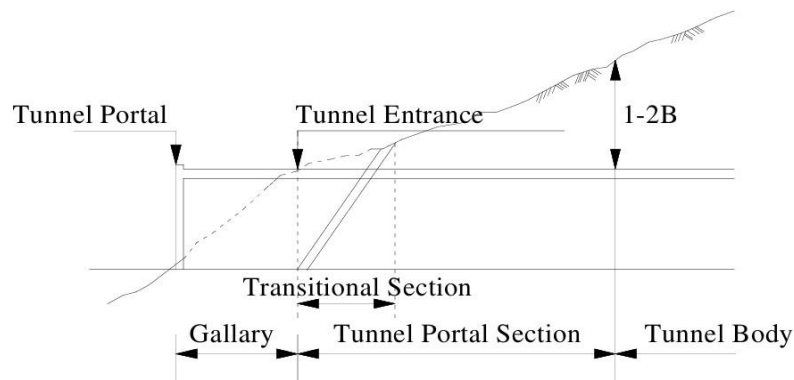


Figure I.1 : Schéma de la zone de portail de tunnel montrant la transition entre le talus et le tunnel (Zhao et al. 2013).

I.2.2 Caractéristiques géotechniques

Du point de vue géotechnique, les portails de tunnels sont souvent implantés dans des terrains défavorables, plus complexes que ceux rencontrés dans les zones profondes de l'ouvrage. Gary K. Rogers (1989) insiste sur le fait que les portails sont généralement situés dans des massifs proches de la surface, altérés, décomprimés et fortement discontinus, ce qui explique leur grande sensibilité aux instabilités.

Le guide JICA RDA (2018) confirme également que les portails sont fréquemment localisés dans des zones géologiques faibles, où l'érosion est active et où la topographie est compliquée. Il précise que leur conception doit tenir compte non seulement des caractéristiques géologiques et hydrogéologiques, mais aussi de la présence éventuelle de maisons, de structures voisines, de vallées, de zones humides et de pressions de terrain déséquilibrées.

Ces conditions se traduisent souvent par la présence de sols faibles, de roches fracturées et de pentes inclinées. Dans leur étude sur un portail en roches faibles en Turquie, Ayberk Kaya, Fikri Bulut, Selçuk Alemdağ et Aytuna Sayin (2011) montrent que les portails excavés dans des tufs modérément altérés demandent une caractérisation détaillée du massif ainsi qu'une combinaison d'approches empiriques et numériques pour le choix du soutènement.

Dans les cas les plus défavorables, le portail peut même être construit dans un glissement actif. M. Marence (2002) rapporte ainsi le cas du portail nord du tunnel de Selzthal, construit dans une pente en mouvement lent, ce qui a nécessité une structure rigide destinée à retenir le versant pendant la construction et l'exploitation.

Enfin, les conditions hydriques jouent un rôle déterminant. Xiaojun Liu, Chao Yang et Jing Yu (2015) ont montré que l'humidité réduit la résistance et augmente la déformabilité des matériaux rocheux autour des portails, ce qui accentue les risques de fluage, de déformation et d'instabilité.

I.2.3 Particularités des zones de portail

Les zones de portail se distinguent des autres sections du tunnel par plusieurs particularités géomécaniques. La première est la faible couverture. Comme le montrent X. Zhao et al., le terrain recouvrant le portail est généralement mince, ce qui réduit le confinement naturel et rend cette partie plus vulnérable que le tunnel profond. En zone sismique notamment, cette faible couverture favorise le développement de fissures, de chutes de blocs, de glissements de versant et de dommages structuraux localisés au droit du portail.

La deuxième particularité est l'interaction sol structure. Au niveau du portail, le terrain naturel, la pente excavée, les ouvrages de soutènement et la structure du tunnel interagissent directement. Le guide JICA RDA (2018) précise d'ailleurs que, dans les zones de portail, l'effet de voûte du terrain ne fonctionne pas correctement en raison de la faible couverture, de sorte que des pressions de terrain irrégulières agissent directement sur les soutènements. Le guide recommande donc un soutien rigide de cette zone.

La troisième particularité concerne les effets de surface. Les portails sont soumis aux actions météorologiques, aux eaux de ruissellement, aux venues d'eau, aux chutes de blocs, aux glissements de pente, aux débris flows et aux séismes. Le guide JICA RDA (2018) précise que les portails sont exposés aux chutes de pierres, avalanches, coulées de débris et séismes, tandis que le manuel FHWA (C. Jeremy Hung, James Monsees, Nasri Munfah et John Wisniewski, 2009) insiste sur la nécessité d'implanter les portails dans un terrain stable, avec un espace suffisant, une bonne gestion des écoulements et des dispositifs efficaces de drainage et de protection contre les inondations.

À cela s'ajoute l'action sismique, particulièrement critique pour les portails de roches tendres. Guang-yao Cui, Bo-han Song et Dao-yuan Wang (2021) rappellent que les sections de portail et les zones fracturées constituent les parties clés de la conception parasismique des tunnels, et que les portails en roches faibles sont plus sensibles que ceux en roches dures. De même, Lianjin Tao, Sen Hou, Xu Zhao, Wenge Qiu, Tianbin Li, Chunxiao Liu et Ke Wang (2014) montrent que les portails sont souvent situés dans des terrains faibles où les mouvements sismiques peuvent être amplifiés par la présence de la pente et de la surface libre.

En résumé, le portail de tunnel constitue une zone singulière et critique, où se combinent une faible couverture, des terrains altérés, une forte influence des conditions de surface et une interaction complexe entre le massif et la structure. C'est pourquoi sa stabilité doit être étudiée avec une attention particulière dès les phases préliminaires de conception.

I.3 Facteurs influençant la stabilité des portails

La stabilité d'un portail de tunnel dépend d'un ensemble de facteurs naturels et anthropiques qui agissent souvent de manière combinée. Contrairement aux sections profondes du tunnel, la zone de portail est directement influencée par la topographie de surface, l'état d'altération des matériaux, la présence éventuelle d'eau, ainsi que par les méthodes d'excavation et de soutènement mises en œuvre. Gary K. Rogers (1989) montre d'ailleurs que les portails constituent l'une des zones les plus difficiles à maîtriser en raison de la présence de terrains proches de la surface, altérés et fortement discontinus.

I.3.1 Facteurs géologiques

Les facteurs géologiques jouent un rôle déterminant dans la stabilité des portails. En premier lieu, la lithologie conditionne directement le comportement du massif. Les terrains constitués de matériaux faibles, altérés ou hétérogènes présentent une sensibilité plus élevée aux déformations et aux ruptures. À ce sujet, Ayberk Kaya, Fikri Bulut, Selçuk Alemdağ et Aytuna Sayin (2011) montrent que les portails creusés dans des tufs basaltico-andésitiques

modérément altérés représentent les sections les plus problématiques d'un tunnel en roches faibles.

Les failles, zones de cisaillement et structures tectoniques constituent également des facteurs aggravants. Elles provoquent une désorganisation du massif, augmentent la fracturation et créent des zones localement très faibles. Dans leur étude de cas sur le tunnel de Sabzkuh, Farhadi Ayoublou, Taromi et Eftekhari (2019) montrent que la complexité géologique, l'hétérogénéité des formations et l'activation d'une ancienne faille ont largement contribué à l'instabilité du portail.

Enfin, l'altération influence fortement la résistance du massif. Les roches proches de la surface sont souvent plus altérées que celles rencontrées en profondeur, ce qui réduit leur cohésion et favorise l'apparition de surfaces de rupture. Gary K. Rogers (1989) insiste sur le fait que les conditions proches de la surface, fortement altérées et très discontinues, sont au cœur des difficultés de stabilité rencontrées au niveau des portails.

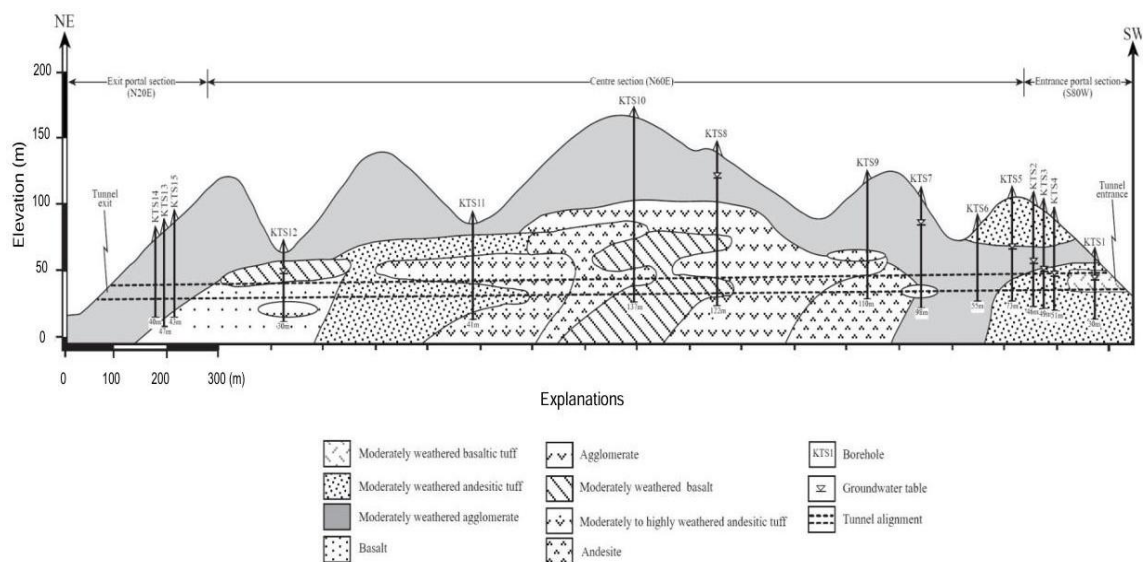


Figure I.2 : Exemple de conditions géologiques au niveau d'un portail de tunnel (Kaya et al. 2011).

I.3.2 Facteurs géotechniques

Les paramètres géotechniques constituent la base de toute analyse de stabilité. Parmi eux, la cohésion et l'angle de frottement interne contrôlent directement la résistance au cisaillement du terrain. Plus ces paramètres sont faibles, plus le risque de glissement ou d'effondrement augmente. Ainsi, dans les études de stabilité des pentes de portail, ces deux paramètres sont systématiquement utilisés comme données d'entrée pour les calculs de sécurité, comme le montrent Edden Umaga Dinata, I Gde Budi Indrawan et Arifudin Idrus (2021) dans leur étude sur un portail de tunnel de drainage.

Un autre facteur majeur est la pression interstitielle. L'augmentation de la pression de l'eau dans les vides du sol ou du massif réduit les contraintes effectives et diminue ainsi la résistance du terrain. Qiujiing Pan et Daniel Dias (2016) ont montré que la pression de l'eau interstitielle augmente la pression de soutènement nécessaire pour maintenir la stabilité du front, ce qui met en évidence l'influence directe de l'eau sur la stabilité des excavations souterraines. Bien que leur étude concerne le front de taille, le principe reste pleinement valable pour la zone de portail, où les terrains sont peu confinés et fortement sensibles à l'eau.

I.3.3 Facteurs topographiques

La topographie du site exerce une influence directe sur les conditions de stabilité du portail. La pente du versant constitue l'un des facteurs les plus importants : plus la pente est forte, plus les efforts déstabilisants augmentent. De même, une hauteur importante du talus accroît la masse mobilisable et le risque de rupture globale ou locale.

Dans plusieurs cas d'étude, les portails sont implantés sur des versants raides ou dans des tranchées profondes. M. Marence (2002) décrit par exemple un portail construit sur un flanc de vallée soumis à un glissement lent, où la géométrie du versant a fortement conditionné la conception de la structure de soutien. De même, Edden Umaga Dinata et al. (2021) indiquent que les pentes autour du portail du tunnel étudié atteignent 45° à 60°, ce qui illustre bien la sensibilité des portails implantés dans des reliefs escarpés.

Les recommandations du guide JICA RDA (2018) confirment également que la géométrie du versant et la faible couverture en zone de portail doivent être prises en compte spécifiquement dans le dimensionnement et la définition de la zone de portail.

I.3.4 Facteurs hydrogéologiques

Les facteurs hydrogéologiques sont parmi les plus critiques dans la stabilité des portails. La présence d'eau souterraine peut réduire la résistance du terrain, provoquer une augmentation des pressions interstitielles, dégrader les propriétés mécaniques des roches altérées et favoriser les glissements. M. Marence (2002) montre, dans le cas du tunnel de Selzthal, que la forte teneur en eau des matériaux argileux au voisinage du portail compliquait fortement la caractérisation géotechnique et favorisait l'érosion rapide des fouilles.

L'infiltration des eaux de surface constitue également un facteur aggravant, surtout dans les zones de faible couverture. Liu Xiaojun, Chao Yang et Jing Yu (2015) ont démontré que l'humidité réduit le module élastique et modifie le comportement différé des roches au niveau d'un portail de tunnel, ce qui montre que la présence d'eau peut accentuer la déformation et la perte de stabilité du massif.

Le guide JICA-RDA (2018) et le manuel FHWA (Hung, Monsees, Munfah et Wisniewski, 2009) insistent d'ailleurs tous deux sur la nécessité d'intégrer dès la conception des dispositifs de drainage et de contrôle des eaux au niveau des portails, afin de limiter les pressions d'eau et les effets d'érosion.

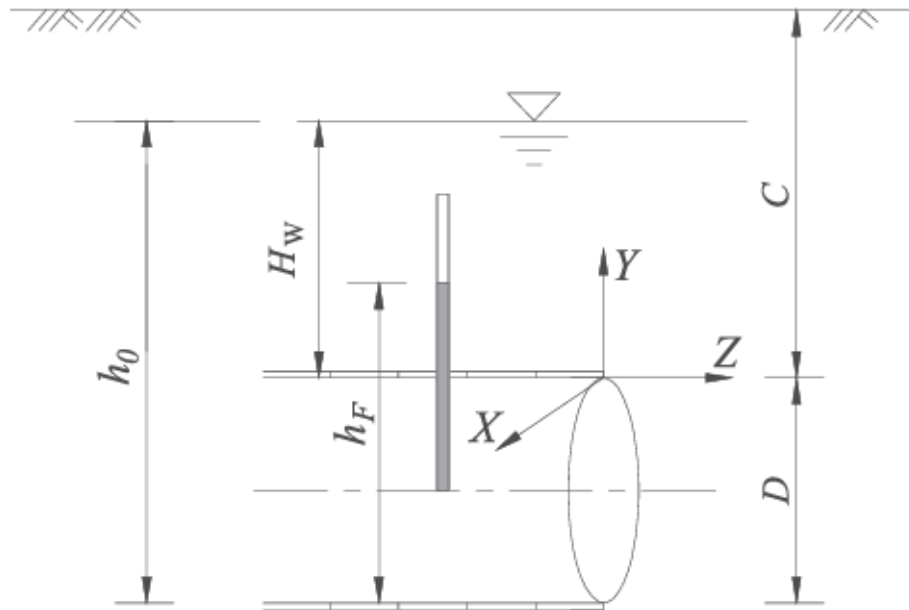


Figure I.3: Influence de la nappe phréatique sur la stabilité du front de tunnel (Pan & Dias 2017).

I.3.5 Facteurs liés à la construction

Les conditions de construction influencent fortement la stabilité du portail. La méthode d'excavation est déterminante, car elle modifie l'état de contrainte du massif et peut, si elle est mal choisie, déclencher ou accélérer les mécanismes de rupture. Farhadi Ayoublou et al. (2019) montrent clairement que l'utilisation de méthodes d'excavation inadaptées dans un contexte géologique instable a conduit à l'activation d'une ancienne faille et à plusieurs effondrements du portail.

La qualité du soutènement est tout aussi importante. Un soutènement insuffisant, mal séquencé ou mal adapté à la qualité du terrain peut entraîner une dégradation rapide de la stabilité. Ayberk Kaya et al. (2011) montrent que, pour les portails en roches faibles, les approches empiriques doivent être combinées aux analyses numériques afin de proposer un système de soutènement plus fiable. De même, Hanwen Zhu, Wenwen Ba, Junchao Bao, Fuhua Wang, Libo Ding et Zhanping Song (2021) soulignent, à partir d'analyses numériques, que la stabilité du portail évolue fortement pendant les phases d'excavation et dépend directement de la méthode constructive adoptée.

Enfin, les recommandations du guide JICA RDA (2018) et du manuel FHWA (2009) montrent que la stabilité des portails doit être étudiée en lien direct avec le mode d'excavation, le séquençement des travaux, le choix du soutènement initial et les mesures de drainage associées.

I.4 Mécanismes de rupture au niveau des portails

La zone de portail constitue l'une des parties les plus sensibles d'un tunnel, car elle se situe à l'interface entre l'ouvrage souterrain et le terrain naturel. Contrairement aux sections profondes du tunnel, elle est caractérisée par une faible couverture, une forte influence des effets de surface et une perturbation importante du versant lors de l'excavation. X. Zhao, T.B. Li, L.J. Tao, S. Hou, L.Y. Li et W.G. Qiu rappellent que le portail est la seule partie du tunnel exposée à l'extérieur du massif rocheux et que la construction de cette zone perturbe directement la pente initiale, ce qui la rend nettement plus instable que le corps du tunnel. De même, le guide de la JICA et de la Road Development Authority (2018) précise que la couverture au niveau du portail est généralement faible, que l'arc de terrain s'y forme difficilement et que cette zone est particulièrement exposée aux éboulements, glissements, coulées de débris et séismes.

I.4.1 Glissement de talus

Le glissement de talus constitue l'un des mécanismes de rupture les plus fréquents au niveau des portails. Il peut être superficiel ou profond, localisé ou généralisé, selon la géométrie du versant, la nature des matériaux, les conditions hydrogéologiques et la méthode d'excavation. Farhad Farhadi Ayoublou, Majid Taromi et Abbas Eftekhari (2019) montrent, dans le cas du tunnel de Sabzkuh, que la combinaison d'un versant raide, d'une géologie complexe, d'un niveau piézométrique élevé et d'une excavation inadaptée a provoqué l'activation d'un ancien glissement, suivie d'un effondrement en cheminée et d'une rupture du talus au droit du portail. Dans un autre cas, M. Marencé (2002) décrit le portail nord du tunnel de Selzthal, construit dans un glissement actif, où des déplacements de l'ordre de 5 mm/an avaient été mesurés avant les travaux, ce qui a nécessité une structure rigide capable de retenir le versant pendant la construction et l'exploitation. Ces études montrent que le glissement de talus est souvent le résultat d'une interaction entre topographie, faibles caractéristiques mécaniques du terrain et présence d'eau.

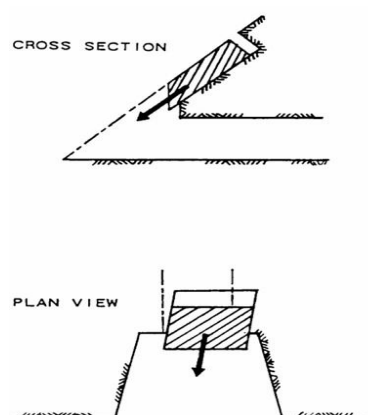


Figure I.4: Coupe transversale (axe central du portail) et vue en plan de la rupture par glissement du talus supérieur du portail (Gary K. Rogers 1989).

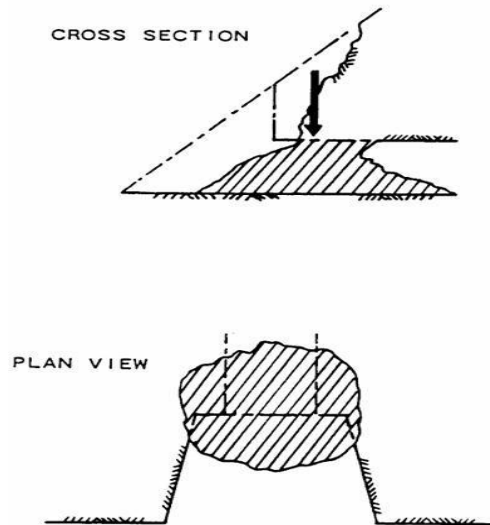


Figure I.5: Coupe transversale (axe central du portail) et vue en plan de la rupture par affaissement/effondrement du talus supérieur Gary K. Rogers 1989).



Figure I.6: Exemples de mécanismes de rupture au niveau des portails (Failure of tunnel slope, Wang et al., 2009).

I.4.2 Éboulement et chute de blocs

L'éboulement et la chute de blocs sont des mécanismes très fréquents dans les portails excavés en massif rocheux. Ils sont généralement favorisés par la présence de discontinuités ouvertes, de surfaces altérées, de plans de schistosité ou de stratification défavorables, ainsi que par la décompression induite par l'excavation. À partir d'une base de données de plus de 500 cas, Gary K. Rogers (1989) montre que le type de défaillance le plus courant pour les portails actifs est le crown face overbreak, c'est-à-dire une rupture localisée en couronne ou au front supérieur du portail, liée à la faible qualité du massif proche de la surface. Le guide JICA-RDA (2018) rappelle également que les structures de portail doivent avant tout protéger la zone d'entrée contre les chutes de blocs, les glissements et les avalanches de versant, ce qui confirme l'importance de ce mode de rupture dans la pratique. Enfin, les observations rapportées par X. Zhao et al. À la suite du séisme de Wenchuan montrent que la chute de blocs et l'effondrement des pentes frontales ou latérales sont parmi les dommages les plus caractéristiques observés au droit des portails.



Figure I.7: Exemples de mécanismes de rupture au niveau des portails (Rock fall at the entrance of Zagunao Tunnel, Wang et al., 2009)

I.4.3 Rupture globale du massif

La rupture globale du massif correspond à un mécanisme plus étendu, mobilisant un volume important de terrain autour du portail. Elle peut prendre la forme d'un glissement général du versant, d'une rupture rotationnelle profonde, d'un affaissement généralisé ou d'un effondrement composite impliquant à la fois la pente et la cavité souterraine. Dans sa classification des défaillances externes, Gary K. Rogers (1989) distingue notamment les mécanismes de rupture globale par glissement de masse, de glissement du talus supérieur et

d'affaissement/effondrement du talus supérieur, qui traduisent tous des instabilités à grande échelle autour de l'entrée du tunnel. Le cas étudié par M. Marence (2002) illustre bien ce type de comportement, puisque le portail a dû être conçu comme une structure rigide insérée dans un glissement lent de grande dimension. De même, Farhadi Ayoublou et al. (2019) montrent qu'en présence d'un ancien glissement, d'une forte hétérogénéité des formations et d'une mauvaise maîtrise des eaux, la rupture du portail peut évoluer rapidement vers une instabilité généralisée du versant.

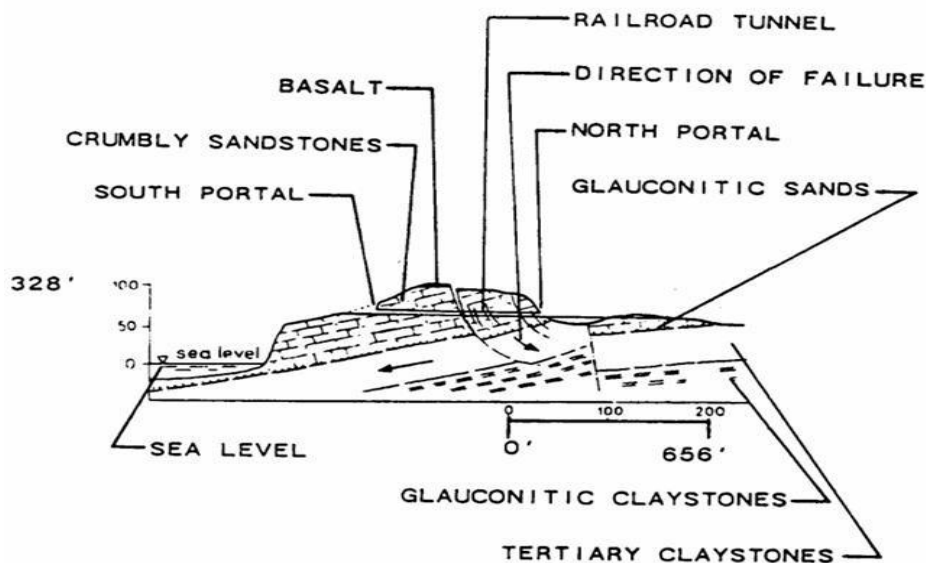


Figure I.8: Rupture globale par glissement de masse au niveau du portail d'un tunnel ferroviaire en Nouvelle-Zélande (Zaruba et al., 1969 ; d'après Benson, 1940).

I.4.4 Instabilité du front de taille

L'instabilité du front de taille au niveau du portail constitue un mécanisme particulièrement critique, car elle se développe dans une zone où la couverture est faible, où le confinement naturel est réduit et où l'excavation perturbe fortement le massif. Le guide JICA-RDA (2018) précise que, dans les zones de portail, la couverture est généralement de l'ordre d'une à deux fois le diamètre excavé et que l'effet d'arc y est difficile à mobiliser, ce qui rend cette zone plus vulnérable aux déformations et aux ruptures. De leur côté, Qiuqing Pan et Daniel Dias (2016) rappellent que le front de taille est une zone à haut risque, car le relâchement des contraintes peut y provoquer facilement un effondrement, en particulier lorsque la pression interstitielle augmente. Ils montrent aussi que l'élévation de la nappe phréatique accroît la pression critique nécessaire pour maintenir la stabilité du front. Enfin, E.B. Aygar et C. Gokceoglu (2021) soulignent que les excavations du portail et celles du tunnel ne doivent jamais être analysées séparément, car une rupture du talus ou du front au niveau du portail affecte directement la stabilité du tunnel et peut interrompre complètement l'avancement.

Ainsi, l'instabilité du front de taille au portail ne constitue pas seulement un problème local, mais un mécanisme pouvant compromettre l'ensemble de la construction.

I.5 Effet des séismes sur les portails

Le portail de tunnel constitue l'une des zones les plus sensibles vis-à-vis de l'action sismique, car il se situe à l'interface entre le terrain naturel, le talus excavé et l'ouvrage souterrain. Contrairement aux sections profondes du tunnel, le portail est caractérisé par une faible couverture, une forte influence des effets de surface et une perturbation importante du versant lors de l'excavation. Selon Zhao, Li, Tao, Hou, Li et Qiu, la section de portail est l'une des parties les plus facilement endommagées d'un tunnel de montagne pendant un fort séisme, notamment parce que l'ouverture du tunnel est la seule partie exposée à l'extérieur du massif rocheux. De même, le guide JICA (2018) précise que les zones de portail sont généralement situées dans des secteurs à faible recouvrement, où l'effet de voûte du terrain se développe difficilement, ce qui les rend particulièrement vulnérables aux aléas naturels, y compris les séismes.

I.5.1 Types de dommages sismiques

Les dommages sismiques observés au niveau des portails peuvent affecter à la fois le versant, la structure de tête et le revêtement du tunnel. Zhao et al. (2014) classent ces dommages en trois grandes catégories : les dommages de pente, les dommages de structure de portail et les dommages du revêtement. Dans ce cadre, les formes de dégradation les plus fréquentes sont les fissures, les chutes de blocs et les glissements de pente.

Les fissures apparaissent aussi bien dans la pente que dans la structure du portail et dans le revêtement voisin. Elles traduisent généralement une concentration locale de déformations, liée aux mouvements différentiels du terrain et à la redistribution des contraintes induites par le séisme. Dans les cas les plus sévères, ces fissures peuvent évoluer vers des déformations plus importantes ou vers des effondrements partiels de la tête de tunnel.



Figure I.9 : Classification des dommages sismiques (Shen et al., 2014)

Les chutes de blocs et les éboulements constituent également des dommages très fréquents, en particulier dans les portails excavés dans des massifs rocheux fracturés ou altérés. Sous l'effet des vibrations sismiques, les blocs instables se détachent le long des discontinuités et peuvent obstruer l'entrée du tunnel, voire recouvrir totalement l'ouverture. Les observations rapportées par Zhao et al. Montrent que ce type de dommage est récurrent dans les zones de portail soumises à de forts séismes.



Figure I.10: Classification des dommages sismiques chute des blocs (Shen et al., 2014)

Le glissement de pente représente enfin l'un des mécanismes les plus critiques, car il peut mobiliser un volume important de terrain et compromettre directement la stabilité du portail. Ce phénomène est favorisé par la combinaison d'une pente raide, d'une faible cohésion, d'une couverture réduite et d'un état de fracturation avancé. Les études de cas montrent que, dans

certaines situations, l'instabilité du versant constitue la cause principale de la rupture du portail.



Figure I.11 : Classification des dommages sismiques Effondrement par rupture de pente (Li 2012)

I.5.2 Mécanismes de dégradation

Les dommages sismiques au niveau des portails s'expliquent principalement par la propagation des ondes dans une zone de faible recouvrement et par les phénomènes d'amplification locale. En effet, le portail se situe à proximité immédiate de la surface libre, ce qui modifie la réponse dynamique du terrain par rapport aux sections profondes du tunnel. Le guide JICA (2018) rappelle que la zone de portail correspond à une zone où le recouvrement est généralement de l'ordre d'une à deux fois le diamètre excavé, et où l'effet de voûte du terrain est difficile à mobiliser. Dans ces conditions, les sollicitations dynamiques sont plus directement transmises à la structure et au talus.

Le premier mécanisme de dégradation est lié aux ondes de surface et, plus généralement, à la propagation des mouvements sismiques dans la zone proche de la surface. Comme le portail est la partie moins confinée du tunnel, les mouvements du terrain s'y expriment plus librement, ce qui peut provoquer des déformations du talus, l'ouverture de fissures et des déplacements forcés sur la structure de tête. Cui, Song et Wang (2021) rappellent à ce propos que la section de portail et la zone de faille constituent les sections clés de la conception parasismique des tunnels, et que les portails en roches tendres sont plus affectés que ceux implantés dans des roches dures.

Le second mécanisme concerne l'amplification des effets sismiques. Cette amplification est due à plusieurs facteurs : la faible couverture, la présence d'une pente, la rupture de continuité entre le terrain et l'ouvrage, ainsi que la qualité médiocre des matériaux proches de la surface. Zhao et al. (2014) soulignent que la faible épaisseur de recouvrement, les interfaces, les discontinuités et les méthodes de construction font partie des facteurs majeurs contrôlant les mécanismes de rupture du portail sous séisme. Dans le même sens, Cui et al. (2021) montrent

que les déplacements forcés et les effets inertiels sont plus importants dans la section de portail que dans les sections ordinaires du tunnel.

I.5.3 Vulnérabilité des portails

La vulnérabilité sismique des portails est directement liée à leur position géométrique et à leurs conditions géotechniques. Contrairement au corps du tunnel, qui bénéficie du confinement du massif encaissant, le portail est implanté dans une zone décomprimée, altérée, souvent fortement discontinue et directement influencée par les phénomènes de surface. Gary K. Rogers (1989) souligne d'ailleurs que les portails figurent parmi les zones les plus difficiles à maîtriser en matière de contrôle du terrain, précisément à cause des conditions proches de la surface : massif altéré, fortement fracturé et relâché.

Cette vulnérabilité est renforcée par la géométrie même de la zone de portail. Le guide JICA (2018) indique que les portails sont souvent implantés dans des zones géologiques faibles, soumises à l'érosion, à une topographie complexe et à des charges dissymétriques. En service, ils peuvent être affectés par des chutes de blocs, des avalanches, des coulées de débris, des infiltrations d'eau et des séismes. Cela explique pourquoi le portail doit faire l'objet d'une conception spécifique, distincte de celle du tunnel profond.

Par ailleurs, la littérature montre que la vulnérabilité est encore plus forte dans les portails en roches tendres ou dans les terrains très hétérogènes. Cui, Song et Wang (2021) ont montré, à partir d'essais sur table vibrante, que l'adoption combinée de mesures rigides et flexibles permet d'améliorer significativement la sécurité de la zone de portail : l'augmentation minimale du facteur de sécurité peut atteindre 85,20 % à 140,99 %, contre 30,40 % à 62,28 % pour le renforcement structurel seul, et 41,86 % à 53,30 % pour les joints dissipatifs seuls. Ces résultats montrent que le portail n'est pas seulement une zone vulnérable, mais aussi une zone qui nécessite des mesures de protection spécifiques et adaptées au contexte sismique.

En définitive, la vulnérabilité des portails s'explique par la combinaison de plusieurs facteurs : faible couverture, présence d'un talus excavé, mauvaise qualité du massif proche de la surface, interfaces géologiques défavorables, effets d'amplification sismique et interaction complexe entre le terrain et la structure. C'est pourquoi les portails doivent être considérés comme des zones critiques dans toute étude parasismique des tunnels.

I.6 Méthodes d'analyse de stabilité

L'analyse de la stabilité des portails de tunnels repose sur plusieurs familles de méthodes complémentaires. En pratique, aucune approche ne suffit à elle seule pour décrire correctement le comportement de cette zone critique, située à l'interface entre le versant, la structure de tête et la partie souterraine de l'ouvrage. C'est pourquoi la littérature recommande généralement de combiner des méthodes numériques et des approches expérimentales ou observationnelles, afin d'obtenir une évaluation plus réaliste des mécanismes d'instabilité et des besoins en soutènement. Selon le guide JICA-RDA (2018), le

choix de la méthode de conception dépend du type de tunnel, des conditions de terrain et du niveau de complexité géotechnique ; dans les cas particuliers, notamment en zone de portail, le recours aux méthodes analytiques et numériques devient nécessaire.

I.6.1 Méthodes numériques

Les méthodes numériques sont aujourd'hui largement utilisées pour étudier la stabilité des portails, car elles permettent de prendre en compte la géométrie réelle du site, l'hétérogénéité du terrain, la séquence d'excavation et l'interaction entre le massif et les soutènements. Elles sont particulièrement adaptées aux zones de portail, où les conditions de contrainte sont complexes et où la faible couverture rend les mécanismes de rupture plus difficiles à représenter par des approches simplifiées. Le guide JICA–RDA (2018) indique d'ailleurs que les méthodes analytiques doivent souvent être complétées par des analyses numériques dans les cas spéciaux, comme les tunnels à grande section, les terrains meubles, les pentes instables ou les zones proches d'ouvrages existants.

- **Éléments finis (FEM)**

La méthode des éléments finis (FEM) est l'une des approches numériques les plus utilisées dans la littérature sur les portails. Selon le guide JICA RDA (2018), l'analyse FEM permet de reproduire des structures géologiques complexes, de représenter les étapes successives de l'excavation et d'évaluer le comportement du terrain, du soutènement initial et du revêtement. Le guide précise également que cette méthode peut être utilisée pour étudier la stabilité des soutènements, l'efficacité des méthodes auxiliaires et même les impacts sur l'environnement.

Plusieurs études de cas confirment son intérêt. M. Marence (2002) a utilisé un modèle bidimensionnel par éléments finis pour analyser la stabilité du portail nord du tunnel de Selzthal, construit dans un glissement actif. Cette modélisation a permis de vérifier la solution de soutènement retenue, puis d'évaluer l'amélioration de la stabilité du versant après les travaux par corrélation avec les mesures in situ.

Dans le même esprit, Ayberk Kaya, Fikri Bulut, Selçuk Alemdağ et Aytuna Sayin (2011) ont combiné les classifications géomécaniques et l'analyse FEM pour définir les besoins en soutènement d'un portail excavé dans des roches faibles en Turquie. Ils concluent que, pour obtenir un dimensionnement fiable, les méthodes empiriques doivent être associées à des analyses numériques.

De façon plus récente, Hanwen Zhu, Wenwen Ba, Junchao Bao, Fuhua Wang, Libo Ding et Zhanping Song (2021) ont utilisé le logiciel Midas GTS NX pour simuler la stabilité de la section de portail du tunnel de l'autoroute E60 en Géorgie. Leur étude montre que l'analyse

Numérique permet d'identifier les zones où les déplacements et les contraintes évoluent fortement pendant les travaux, notamment dans les premiers mètres à l'avant du portail, et qu'elle peut ainsi aider à adapter la séquence d'excavation et le schéma de monitoring.

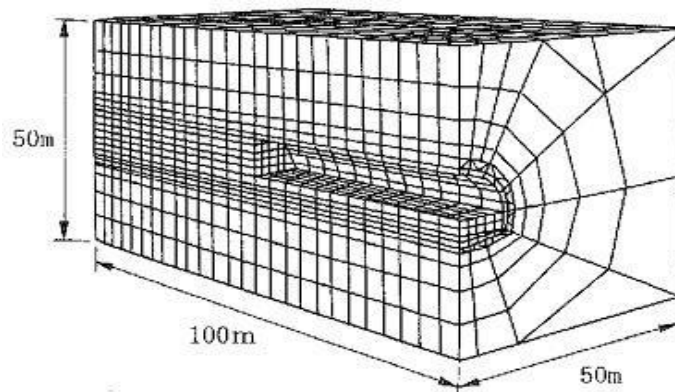


Figure I.12: Exemple de maillage pour une analyse tridimensionnelle par éléments finis (MEF). (Source : Méthode de construction des tunnels de montagne, de l'étude à la construction, 2007, Société japonaise de géotechnique (en japonais)).

- **Différences finies**

La méthode des différences finies est également très utilisée lorsqu'il s'agit de représenter l'effet de l'eau, les écoulements souterrains ou les comportements fortement non linéaires du terrain. Elle est particulièrement intéressante dans les études où l'influence de la nappe ou de la pression interstitielle est déterminante.

À ce sujet, Qiuqing Pan et Daniel Dias (2016) ont utilisé FLAC3D, fondé sur la méthode des différences finies, pour calculer la distribution de la pression d'eau interstitielle devant un front de tunnel excavé sous la nappe. Les résultats numériques ont ensuite été couplés à un mécanisme de rupture rotationnelle 3D pour analyser la stabilité du front. Leur étude montre que l'élévation du niveau d'eau réduit fortement la stabilité et augmente presque proportionnellement la pression de soutènement requise. Ils montrent aussi que la perméabilité anisotrope influence sensiblement les résultats, ce qui met en évidence l'intérêt de cette méthode pour les problèmes hydro-mécaniques complexes.

Ainsi, les différences finies apparaissent particulièrement adaptées aux analyses de stabilité en terrain saturé, aux problèmes de drainage, de venue d'eau ou de couplage hydromécanique, qui sont fréquents au niveau des portails.

I.6.2 Approches expérimentales

Les approches expérimentales occupent une place essentielle dans l'analyse de stabilité, car elles permettent d'observer directement le comportement du terrain et de valider les hypothèses issues des méthodes analytiques et numériques. Dans les études de portails, ces approches comprennent à la fois les essais de terrain, les essais de laboratoire, le monitoring in situ et les essais physiques sur modèles réduits.

Dans l'étude de Kaya et al. (2011), les investigations de terrain comprennent la cartographie géologique, les levés détaillés de discontinuités, les forages et l'échantillonnage, tandis que les essais de laboratoire servent à déterminer les propriétés physiques, mécaniques et élastiques des unités rocheuses. Les auteurs montrent que cette base expérimentale est indispensable pour alimenter correctement les modèles empiriques et numériques.

Le rôle du monitoring est également mis en avant dans le guide JICA RDA (2018), qui intègre les mesures d'observation dans la logique même de conception. Le guide souligne que les résultats de mesure permettent de vérifier si le comportement réel du tunnel reste conforme aux hypothèses du projet, d'identifier les cas où les déformations sont excessives et, si nécessaire, de modifier le soutènement ou la méthode de construction. Il insiste aussi sur la nécessité de mettre en place un dispositif de mesure détaillé, en particulier lorsque le comportement du terrain s'écarte du scénario prévu.

Enfin, les modèles expérimentaux dynamiques jouent un rôle important dans les études sismiques. Guang-yao Cui, Bo-han Song et Dao-yuan Wang (2021) ont ainsi réalisé des essais sur table vibrante pour analyser le comportement sismique d'un portail en roche tendre soumis à différentes mesures de protection. Leur travail a permis de comparer le renforcement structurel, l'installation de joints dissipatifs et la combinaison des deux, montrant que la solution mixte améliore le plus fortement le facteur de sécurité du portail. Ce type d'approche expérimentale est particulièrement utile pour comprendre les mécanismes dynamiques de déformation et pour valider les dispositifs de protection parasismique.

En résumé, les approches expérimentales constituent un complément indispensable aux méthodes analytiques et numériques. Elles permettent de caractériser le terrain, de suivre l'évolution réelle du comportement du massif pendant les travaux et de valider les modèles utilisés dans les études de stabilité.

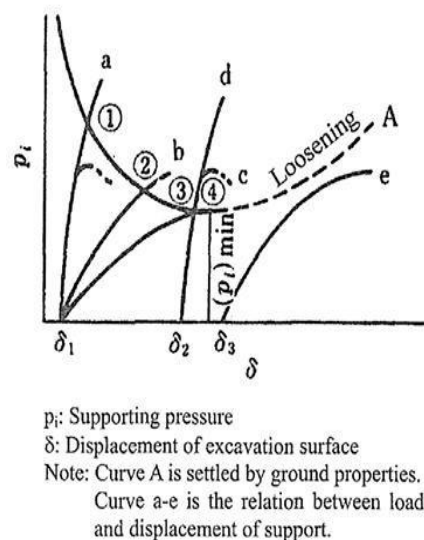


Figure I.13 : Courbe interaction terrain-soutènement (Fenner-Pacher) (JICA, 2018).

I.7 Techniques de stabilisation des portails

La stabilisation des portails de tunnels repose sur un ensemble de mesures qui doivent être adaptées à la fois à la qualité du massif, à la géométrie du talus, aux conditions hydrogéologiques et au mode d'excavation. Dans la littérature, les auteurs montrent que le portail ne peut pas être traité comme une simple section de tunnel, car il se situe à l'interface entre le versant et l'ouvrage souterrain, dans une zone souvent altérée, faiblement couverte et fortement perturbée par les travaux. Gary K. Rogers (1989) insiste ainsi sur le fait que les portails nécessitent des règles spécifiques d'excavation et de soutènement, tandis que le guide JICA-RDA (2018) leur consacre un ensemble de dispositions particulières, en traitant séparément la conception des zones de portail, le béton projeté, les boulons d'ancrage, les cintres métalliques, le revêtement, le radier, l'étanchéité, le drainage et les méthodes auxiliaires.

I.7.1 Stabilisation du talus et du massif encaissant

La première catégorie de mesures concerne la stabilisation du talus au droit du portail. Lorsque le portail est implanté dans un versant instable ou dans un glissement actif, les solutions classiques de boulonnage ou d'ancrage ne sont pas toujours suffisantes. Dans le cas du tunnel de Selzthal, M. Marencé (2002) montre que l'absence de formations compétentes en profondeur ne permettait pas l'utilisation d'ancrages précontraints ; l'auteur a donc retenu une structure rigide fondée sur des lamelles de paroi moulée (cut-off lamellas) et une paroi diaphragme, capables de retenir le mouvement de glissement pendant la construction et en phase d'exploitation. Ce travail illustre bien le fait que la stabilisation du portail peut nécessiter des dispositifs lourds, directement intégrés au soutènement du versant.

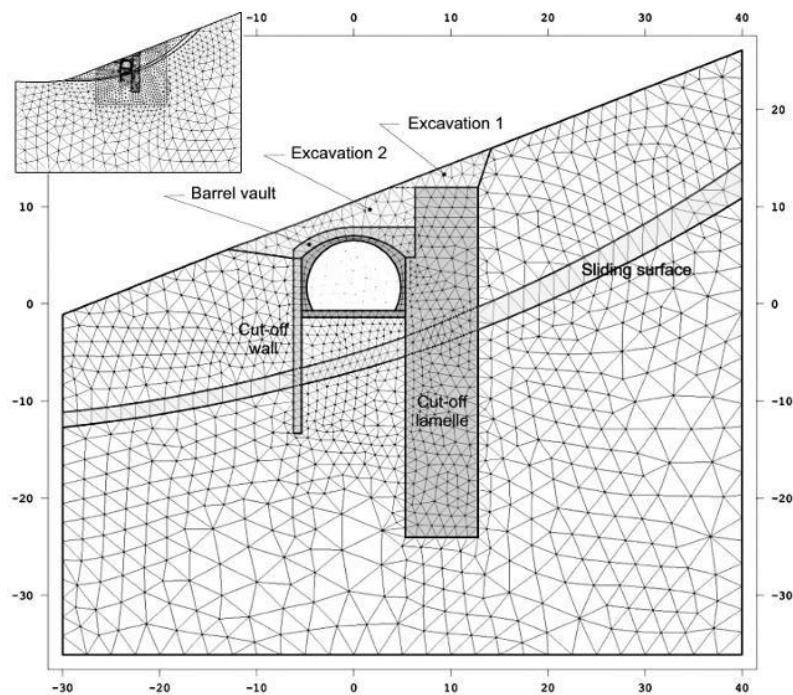


Figure I.14: Maillage par éléments finis avec les étapes d'excavation.

I.7.2 Soutènement initial de la section de portail

Le soutènement initial du portail vise à assurer la stabilité immédiate du terrain après excavation. Dans le guide JICA RDA (2018), les éléments de base du soutènement sont clairement identifiés : béton projeté, boulons d'ancrage, cintres métalliques, revêtement et radier (invert). Ces éléments constituent la base du soutènement dans les tunnels routiers selon l'approche NATM. De son côté, Gary K. Rogers (1989) distingue explicitement, dans ses recommandations de conception, les rubriques rock reinforcement, shotcrete et steel sets/portal canopy, ce qui montre que le renforcement du massif, le béton projeté et les cintres ou canopées de portail figurent parmi les solutions principales de stabilisation.

Les études en roches faibles confirment cette orientation. Dans leur étude sur le portail du tunnel de Konakönü en Turquie, Ayberk Kaya, Fikri Bulut, Selçuk Alemdağ et Aytuna Sayin (2011) montrent que la sélection du soutènement doit reposer sur une combinaison d'approches empiriques et numériques. Ils rappellent que les classifications RMR, Q, RMI, NATM et GSI peuvent être utilisées pour un prédimensionnement initial, mais que ce dernier doit être vérifié par calcul numérique pour obtenir un soutènement plus fiable dans les roches faibles.



Figure I.15: Machine à projeter le béton (à gauche) et projection de béton (voie humide, à droite). (Source : projet JICA).

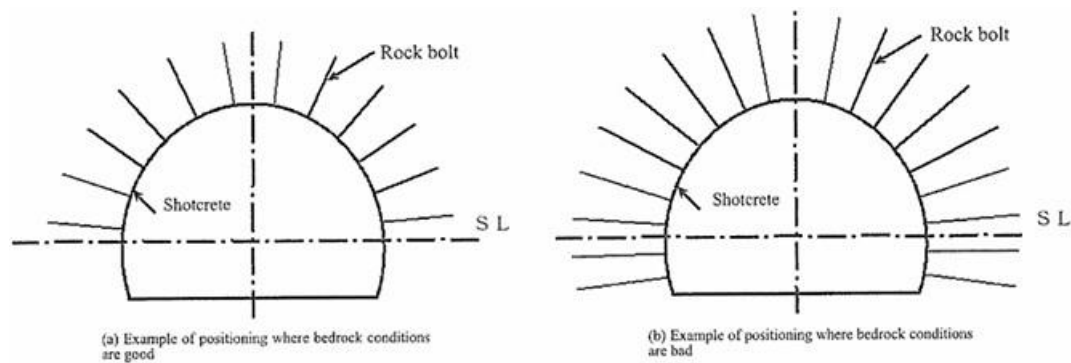


Figure I.16: Système de boulonnage pour le renforcement du massif rocheux (JICA, 2018).

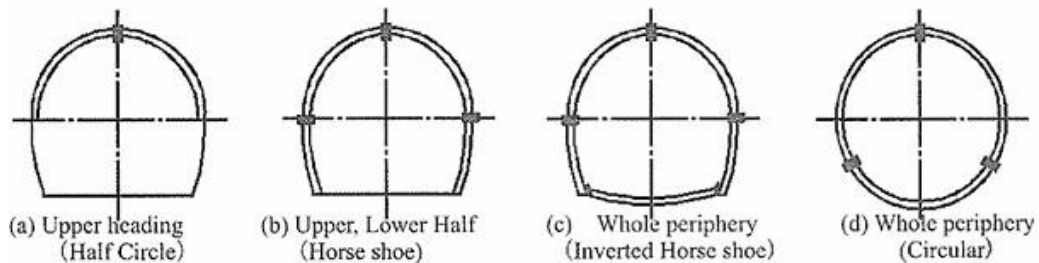


Figure I.17: Cintres métalliques utilisés pour le soutènement du tunnel (JICA, 2018).

I.7.3 Méthodes auxiliaires et pré-soutènement

Lorsque les conditions géotechniques sont défavorables, le soutènement initial peut être complété par des méthodes auxiliaires de pré-soutènement. Le guide JICA RDA (2018) classe ces méthodes en quatre familles : les méthodes de stabilisation de la couronne, les méthodes de stabilisation du front, les méthodes de stabilisation du pied d'excavation, et les méthodes de contrôle des venues d'eau. Dans les figures et tableaux du guide apparaissent notamment le forepoling, le pipe forepiling, le face shotcrete, les face bolts, les groutings, les temporary inverts, ainsi que les reinforcement foot piles et side piles. Cela montre que la stabilisation du portail peut s'appuyer sur une large gamme de solutions temporaires ou permanentes avant même l'ouverture complète de la section.

Dans la littérature scientifique, Qiuqing Pan et Daniel Dias (2016) rappellent également que, dans le cas des tunnels NATM à front ouvert, la stabilité du front peut être améliorée par des dowels et des umbrella pipes, dont l'effet peut être assimilé à une pression de soutènement appliquée au front. Même si leur étude porte sur la stabilité du front de taille, ces dispositifs font clairement partie des techniques de stabilisation mobilisables au voisinage du portail lorsque la couverture est faible et que le terrain est peu stable.

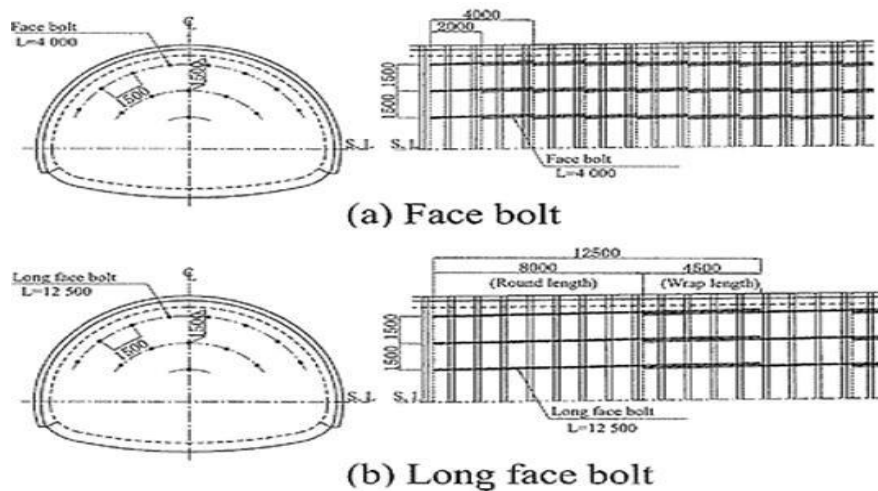


Figure I.18: Exemple de boulons de front de taille pour la stabilisation du front et du portail
(Source : Standard Specifications For Tunneling-2006 : Mountain Tunnels, 2007, Japan Society of Civil Engineers, P-181).

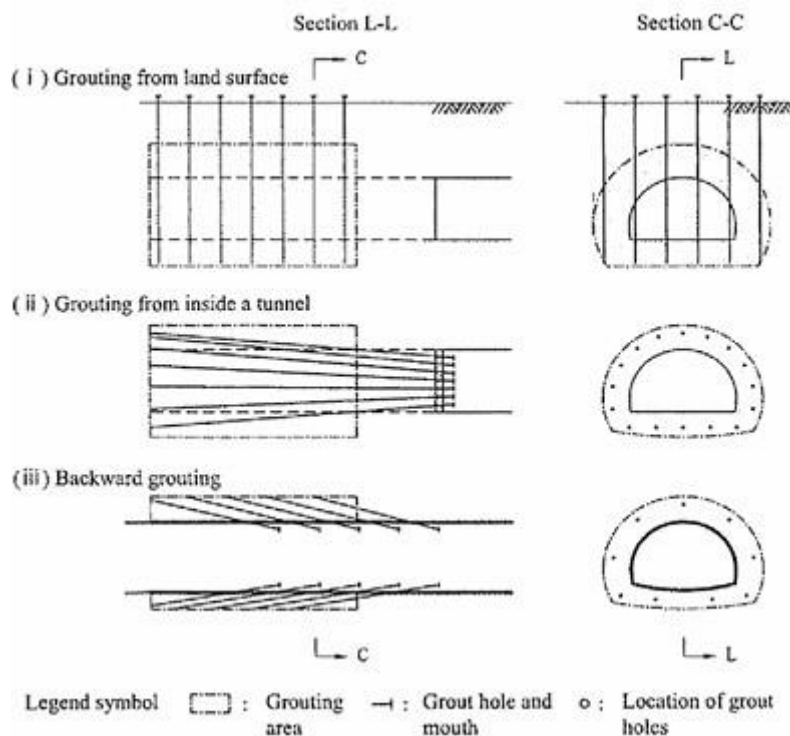


Figure I.19: Exemple de boulons de front de taille pour la stabilisation du front et du portail.
(Source : Standard Specifications For Tunneling-2006 : Mountain Tunnels, 2007, Japan Society of Civil Engineers, P-182)

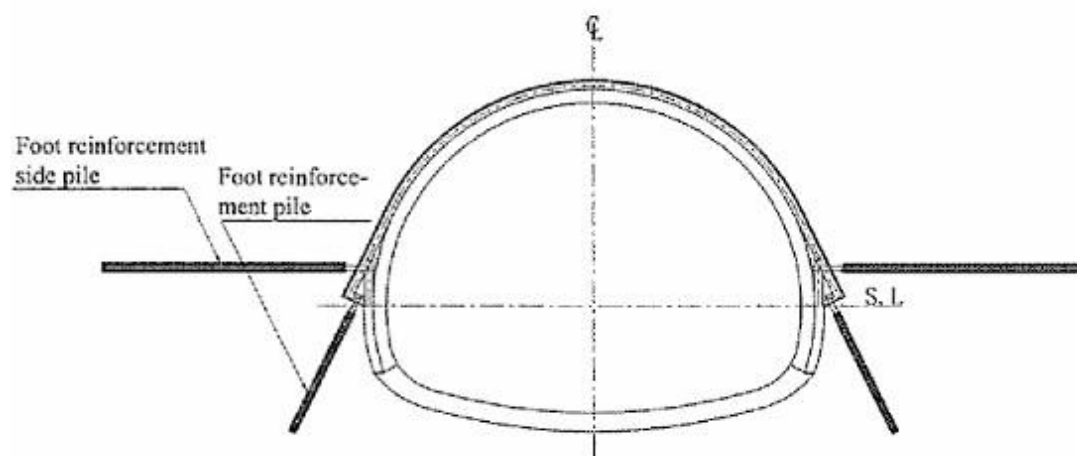


Figure I.20: Example Face Bolts (Source: Standard Specifications For Tunneling-2006: Mountain Tunnels, 2007, Japan Society of Civil Engineers, P-181)

Table 4-1 Classification of Auxiliary Methods

Method		Purpose						Ground to which method can be applied			Remarks	
		Construction safety			Environmental preservation							
		Face stabilization			Ground-water control	Ground surface settlement control	Neighboring structure protection					
		Crown stabilization	Face stabilization	Footing stabilization								
Presupport	Forepiling (filling, grouting)	○						○	○	○		
	Steel pipe forepiling (grouting)	○				○	○		○	○	*2	
	Pipe roof	○				○	○		○	○	*1	
	Horizontal jet grouting (injection and mixing)	○	○	○		○	○			○	*1	
	Slit concrete method	○				○	○		○	○	*1	
Face reinforcement	Face shotcrete		○					○	○	○		
	Face bolt		○					○	○	○		
	Long face bolt		○			○		○	○	○		
Footing reinforcement	Footing reinforcement bolt			○		○			○	○		
	Footing reinforcement pile			○		○			○	○	*2	
	Temporary invert			○		○			○	○		
Water inflow control	Drainage	Drainage boring	○	○	○	○			○	○	○	*2
		Well point	○	○	○	○					○	*1
		Deep well	○	○	○	○					○	*1
		Drainage drift	○	○	○	○			○	○	○	*1
	Water sealing	Grouting	○	○	○	○	○	○	○	○	○	*1
		Cut-off wall				○	○	○			○	*1
Ground reinforcement	Grouting	○	○			○	○			○	*1	
	Vertical pre-reinforcement	○	○			○				○	*1	

Note) ○: relatively common method,

*1: measures that are difficult to implement with conventional tunnel construction machinery and facilities control.

*2: Method that requires modification of tunnel construction machines and materials depending upon the specific technique selected.

(Source: Standard Specifications For Tunneling-2006: Mountain Tunnels, 2007, Japan Society of Civil Engineers, P-177)

Figure I.21: Classification de Méthodes auxiliaires

I.7.4 Drainage et contrôle des eaux

Le drainage constitue une mesure fondamentale de stabilisation, car la présence d'eau réduit les contraintes effectives, diminue la résistance au cisaillement et favorise les glissements ou les effondrements. Le guide JICA-RDA (2018) traite explicitement l'étanchéité et le drainage comme des composantes à part entière de la conception des tunnels, avec des exemples de drainage systems, de center drain pipe et de dispositifs de collecte d'eau.

Dans le cas de Selzthal, M. Marence (2002) a mis en place des forages drainants horizontaux de 20 m entre les lamelles de soutènement afin d'abaisser la teneur en eau du versant et d'augmenter la stabilité du talus au-dessus du portail. L'auteur souligne que ce drainage contribue directement à l'amélioration de la sécurité globale du système. Enfin, Pan et Dias (2016) montrent que l'élévation de la nappe et la pression interstitielle augmentent la pression critique nécessaire à la stabilité du front, ce qui confirme l'importance du contrôle de l'eau dans tout problème de stabilité au voisinage d'un portail.

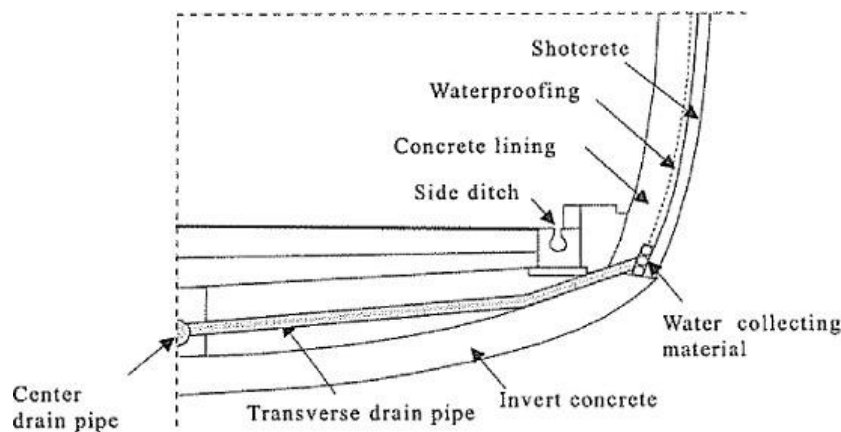


Figure I.22: Exemples de systèmes de drainage. (Source : Spécifications standards pour les travaux souterrains - 2006 : Tunnels de montagne, 2007, Société japonaise des ingénieurs civils, p. 111).



Figure I.23: Exemple de tuyau de drainage central et de matériau de captage des eaux. (Source : Spécifications standards pour les travaux souterrains - 2006 : Tunnels de montagne, 2007, Société japonaise des ingénieurs civils).

I.7.5 Mesures spécifiques en conditions géotechniques difficiles

Lorsque le portail est situé dans un glissement actif, dans des dépôts meubles épais ou dans des terrains très déformables, des mesures plus spécifiques peuvent être nécessaires. L'étude de M. Marence (2002) constitue ici une référence importante : outre les lamelles de paroi moulée et la paroi diaphragme, le tunnel a été excavé sous la protection d'une modified barrel vault, tandis que des arches horizontales en béton projeté ont été installées entre les lamelles pour stabiliser le terrain intermédiaire. Le revêtement final en béton fibré a, quant à lui, été complètement découplé de la structure de soutien primaire afin de le rendre moins sensible aux déformations du système porteur. Cette étude montre bien que, dans les cas difficiles, la stabilisation du portail repose sur une combinaison de soutènements profonds, de soutènements de surface, de couverture provisoire et de gestion des déformations.

I.7.6 Mesures de stabilisation en zone sismique

En contexte sismique, la stabilisation du portail ne se limite pas au renforcement statique du talus ou du revêtement. Guang-yao Cui, Bo-han Song et Dao-yuan Wang (2021) distinguent deux grandes familles de mesures : les mesures anti-sismiques et les mesures d'absorption. Les premières comprennent le renforcement structurel, l'augmentation des performances du revêtement et le renforcement du massif encaissant par system anchor bolts et grouting ; les secondes reposent sur la mise en place de shock absorption joints et de shock absorption layers, destinés à réduire les déplacements imposés à la structure. Les auteurs montrent, à partir d'essais sur table vibrante, que la combinaison des mesures rigides et flexibles donne les meilleurs résultats, avec une amélioration du facteur de sécurité nettement supérieure à celle obtenue par le seul renforcement structurel ou par les seuls joints dissipatifs.

I.7.7 Instrumentation et adaptation du soutènement

Enfin, la littérature montre que la stabilisation des portails ne peut pas être dissociée d'une stratégie d'observation et d'adaptation en cours de travaux. Dans le cas de Selzthal, M. Marence (2002) indique que le comportement du versant et de la structure a été suivi par des inclinomètres, des extensomètres et des observations de surface, ce qui a permis de comparer les résultats mesurés aux résultats du calcul numérique et d'évaluer l'amélioration de la stabilité après intervention. Dans l'étude de Kaya et al. (2011), les investigations de terrain comprennent la cartographie géologique, les levés de discontinuités, les forages et les essais de laboratoire, tous nécessaires pour définir correctement le soutènement du portail. Quant au guide JICA–RDA (2018), il inclut explicitement des rubriques dédiées aux items of survey and measurement under construction, montrant que le suivi des déplacements et des contraintes fait partie intégrante de la méthode de conception et de construction.

I.8 Conclusion

En définitive, la littérature montre que la stabilisation des portails de tunnels repose sur une approche intégrée combinant la stabilisation du talus, le soutènement initial, les méthodes auxiliaires de pré-soutènement, le drainage, les mesures spécifiques pour terrains difficiles et, en zone sismique, des dispositifs de renforcement et de dissipation. Les travaux de Rogers, Marence, Kaya et al., Pan et Dias, Cui et al. ainsi que les recommandations du guide JICA–RDA montrent que la solution optimale dépend toujours du contexte géologique, géotechnique, hydrogéologique et sismique du portail.

CHAPITRE II : DESCRIPTION DU PROJET

II.1 Introduction

Aujourd'hui, le développement des infrastructures de transport représente un défi majeur, indispensable pour soutenir la croissance économique et améliorer la mobilité des personnes et des marchandises. Dans ce sens, la réalisation de la liaison autoroutière entre le port de Djen Djen et l'autoroute Est-Ouest constitue un projet stratégique destiné à renforcer la connectivité de la région Est de l'Algérie.

Ce projet est d'autant plus important que le port de Djen Djen joue un rôle économique essentiel en constituant un lieu d'échange primordial pour le commerce national et international. L'amélioration de son accessibilité par une liaison autoroutière performante permet de fluidifier le trafic, mais aussi de réduire les contraintes liées au transport et d'optimiser les échanges logistiques.

Cette infrastructure doit toutefois traverser des zones géographiques et géologiques complexes qui exigent la construction d'ouvrages d'art importants, notamment des tunnels. Dans cette production, le tunnel de Djimla représente l'élément central, et constitue l'objet principal de la présente étude, compte tenu des enjeux de stabilité et de conception géotechnique.

Le présent chapitre a donc pour but de présenter le projet dans son ensemble, en soulignant ses caractéristiques générales et le cadre naturel dans lequel il s'inscrit. Il traite notamment de la description du tunnel étudié, des spécificités du tronçon considéré et des principales caractéristiques topographiques, géologiques et environnementales de la zone d'étude.

II.2 Présentation de projet

II.2.1 Présentation générale

Le projet de la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest fait partie de la stratégie nationale visant à moderniser et à développer le réseau de transport en Algérie. Il s'agit d'un axe structurant destiné à améliorer la connectivité entre les zones côtières et l'intérieur des terres, tout en renforçant le rôle logistique du port de Djen Djen.

Ce projet est d'une grande importance économique et stratégique, car il permet de réduire les coûts et les délais de transport, d'améliorer la sécurité routière et de favoriser le développement régional. En effet, cette infrastructure favorise l'intégration territoriale, stimule les activités économiques locales et renforce l'attractivité de la région, notamment en facilitant les échanges commerciaux à l'échelle nationale.

D'un point de vue technique, la construction de cette liaison autoroutière traverse des zones où le relief est accidenté et les conditions naturelles complexes. Le tracé devra franchir divers obstacles géographiques (massifs montagneux, vallées profondes, zones potentiellement instables). Ainsi, la conception du projet implique la construction de nombreux ouvrages d'art, tels que des viaducs, des tranchées et des tunnels, pour garantir la continuité, la sécurité et la performance du tracé autoroutier.

La complexité topographique et géologique du terrain impose donc la mise en œuvre d'études approfondies ainsi que l'adoption de solutions techniques adaptées, afin de garantir la stabilité des ouvrages et la durabilité de l'infrastructure sur le long terme.

II.2.2 Fiche technique du projet :

Intitulé du projet : Réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 km.

Descriptif du projet : Étude et réalisation d'une infrastructure autoroutière comprenant plusieurs ouvrages d'art tels que des tunnels, des viaducs, des tranchées et des remblais dans une zone à relief accidenté.

- **Maître d'ouvrage** : ministère Des Travaux Publics
- **Maître d'œuvre délégué** : Algérienne des Autoroutes (Algérie)
- **Entreprise de réalisation** : Groupement d'entreprises Rizzani Eccher, MAPA, SAPTA.
- **Localisation du projet** : Wilaya de Jijel – raccordement à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.
- **Point d'origine** : Port de Djen Djen.
- **Point d'arrivée** : Autoroute Est-Ouest (El Eulma).
- **Longueur du projet** : Environ 110 km.
- **Infrastructures** : Le projet comprend la construction de 54 viaducs, 12 échangeurs, plusieurs tunnels et autres ouvrages d'art.
- **Nature de l'ouvrage principal étudié** : Tunnel autoroutier bitube.
- **Date début du projet** : 2014.



Figure II.24: Le réseau routier en Algérie

II.3 Objet de l'étude

II.3.1 Présentation du tunnel

Le tunnel de Djimla constitue l'un des ouvrages majeurs du projet de la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest. Il a été conçu afin d'assurer la continuité du tracé dans une zone caractérisée par un relief montagneux accidenté, où la réalisation d'un tracé en surface s'avère difficile, voire impossible.



Figure II.25: Plan symbolique montrant la situation du tunnel (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla – Portail Sud)

II.3.1.1 Intervenants du projet

- **Cocontractant (entreprise de réalisation) :** Groupement Rizzani de Eccher, MAPA, SAPTA
- **Bureau d'études :** FUGRO SIAL (YERBILIMLERI MÜŞ. VE MÜH. LTD. ŞTİ.)
- **Contrôle externe :** ICA (Ingénierie de Contrôle et d'Assistance)
- **Assistance technique / BCS :** Egis International, L.T.P.E

Cet ouvrage souterrain joue un rôle essentiel dans la sécurité et la fluidité du trafic autoroutier, en permettant de franchir les obstacles naturels tout en limitant les impacts environnementaux et les contraintes liées à la topographie. Sa conception repose sur des études géologiques et géotechniques approfondies, en raison de la complexité du terrain traversé.

II.3.1.2 Situation géographique

Le tunnel de Djimla est situé dans la région nord-est de l'Algérie, plus précisément dans la wilaya de Jijel. Il s'inscrit dans le tracé de la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau de la région d'El Eulma.

La zone d'implantation du tunnel est caractérisée par un relief accidenté, composé de massifs montagneux, de vallées profondes et de versants inclinés. Ces conditions naturelles ont fortement influencé le choix de la solution souterraine pour assurer la continuité du tracé.

La position du tunnel est définie par les points kilométriques suivants :

- **Tube droit** : PK 32+761 à PK 33+668
- **Tube gauche** : PK 32+791 à PK 33+689.

II.3.1.3 Caractéristiques du tunnel

• Géométrie du tunnel

Le tunnel de Djimla est un tunnel autoroutier bitube, destiné à la circulation dans les deux sens de trafic avec une séparation physique des flux.

Chaque tube contient :

Une voie de circulation pour les véhicules, des accotements de sécurité, des équipements de ventilation et de drainage, des dispositifs de sécurité (voies d'accès aux secours, niches techniques, etc.).

Le tunnel fait environ 900 m de long et présente une pente longitudinale moyenne de l'ordre de 3,9 % compatible avec les exigences de la circulation autoroutière.

La couverture au-dessus de la voûte varie avec le relief, ce qui influe directement sur la stabilité du massif rocheux.

• Caractéristiques principales du tracé

Tableau II.1: Les caractéristiques principales du tunnel

Paramètre	PK début	PK fin	Longueur	Type	Pente
Valeur	32+761	33+689	≈ 900 m	Tunnel bitube	≈ 3,9 %

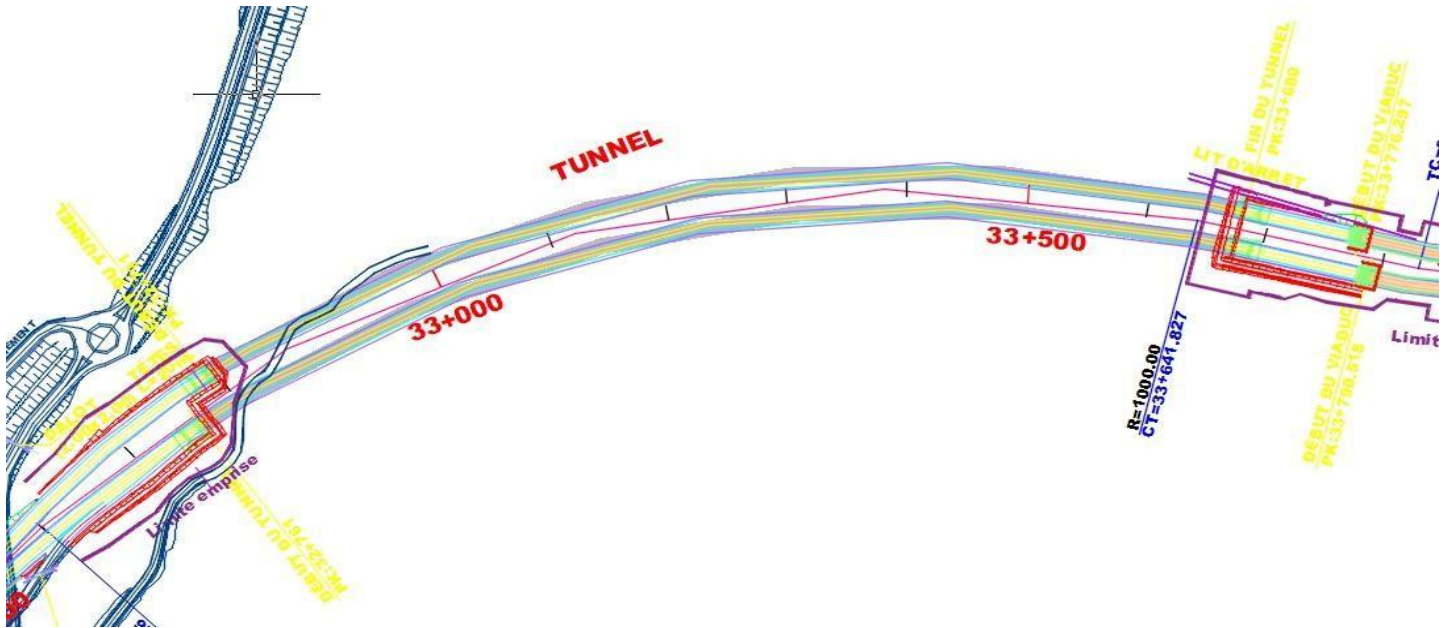


Figure II.26: Le portail Sud et le tronçon étudié sur le tracé en plan (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud) .



Figure II.27: La partie du tunnel étudiée sur le profil en long (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud)

II.4 Tronçon objet d'étude

Le tronçon objet de la présente étude correspond à la région du portail Sud du tunnel de Djimla. Ce choix se justifie par le fait que cette zone constitue l'une des parties les plus sensibles du projet, en raison de sa position à l'interface entre le terrain naturel et l'ouvrage souterrain.

Le tronçon étudié s'étend sur une longueur d'environ 20 m, comprise entre les points kilométriques :

- **Tube droit** : PK 33+648 à PK 33+668
- **Tube gauche** : PK 33+669 à PK 33+689.

Cette portion du tunnel a été retenue en raison de son importance dans l'analyse du comportement du massif au niveau du portail.

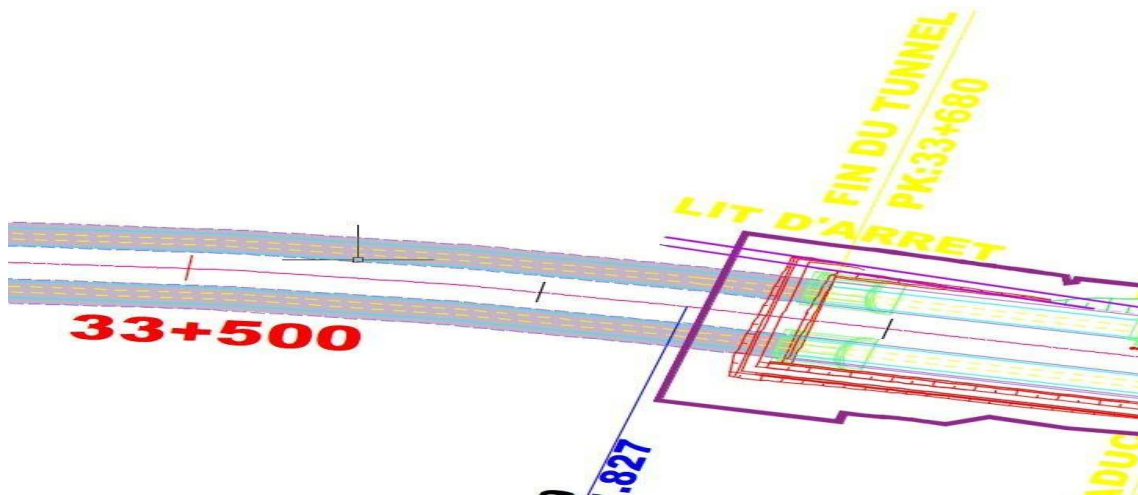


Figure II.28: La partie du tunnel étudiée sur la trace en plan (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).

II.5 Topographie de la région

Le projet de la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest traverse une région caractérisée par une topographie montagneuse et accidentée. Cette configuration du terrain constitue une contrainte majeure ayant conduit au choix de la réalisation d'un tunnel afin d'assurer la continuité du tracé dans des conditions optimales.

La zone d'étude, située au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla, se distingue par un relief irrégulier marqué par des versants inclinés et une couverture végétale relativement dense, ainsi que par la présence d'habitations dispersées à proximité du tracé du tunnel.



Figure II.29: Photo satellitaire qui montre la topographie de la région.

D'après l'analyse de cette figure, on observe que le tracé du tunnel traverse un versant en pente, avec une orientation oblique par rapport aux courbes de niveau. Cette configuration rend les conditions d'implantation du portail plus complexes, notamment en termes de stabilité et d'exécution des travaux.

Par ailleurs, le profil en long extrait à partir des données topographiques montre une variation d'altitude comprise entre environ 465 m et 515 m sur une distance d'environ 170 m, ce qui correspond à une pente moyenne de l'ordre de 21 %, pouvant atteindre localement des valeurs plus élevées.

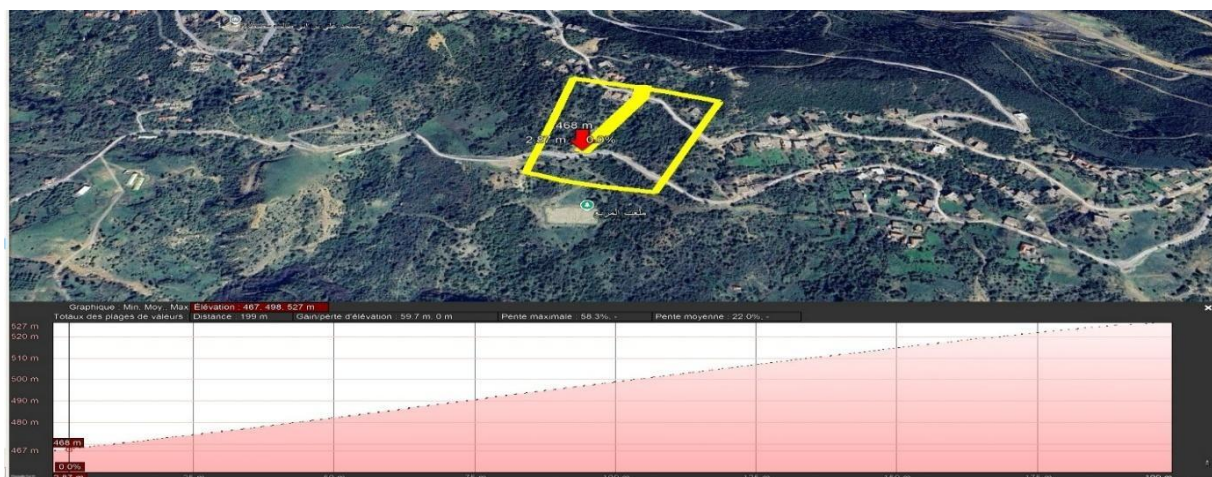


Figure II.30: Profil en long du terrain au niveau du portail Sud.

II.6 Géomorphologie

La région du portail Sud du tunnel de Djimla présente une géomorphologie typique des zones montagneuses, avec des versants inclinés et des terrains instables. Cette forme résulte de l'altération des roches et du transport des déblais par l'effet de la pesanteur.

Au niveau du site étudié, les versants sont couverts par des matériaux colluviaux provenant de la dégradation des formations rocheuses. Ces matériaux sont en général peu cohérents et fragiles, ce qui rend plus grands les risques de glissements, surtout en présence d'eau ou lors des travaux d'excavation.

De plus, l'action du ruissellement des eaux favorise l'érosion du terrain, ce qui peut déstabiliser les talus au niveau du portail. Ainsi, la géomorphologie du site constitue un facteur important à prendre en compte dans l'analyse de la stabilité.

II.7 Contexte géologique régional et formations rencontrées

La zone d'étude ainsi que ses environs immédiats s'inscrivent dans le contexte géologique des unités crétacées de la région de Jijel, telles qu'elles apparaissent sur la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500 000. L'analyse du contexte géologique régional repose à la fois sur l'interprétation des cartes géologiques et sur les observations de terrain réalisées dans le cadre des études du tracé de la liaison autoroutière.

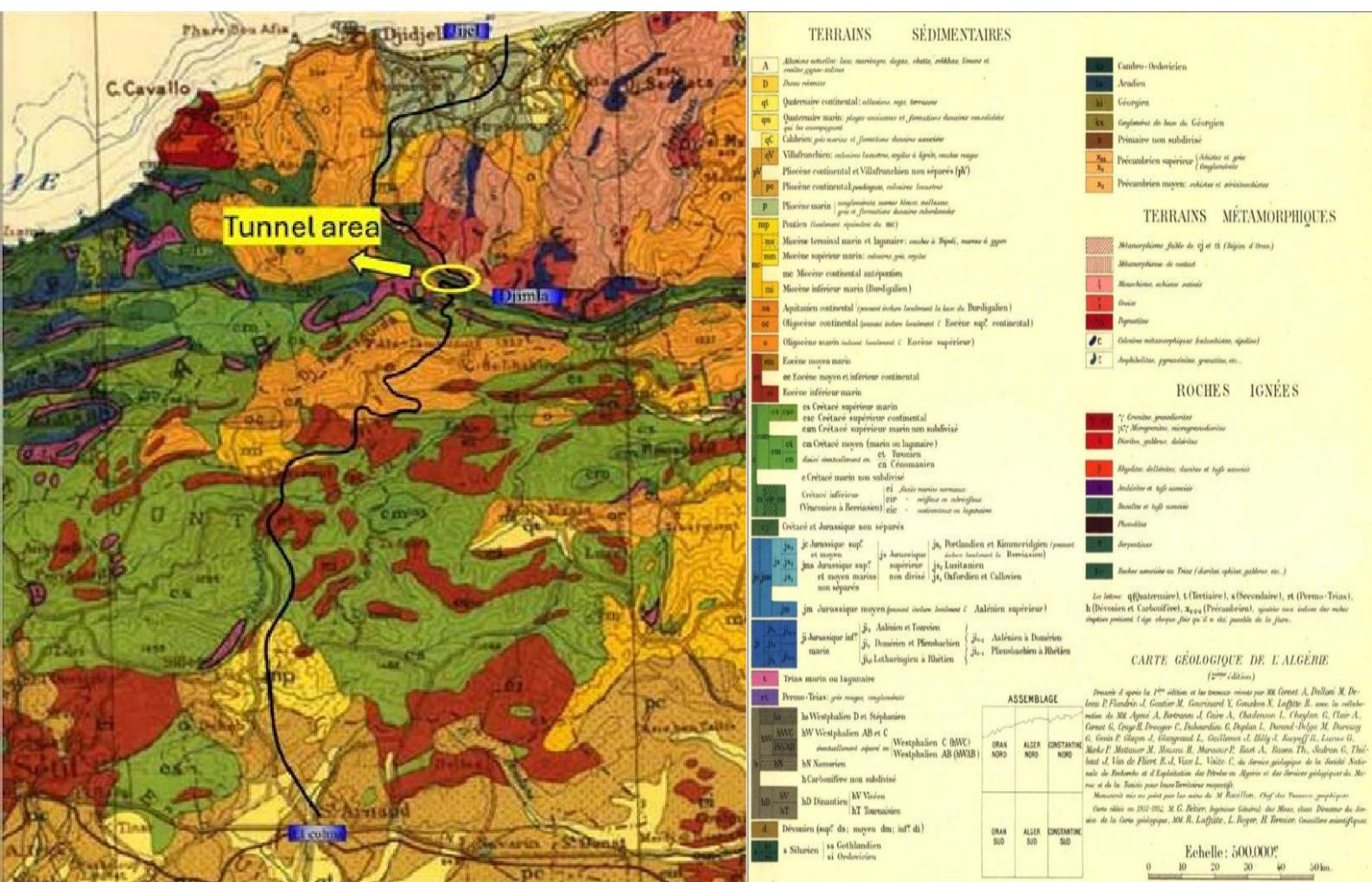


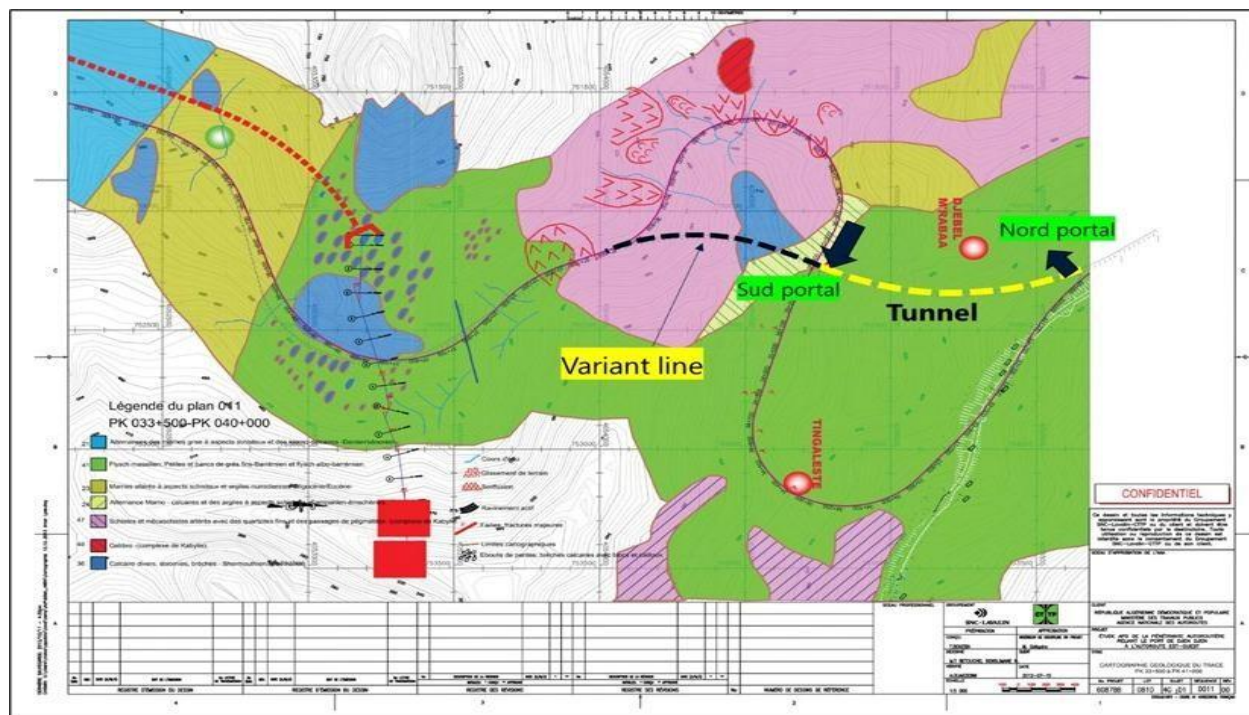
Figure II.31: Carte géologique régionale de la zone du tunnel de Djimla (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).

À l'échelle régionale, les formations géologiques rencontrées sont dominées par des roches sédimentaires, organisées en plusieurs ensembles lithologiques. Ces formations sont essentiellement constituées d'alternances de grès, d'argilites, de siltstones et de marnes. On note également la présence de formations carbonatées représentées par des calcaires et des dolomies.

Les principaux ensembles stratigraphiques identifiés dans la région peuvent être résumés comme suit :

- Les calcaires et dolomies du Trias,
- Les formations carbonatées du Jurassique inférieur,
- Les formations détritiques du Crétacé (grès, quartzites, argilites et siltstones),
- Les marnes de l'Éocène–Oligocène.

Ces différentes formations sont souvent affectées par une tectonique intense, caractérisée par la présence de plis et de failles. Les contacts entre les unités sont généralement tectoniques, traduisant une structuration complexe du massif rocheux.



- Flysch massilien:** Pelites et bancs de grès fins-Barremien et flysch albo-barremien.
- Alterna Marno:** Calcaires et des argiles à aspects schist Campanien-emscherien.

Figure II.32: Carte géologique détaillée montrant les formations traversées par le tunnel (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud).

D'après l'analyse de ces cartes et les données de terrain, le tracé du tunnel de Djimla est localisé principalement au sein des formations de type flysch du Crétacé, plus précisément les flysch massiliens.

Ces formations correspondent à des dépôts sédimentaires marins profonds, caractérisés par une alternance de couches détritiques déposées dans un contexte tectonique actif. Elles sont généralement constituées de :

- Grès,
- Siltstones,
- Argilites ou schistes,
- Marnes.

Les bancs de grès présentent le plus souvent une couleur jaunâtre à brun clair, avec un degré d'altération fort à modéré et une résistance mécanique faible à moyenne. En revanche, les niveaux argileux et marneux sont généralement plus altérés et présentent une résistance plus faible, ce qui peut constituer des zones de faiblesse au sein du massif.

À proximité du portail Sud, ces formations sont recouvertes localement par des dépôts colluviaux quaternaires, constitués de matériaux meubles issus de l'altération des roches sous-jacentes. Ces formations superficielles sont particulièrement sensibles aux instabilités, notamment sur les versants inclinés.

Ainsi, la complexité lithologique et structurale de la zone, combinée à la présence de formations hétérogènes et parfois altérées, constitue un facteur déterminant dans le comportement géotechnique du massif. Elle influence directement la stabilité du tunnel et doit être prise en compte dans le choix des méthodes d'excavation et des systèmes de soutènement.

II.9 Caractérisation sismique

La détermination du risque sismique de la région du tunnel de Djimla constitue une étape importante de l'étude du projet, étant donné que l'action sismique peut avoir une influence directe sur la stabilité des talus et le comportement des ouvrages souterrains. Selon le rapport géotechnique, la classification sismique utilisée est celle du RPOA 2008 qui a divisé le territoire algérien en cinq zones de sismicité croissante :

- **Zone 0** : sismicité négligeable
- **Zone I** : sismicité faible
- **Zone II-a** : sismicité moyenne
- **Zone II-b** : sismicité élevée
- **Zone III** : sismicité très élevée.

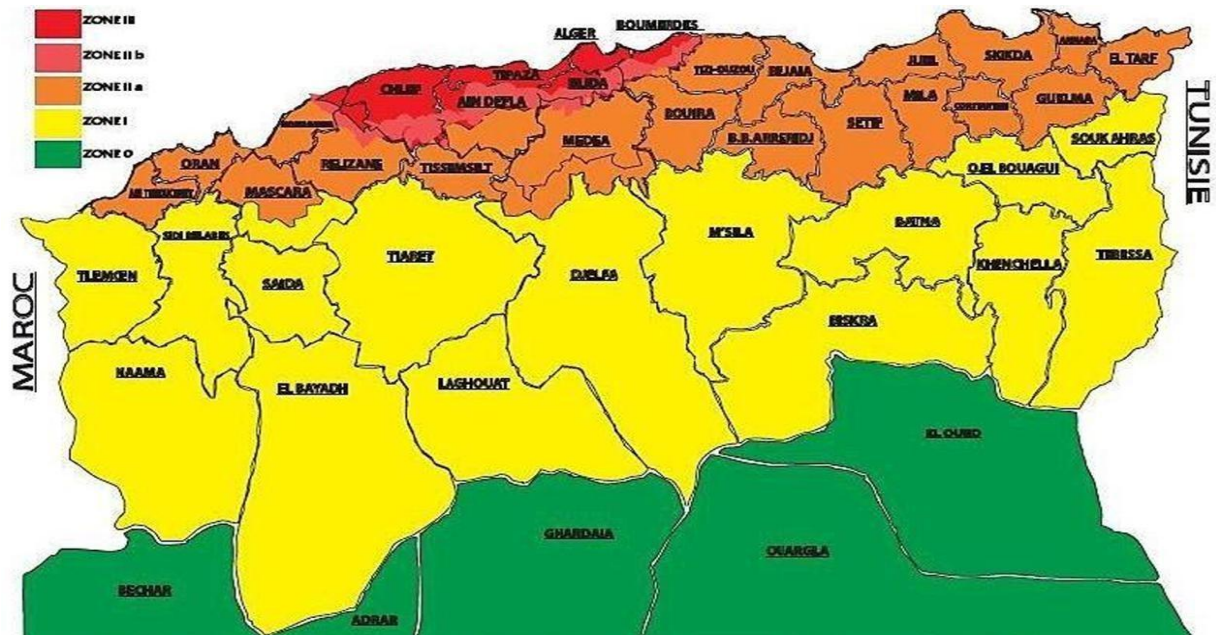


Figure II.33: Carte de zonage sismique de l'Algérie selon le RPOA (2008).

Tableau II.2: Classification sismique selon le RPOA 2008

Zone	Niveau de sismicité
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa	Sismicité moyenne
Zone IIb	Sismicité élevée
Zone III	Sismicité très élevée

Dans cette classification, la zone d'étude appartient à la zone IIa, qui correspond à une sismicité moyenne.

Ce tableau présente la classification des ouvrages d'art selon leur importance stratégique, telle que définie par le Règlement Parasismique Algérien (RPOA 2008). Cette classification permet d'adapter les exigences de conception et de vérification des structures en fonction de leur rôle et de leur niveau de sensibilité aux sollicitations sismiques.

Tableau II.3: Classification des ponts (RPOA 2008)

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important

Groupe 3	Pont d'importance moyenne
-----------------	---------------------------

Un deuxième tableau indique les valeurs d'accélération en fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrage. Pour la zone IIa, on a les accélérations suivantes

Tableau II.4: Accélération selon la zone et le type de l'ouvrage (RPOA 2008)

Groupe d'ouvrage	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Groupe 1	0,15	0,25	0,30	0,40
Groupe 2	0,12	0,20	0,25	0,30
Groupe 3	0,10	0,15	0,20	0,25

Pour le cas du projet étudié :

L'accélération de référence est de 0,25 g.

À partir de cette valeur, les coefficients sismiques sont déterminés de la manière suivante :

Le coefficient sismique horizontal :

$k_h = A = 0,25$.

Le coefficient sismique vertical :

$k_v = \pm 0,3k_h = \pm 0,075$.

Ces coefficients ont été employés dans les analyses de stabilité menées pour le portail Sud. Ils permettent de reproduire l'effet des sollicitations sismiques sur les talus et d'évaluer la sécurité de l'ouvrage dans des conditions dynamiques. La caractérisation sismique montre donc que la région du tunnel de Djimla est soumise à une sismicité moyenne, ce qui impose la prise en compte des effets du séisme dans la conception et le dimensionnement des soutènements.

Tableau II.5: Les résultats finals

Paramètre	Valeur
Zone sismique	IIa
Accélération de référence A	0,25g
Coefficient horizontal (k_h)	0,25

Coefficient vertical (k_v)	± 0,075
---	----------------

II.10.1 Climat

La région du tunnel de Djimla connaît un climat méditerranéen, avec des hivers humides et des étés chauds et secs. Les précipitations sont assez abondantes, en particulier durant la saison hivernale, ce qui favorise l'infiltration des eaux dans le sol.

Ces conditions climatiques influent directement sur le comportement des terrains, notamment au niveau du portail Sud. En effet, les précipitations peuvent augmenter la saturation des sols et diminuer leur résistance, ce qui favorise les phénomènes de glissement et d'instabilité des talus.

II.10.2 Végétation

La région est relativement bien pourvue en végétation, principalement constituée de maquis et de végétation méditerranéenne. Cette végétation est très importante pour protéger les sols contre l'érosion.

Par contre, dans certains endroits, comme sur les pentes ou dans les zones dérangées par des travaux, la végétation peut être maigre, ce qui rend les sols plus sensibles à l'érosion et au ruissellement.

II.11 Conclusion

Pour conclure ce chapitre, et après reconnaissance du terrain de la région où est implanté le tunnel de Djimla, on peut dire que le terrain du projet présente des conditions globalement défavorables.

On a pu également identifier certaines contraintes naturelles pouvant influencer le déroulement du projet, notamment la topographie accidentée, la nature du terrain ainsi que le positionnement du portail Sud sur un versant, ce qui peut engendrer des risques de glissement des talus lors de la réalisation du tunnel.

Ainsi, ces observations doivent être confirmées ou corrigées par une étude géotechnique détaillée du site, qui sera présentée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III : ÉTUDES ET RECONNAISSANCES DU SITE

III.1 Introduction

Dans le cadre de l'étude de la stabilité du portail Sud du tunnel de Djimla, la connaissance détaillée des conditions géologiques et géotechniques du site constitue une étape essentielle. En effet, le comportement du terrain dépend directement de la nature des formations rencontrées, de leur état d'altération ainsi que des conditions hydrogéologiques et structurales.

Ainsi, ce chapitre est consacré à la présentation des différentes investigations réalisées sur le site, notamment les reconnaissances géologiques, les sondages ainsi que les essais in situ et en laboratoire. Ces études permettent de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains, indispensables pour la modélisation et l'analyse de la stabilité.

Les données issues du rapport géotechnique serviront de base pour l'interprétation du comportement du massif au niveau du portail, et pour le choix des solutions de soutènement adaptées.

III.2 Reconnaissances Géotechniques

Une première analyse du site, fondée sur les observations de terrain et une interprétation du contexte géologique, impose la mise en place d'une campagne d'investigation pour assurer une reconnaissance géotechnique adéquate. Cette étape permet de connaître la nature des formations constituant le massif rocheux et d'avoir une idée générale de son comportement vis-à-vis des travaux d'excavation.

Pour tout projet d'ouvrage souterrain, on commence par une visite du site afin de voir directement les caractéristiques du terrain et d'identifier les éléments qui pourraient influencer sur la stabilité de l'ouvrage.



Figure III.34: Terrain observé au niveau du portail Sud (alternance grès argilite schisteuse).

D'après les observations faites sur la zone étudiée, notamment près du portail Sud du tunnel de Djimla, les terrains affleurants sont constitués par une alternance de formations détritiques. Ces formations sont composées principalement de bancs de grès, relativement compacts, et de niveaux d'argilite schisteuse, plus altérés et moins résistants mécaniquement.

Ces formations présentent une structure stratifiée très marquée, avec présence de discontinuités importantes telles que les plans de stratification et les plans de schistosité, influençant directement le comportement mécanique du massif.

Dans la zone du portail, ces terrains sont fortement altérés et recouverts localement d'une couche superficielle d'argile rougeâtre provenant de l'altération des formations sous-jacentes. Cette configuration est un handicap pour la stabilité, en particulier dans les premiers temps de l'excavation.

Pour pouvoir préciser de façon adéquate les propriétés du massif, il faudrait réaliser une série de tests in situ et en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physico-mécaniques et déformables des matériaux, ainsi que les conditions hydrogéologiques sur la base du piézomètre. Généralement, cela est suivi par des études géotechniques pétrographiques qui impliquent une série de sondages densités sous forme de carottages et de puits de reconnaissance, qui permettent d'obtenir des échantillons pour analyses, esquisant un modèle géotechnique.

III.3 But de la campagne d'investigation

La campagne d'investigation géotechnique réalisée au niveau du tunnel de Djimla, et plus particulièrement au niveau du portail Sud, a pour objectif principal de caractériser les terrains traversés et d'évaluer leur comportement mécanique.

Ces investigations permettent de déterminer la nature des formations géologiques, leur état d'altération ainsi que leurs propriétés physiques et mécaniques. Elles visent également à identifier les zones faibles ou instables susceptibles de poser des problèmes lors des travaux d'excavation.

Par ailleurs, cette campagne a pour but de fournir les paramètres géotechniques nécessaires pour les calculs de stabilité, le dimensionnement des soutènements et le choix des méthodes de construction adaptées.

Ainsi, les résultats obtenus à partir des sondages et des essais constituent une base essentielle pour la modélisation du terrain et l'analyse du comportement du massif au niveau du portail.

III.4 Investigations dans la zone objet d'étude

Dans ce cadre, trois forages carottés, TBH-7, TBH-8 et TBH-8A, ont été réalisés entre juillet et octobre 2025 et pour une longueur totale d'environ 129 m.

Les objectifs des forages :

- L'étude de la séquence stratigraphique des unités géologiques ;
- L'étude des caractéristiques mécaniques de la formation rocheuse ;
- La réalisation de l'étude hydrogéologique du lieu, c'est-à-dire la détermination de la présence de la couche d'eau souterraine et sa profondeur.

En complément de ces forages, une perforation supplémentaire, référencée S-OA12-2 et réalisée antérieurement à proximité du portail Sud, a également été prise en compte. Cette dernière permet d'enrichir la base de données géotechniques et d'améliorer la compréhension globale du site.

Par ailleurs, les investigations réalisées comprennent également plusieurs essais et mesures permettant de compléter les informations obtenues à partir des forages.

Tableau III.6 : Investigations menées au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla

Investigation	Nombre
Sondages carottés	03
Forages de reconnaissance complémentaires	0
Essais de pénétration standard	10
Mesures piézométriques	03
Profils géophysiques / sismiques	0

III.4.1 Sondages carottés

Dans le cadre de cette étude, trois sondages carottés, désignés TBH-7, TBH-8 et TBH-8A, ont été réalisés. Ces sondages ont été implantés de manière à couvrir la zone du portail Sud et à fournir une représentation représentative des conditions géologiques du site.



Figure III.35 : Photo de la boîte d'échantillon de carotte du matériau colluvial rencontré dans le projet de forage TBH-8A (entre 3,45 et 7,00 m) (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud)

Les principales caractéristiques des forages réalisés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.7: Sondages réalisés dans la zone objet d'étude.

Forage	Coordonnées E (m)	Coordonnées N (m)	Profondeur (m)
TBH-7	752219.97	4054777.25	43
TBH-8	752250.16	4054756.93	35
TBH-8A	752253.45	4054754.36	51
S-OA12-2	752187.19	4054754.81	25



Figure III.36: Plan d'implantation des forages effectués au portail de sortie du tunnel (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud)

III.4.2 Les essais réalisés

En complément des sondages carottés, une série d'essais géotechniques a été réalisée afin de déterminer les propriétés physiques et mécaniques des terrains rencontrés au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla. Ces essais sont classés en deux catégories principales : les essais réalisés in situ, permettant d'évaluer directement le comportement du terrain en place, et les essais réalisés en laboratoire, effectués sur les échantillons prélevés lors des forages.

III.4.2.1 Essais in situ

- **Essai SPT**

L'essai de pénétration standard (SPT – Standard Penetration Test) est l'un des essais in situ les plus couramment utilisés en reconnaissance géotechnique. Il permet d'évaluer la résistance mécanique du sol en place, notamment dans les sols meubles tels que les sables et les argiles.

Cet essai consiste à enfoncer un échantillonneur standard, de diamètre d'environ 50 mm, au fond d'un forage, à l'aide d'un marteau de 63,5 kg tombant d'une hauteur de 76 cm. Le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'échantillonneur sur une profondeur de 30 cm, après une première pénétration de 15 cm, est appelé indice de pénétration N (SPT).

Ce paramètre constitue un indicateur essentiel permettant :

- D'estimer la compacité des sols granulaires.
- D'évaluer la consistance des sols fins (argiles).
- D'apprécier la capacité portante des terrains.
- De prévoir le comportement du sol sous les charges.

Par ailleurs, l'essai SPT permet également de prélever un échantillon remanié du sol, utile pour son identification en laboratoire. Sa simplicité de mise en œuvre et son coût relativement faible en font un outil largement utilisé dans les études géotechniques.

Dans le cadre de cette étude, des essais SPT ont été réalisés au niveau des sondages effectués dans la zone du portail Sud du tunnel de Djimla (TBH 7, TBH 8A). Ces essais ont permis d'évaluer la résistance des formations rencontrées et de mieux appréhender leur comportement mécanique, notamment en relation avec les conditions de stabilité du site.

Tableau III.8: Résultats des essais SPT

Forage	Lithologie	Essai	Profondeur début (m)	Profondeur fin (m)	15 cm	30 cm	45 cm	N30	N60
TBH-7	Colluvions	SPT-1	4,50	4,62	50	—	—	R	R
TBH-7	Colluvions	SPT-2	9,00	9,28	39	50	—	R	R
TBH-7	Formation flysch	SPT-3	10,50	10,61	50	—	—	R	R
TBH-8A	Colluvions	SPT-1	1,50	1,95	5	6	8	14	11
TBH-8A	Colluvions	SPT-2	3,00	3,45	7	9	10	19	14
TBH-8A	Colluvions	SPT-3	4,50	4,95	9	11	13	24	20
TBH-8A	Colluvions	SPT-4	6,00	6,45	14	16	18	34	32
TBH-8A	Colluvions	SPT-5	7,00	7,95	15	17	19	36	34
TBH-8A	Colluvions	SPT-6	8,60	9,05	17	20	22	42	40
TBH-8A	Formation flysch	SPT-7	10,50	10,65	39	50	—	R	R

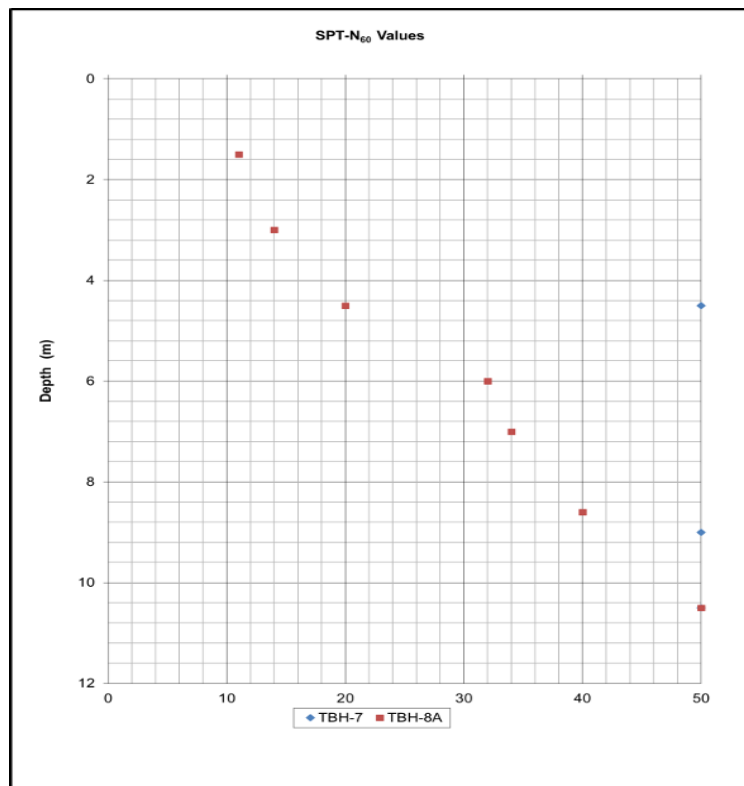


Figure III.37: Profil des valeurs SPT (N60) selon la profondeur (Extrait du Rapport du Projet d'étude du Tunnel de Djimla Portail Sud)

- **Mesures piézométriques**

Ont été réalisées afin de déterminer la présence de la nappe phréatique ainsi que son niveau au droit du site.

Ces mesures permettent de caractériser les conditions hydrogéologiques du terrain, notamment la profondeur de la nappe, ses éventuelles variations ainsi que les pressions interstitielles au sein du massif. Ces informations sont essentielles pour l'évaluation des propriétés mécaniques des sols et des roches, en particulier dans les zones proches de la surface ou fortement altérées.

La connaissance du niveau piézométrique est particulièrement importante dans le cas des travaux de tunnel, car elle influence directement la stabilité des talus et des portails, ainsi que les conditions d'excavation. En effet, la présence d'eau peut entraîner une diminution de la résistance des matériaux, une augmentation des pressions exercées sur les ouvrages et un risque accru d'infiltration ou de venues d'eau pendant les travaux.

Ainsi, les informations obtenues à partir des mesures piézométriques constituent un élément essentiel pour l'analyse du régime hydrogéologique du site.

Les résultats des essais in situ sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau III.9: Niveau piézométrique observé

Forage	Niveau d'eau (m)
TBH-7	11.5
TBH-8	10
TBH-8A	9
S-OA12-2	—

III.4.2.2 Essais de laboratoire

Les essais de mécanique des sols et des roches ont été réalisés sur des échantillons prélevés à partir des carottes issues des forages effectués dans la zone du projet. Ces essais ont pour objectif de déterminer les paramètres géotechniques des formations rencontrées, notamment au niveau du portail du tunnel de Djimla, afin de caractériser leur comportement mécanique et de fournir les données nécessaires aux analyses de stabilité et au dimensionnement des ouvrages.

Les essais de laboratoire réalisés dans le cadre de ce travail comportent les tests suivants :

- **Teneur en eau** : mesure le contenu hydrique du sol et son influence sur la mécanique des sols.
- **Densité apparente des sols** : mesure la compacité et le poids volumique du sol.
- **Granulométrie** : détermine la distribution des particules et la nature du sol.
- **Sédimentométrie** : détermine la fraction fine des sols (limons et argiles).
- **Limites d'Atterberg** : évalue la plasticité et la nature des sols.
- **Classification des sols (USCS)** : classe les sols en fonction de leurs propriétés granulométriques et de consistance plastique.
- **Compressibilité à l'œdomètre** : évalue la capacité de déformation du sol.
- **Limites de liquide et de plasticité** : évaluent l'état de consistance des sols.
- **Compression simple à module d'élasticité (UCS)** : évalue la résistance mécanique des roches et leur module de déformation.
- **Résistance à la compression uniaxiale (naturelle)** : évalue la résistance mécanique des roches non confinées.
- **Test de point de charge (point load test)** : mesure approximativement la résistance des roches.

Les résultats de ces essais sont présentés sous forme de tableaux récapitulatifs (Tableau IV.3), tandis que les fiches détaillées sont fournies en annexe (Annexe C).

Forage	Profondeur (m)	Wn (%)	Densité (t/m ³)	#4 Retenu (%)	#200 Passant (%)	Limon (%)	Argile (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	USCS	Pc (kg/c m ²)	Cc	Cg	ELL (kg/cm ²)	UCS (GPa)	qu (kg/cm ²)	Point Load (kg/c m ²)	Lithologie
TBH-07	4.50–4.62	16.8	–	17.8	50.6	36.8	13.8	28.1	14	14.1	CL	–	–	–	–	–	–	–	Colluvion
TBH-07	9.00–9.28	10.1	–	28.4	14.5	14.2	0.3	NP	NP	NP	SM	–	–	–	–	–	–	–	Flysch
TBH-07	10.50–10.61	12.1	–	20.8	18.9	18.1	0.8	NP	NP	NP	SM	–	–	–	–	–	–	–	Flysch
TBH-8A	1.95–2.25	7.32	1.691	42.3	34.7	31.6	3.1	35.8	18.8	17	GM	1.34	0.07	0.03	1.21	–	–	–	Colluvion
TBH-8A	3.00–3.45	10.2	–	16.5	41.3	34.6	6.7	36.4	16	20.4	SM	–	–	–	–	–	–	–	Colluvion
TBH-8A	4.10–4.50	21.71	1.68	15.4	69.3	49.8	19.5	47.5	20.1	27.4	CL	1.34	0.10	0.04	1.2	–	–	–	Colluvion
TBH-8A	4.50–4.95	16.32	–	31.9	48.3	39.8	8.5	34.4	17	17.4	GM	–	–	–	–	–	–	–	Colluvion
TBH-8A	7.50–7.95	25.48	–	13	51.2	38.2	12.9	30	17.6	12.3	CL	–	–	–	–	–	–	–	Colluvion
TBH-8A	10.50–10.65	8.06	–	21.8	20.3	20.3	0	NP	NP	NP	SM	–	–	–	–	–	–	–	Flysch
TBH-8A	48.00–50.00	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	23.37	Lime stone
TBH-8A	50.20–51.00	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	16.2	308.08	–	Lime stone

III.4.2.2.1 Interprétation des résultats des essais de laboratoire

- **Teneur en eau :**

La teneur en eau est un paramètre fondamental en géotechnique, qui permet de caractériser l'état hydrique d'un sol ou d'une roche. Elle est définie comme le rapport entre la masse d'eau contenue dans un échantillon et la masse des particules solides, généralement exprimée en pourcentage.

Ce paramètre joue un rôle essentiel dans le comportement mécanique des matériaux, notamment en influençant leur résistance, leur compressibilité et leur stabilité. Une variation de la teneur en eau peut entraîner des changements significatifs dans les propriétés du sol, en particulier pour les formations fines telles que les argiles et les argilites.

Tableau III.10 : Résultats des teneurs en eau des échantillons prélevés au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla

Forage	Profondeur (m)	Teneur en eau Wn (%)
TBH-07	4.50 – 4.62	16.8
TBH-07	9.00 – 9.28	10.1
TBH-07	10.50 – 10.61	12.1
TBH-8A	1.95 – 2.25	7.32
TBH-8A	3.00 – 3.45	10.2
TBH-8A	4.10 – 4.50	21.71
TBH-8A	4.50 – 4.95	16.32
TBH-8A	7.50 – 7.95	25.48
TBH-8A	10.50 – 10.65	8.06

- **Densité apparente**

La densité humide est un paramètre géotechnique fondamental, défini comme le rapport entre le poids d'un matériau et son volume total. Elle permet de caractériser l'état de compacité des sols et des roches, et joue un rôle important dans l'évaluation de leur comportement mécanique.

Tableau III.11: Résultats de la densité des échantillons

Forage	Profondeur (m)	Densité (t/m ³)
TBH-8A	1.95 – 2.25	1.691
TBH-8A	4.10 – 4.50	1.68

Tableau III.12: Ordre de grandeur des densités apparentes (Géotechnique 2 - J. Lérau)

Matériau	État	Densité humide apparente (t/m ³)
Sol	Peu dense	$\gamma_h \leq 1.6$
	Dense	$1.6 < \gamma_h \leq 1.8$
	Très dense	$1.8 < \gamma_h$
Roche	Roche tendre	$1.9 < \gamma_h \leq 2.3$
	Moyennement dense	$2.3 < \gamma_h \leq 2.6$
	Dense	$2.6 < \gamma_h$

• Interprétation des résultats de la densité

Les valeurs de densité mesurées varient entre 1.68 t/m³ et 1.691 t/m³, ce qui correspond à des matériaux de compacité moyenne selon les classifications usuelles.

Ces valeurs relativement faibles sont caractéristiques de formations altérées ou superficielles, notamment les colluvions rencontrées au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla.

En effet, les colluvions sont des matériaux meubles issus de l'altération des roches sous-jacentes, généralement caractérisés par :

- Une faible compacité.
- Une résistance mécanique limitée.
- Une forte sensibilité à l'eau.

D'après les ordres de grandeur présentés dans le tableau précédent, ces formations peuvent être classées dans la catégorie des sols denses à moyennement denses.

Cette faible densité implique une capacité portante réduite et une susceptibilité accrue aux déformations, notamment sous l'effet des charges ou en présence d'eau.

Ainsi, la présence de ces matériaux au niveau du portail constitue un facteur défavorable pour la stabilité, nécessitant la mise en œuvre de mesures de soutènement adaptées et de dispositifs de drainage efficaces.

- **Limites d'Atterberg et indice de consistance**

Les limites d'Atterberg constituent des paramètres géotechniques essentiels permettant de caractériser le comportement des sols fins en fonction de leur teneur en eau. Elles comprennent la limite de liquidité (W_l), la limite de plasticité (W_p) et l'indice de plasticité (I_p).

Ces paramètres permettent d'évaluer la plasticité du sol, sa sensibilité à l'eau et son comportement mécanique.

Les relations fondamentales associées aux limites d'Atterberg sont les suivantes :

- **Indice de plasticité :**

$$I_p = W_l - W_p$$

- **Indice de consistance :**

$$I_c = \frac{W_l - W_n}{I_p}$$

Tableau III.13: Résultats des limites d'Atterberg et indice de consistance

Forage	Profondeur (m)	W _n (%)	W _l (%)	W _p (%)	I _p (%)	I _c
TBH-07	4.50 – 4.62	16.8	28.1	14	14.1	0.80
TBH-8A	1.95 – 2.25	7.32	35.8	18.8	17.0	1.68
TBH-8A	3.00 – 3.45	10.2	36.4	16	20.4	1.28
TBH-8A	4.10 – 4.50	21.71	47.5	20.1	27.4	0.94
TBH-8A	4.50 – 4.95	16.32	34.4	17	17.4	1.04
TBH-8A	7.50 – 7.95	25.48	30.0	17.6	12.3	0.37

Tableau III.14: Classification selon l'indice de plasticité (Costet, J. et Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols).

Ip (%)	Type de sol
0 – 5	Non plastique
5 – 15	Peu plastique
15 – 40	Plastique
> 40	Très plastique

Tableau III.15: Classification selon l'indice de consistance

Ic	Consistance
0	Liquide
0.25	Pâteuse
0.5	Molle
0.75	Ferme
1	Très dure

Tableau III.16 : Classification des sols selon la profondeur (Limites d'Atterberg)

Profondeur (m)	Ip (%)	Ic	Classe de plasticité	Consistance
1.95 – 2.25	17.0	1.68	Sol plastique	Très dure
3.00 – 3.45	20.4	1.28	Sol plastique	Très dure
4.10 – 4.50	27.4	0.94	Sol plastique	Ferme
4.50 – 4.95	17.4	1.04	Sol plastique	Très dure
7.50 – 7.95	12.3	0.37	Sol peu plastique	Molle
4.50 – 4.62 (TBH-07)	14.1	0.80	Sol peu plastique	Ferme

- Interprétation par profondeur**

L'analyse des résultats des limites d'Atterberg et de l'indice de consistance met en évidence une variation du comportement géotechnique des colluvions en fonction de la profondeur. Dans la tranche comprise entre 1.95 m et 3.45 m, les sols présentent une plasticité modérée à

élevée et une consistance très dure, traduisant un bon comportement mécanique et une faible déformabilité.

Entre 4.10 m et 4.95 m, les matériaux restent plastiques mais leur consistance varie de ferme à très dure. Cette zone peut être considérée comme intermédiaire, avec des caractéristiques mécaniques globalement acceptables, bien qu'elle puisse devenir sensible en présence d'eau.

En revanche, au niveau de la profondeur 7.50 m à 7.95 m, les sols sont peu plastiques et présentent une consistance molle, ce qui indique une forte déformabilité et un comportement défavorable du point de vue géotechnique. Cette zone constitue ainsi un niveau critique susceptible de générer des instabilités.

Par ailleurs, les résultats obtenus au niveau du forage TBH-07 (profondeur 4.50 m) montrent un sol peu plastique à consistance ferme, traduisant un comportement globalement acceptable.

- **Essai œdométrique et étude de la compressibilité**

L'essai œdométrique est un essai de laboratoire largement utilisé en géotechnique pour étudier la compressibilité des sols fins ainsi que leur comportement sous l'effet d'une contrainte verticale. Il consiste à soumettre un échantillon de sol à des charges croissantes, tout en empêchant toute déformation latérale, afin de mesurer les variations de volume en fonction des contraintes appliquées.

Cet essai permet de déterminer plusieurs paramètres fondamentaux tels que la pression de préconsolidation (P_c), l'indice de compression (C_c) et l'indice de gonflement (C_g), qui sont essentiels pour l'évaluation des tassements et du comportement de consolidation des sols.

Les relations principales utilisées dans l'interprétation des résultats sont les suivantes :

- $$C_c = \frac{\Delta e}{\log(\sigma_2/\sigma_1)}$$
- $$C_g = \frac{\Delta e}{\log(\sigma_2/\sigma_1)}$$

où e représente l'indice des vides et σ la contrainte verticale appliquée.

Résultats des essais œdométriques

Les essais réalisés sur les échantillons prélevés au niveau du portail Sud ont permis d'obtenir les résultats suivants :

- À la profondeur 1.95 – 2.25 m, le sol (classé GM) présente une pression de préconsolidation de l'ordre de 1.34 kg/cm², un indice de compression $C_c = 0.07$ et un indice de gonflement $C_g = 0.03$.
- À la profondeur 4.10 – 4.50 m, correspondant à un sol de type argileux (CL), la pression de préconsolidation est similaire ($P_c \approx 1.34$ kg/cm²), avec un indice de compression légèrement plus élevé $C_c = 0.10$ et un indice de gonflement de $C_g = 0.04$.

Interprétation des résultats

Les valeurs obtenues montrent que les sols étudiés présentent globalement une compressibilité faible à modérée.

En effet, les faibles valeurs de l'indice de compression indiquent que les tassements générés sous chargement restent limités. Par ailleurs, les indices de gonflement relativement faibles traduisent un potentiel de gonflement négligeable, largement inférieur aux seuils critiques généralement admis.

La valeur de la pression de préconsolidation suggère que les sols se trouvent dans un état normalement consolidé à légèrement surconsolidé, ce qui est cohérent avec la nature colluviale des formations rencontrées.

Du point de vue géotechnique, le niveau situé entre 1.95 m et 2.25 m présente un comportement favorable, caractérisé par une faible compressibilité. En revanche, le niveau situé entre 4.10 m et 4.50 m, bien que restant globalement stable, montre une compressibilité

légèrement plus élevée en raison de sa nature plus argileuse, ce qui peut entraîner des déformations plus importantes en présence d'eau.

- **Résultats des essais UCS :**

L'interprétation des résultats de l'essai de compression uniaxiale (UCS) a été réalisée en se basant sur la classification proposée par l'AFTES (2003), présentée dans le tableau ci-dessous, qui permet de classer les roches en fonction de leur résistance à la compression simple.

Tableau 3.1 – Classes de résistance en compression uniaxiale (AFTES, 2003).

classe	Résistance à la compression simple	Description
RC1	$\sigma_c > 200 \text{ MPa}$	Résistance extrêmement élevée
RC2	$100 \text{ MPa} < \sigma_c < 200 \text{ MPa}$	Résistance très élevée
RC3	$50 \text{ MPa} < \sigma_c < 100 \text{ MPa}$	Résistance élevée
RC4	$25 \text{ MPa} < \sigma_c < 50 \text{ MPa}$	Résistance moyenne
RC5	$5 \text{ MPa} < \sigma_c < 25 \text{ MPa}$	Résistance faible
RC6	$1 \text{ MPa} < \sigma_c < 5 \text{ MPa}$	Résistance très faible
RC7	$\sigma_c < 1 \text{ MPa}$	Résistance extrêmement faible

Figure III.38 : Classe de résistances en compression uniaxiale

Figure III.39: Résultat de l'essai UCS

Forage	Profondeur (m)	Lithologie	Résistance UCS (MPa)
TBH-8A	50.20 – 51.00	Calcaire	≈ 30

Interprétation des résultats

À cette profondeur, le terrain correspond à une formation calcaire présentant une résistance à la compression uniaxiale d'environ 30 MPa. Selon la classification de l'AFTES, cette valeur se situe dans la classe RC4, correspondant à **une résistance moyenne**. Cela indique que la roche présente une capacité mécanique acceptable.

Ainsi, ces données doivent être utilisées avec prudence et complétées par les autres essais (SPT, observations géologiques) afin d'obtenir une meilleure compréhension du comportement global du massif.

- **Résultats de l'essai à charge ponctuelle (Point Load Test)**

L'essai à charge ponctuelle a été réalisé sur des échantillons prélevés au niveau du forage TBH-8A. Cet essai permet d'estimer la résistance de la roche à partir de l'indice de résistance ponctuelle I_s .

L'interprétation des résultats est basée sur le tableau de classification présenté ci-dessus, qui permet de qualifier la résistance de la roche.

Tableau III.17: Résultats de l'essai à charge ponctuelle

Forage	Profondeur (m)	Diamètre (mm)	Longueur (mm)	Charge rupture (kg)	Type test	$I_s(50)$ MPa	Moyenne (MPa)
TBH-8A	48.15–48.25	63.0	63.0	507.46	1	1.419	2.327
TBH-8A	48.25–48.33	63.0	47.0	611.40	2	1.577	
TBH-8A	48.33–48.45	63.0	32.0	486.06	2	1.549	
TBH-8A	48.85–48.92	63.0	63.0	670.50	1	1.875	
TBH-8A	48.92–49.00	63.0	49.0	746.93	2	1.883	
TBH-8A	49.25–49.35	63.0	43.0	599.17	2	1.623	
TBH-8A	49.60–49.70	63.0	63.0	1561.11	1	4.364	
TBH-8A	49.70–49.80	63.0	51.0	1785.29	2	4.403	

Indice I_s MPa	Résistance	
8 4 2 1	très forte	forte
	forte	
	moyenne	moyenne
	faible	faible
	très faible	

Figure III.40 : Classification de la résistance en fonction de l'indice I_s (Broch, E., & Franklin, J. A. (1972))

- **Interprétation des résultats**

Essai à charge ponctuelle intervalle 49,60 à 49,80 m

Entre 49,60 m et 49,80 m de profondeur, toujours dans le forage TBH-8A, les valeurs de I_s (50) sont de 4,3 à 4,4 MPa. Selon le tableau de classification, ces valeurs correspondent à une résistance moyenne à forte. Cela indique qu'à cette profondeur, le massif rocheux devient plus compact, moins altéré et présente de meilleures caractéristiques mécaniques.

La valeur moyenne de l'indice de résistance à la charge ponctuelle obtenue dans le forage TBH-8A est de 2,3 MPa. D'après le tableau de classification adopté, cette valeur correspond globalement à une résistance moyenne. Cela montre que, dans l'ensemble, la roche testée présente une qualité mécanique moyenne, avec une amélioration nette de la résistance en profondeur.

Les résultats de l'essai à charge ponctuelle montrent que la résistance de la roche augmente avec la profondeur. Les niveaux compris entre 48,15 m et 49,35 m présentent une résistance faible à moyenne, tandis que les niveaux plus profonds, entre 49,60 m et 49,80 m, correspondent à une résistance moyenne à forte. La valeur moyenne obtenue permet de classer globalement la roche dans la catégorie de résistance moyenne.

III.5 Indice GSI (Geological Strength Index)

Dans le cadre de l'évaluation géotechnique du massif rocheux au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla, l'indice GSI (Geological Strength Index) a été utilisé afin de caractériser la qualité du massif rocheux. Cet indice permet d'estimer les propriétés mécaniques du massif en tenant compte à la fois de la structure du massif (fracturation, discontinuités) et de l'état de surface des discontinuités (altération, rugosité). Contrairement aux essais ponctuels comme le SPT ou le point load test, le GSI donne une vision globale du comportement du massif rocheux.



Figure III.41: Photo du front montrant l'alternance grès / argilite-schiste)



Forage/Borehole TBH-7 Caisse:8, 33.00-39.00 m

Figure III.42: Photo montre la caisse de sondage TBH-7

Dans le cas du tunnel de Djimla, l'utilisation du système de classification GSI est pleinement justifiée par la nature du terrain rencontré, dominé par des formations de flysch altérées, fracturées et tectoniquement perturbées. Ce type de massif présente une forte hétérogénéité due à l'alternance de grès, de siltstones et de niveaux argileux ou schisteux, ainsi qu'un degré d'altération variable. En revanche, les colluvions superficielles ne peuvent pas être caractérisées par le GSI, puisqu'il s'agit de sols meubles et non d'un massif rocheux.

Plus spécifiquement, le massif étudié correspond au type X de la classification GSI, caractérisé par une structure presque chaotique résultant d'un plissement et d'un faillage intensifs. Il est constitué principalement de siltstones ou de schistes argileux, associés à des couches de grès cassées, déformées et souvent discontinues. Dans certains cas, ces niveaux de grès peuvent même être absents. Bien que ces couches puissent localement suivre la déformation tectonique, elles restent fortement fracturées et ne forment pas de bancs continus.

Les siltstones, quant à eux, sont fortement plissés et cisailés, ce qui entraîne une désorganisation importante de la structure du massif. La présence de niveaux fissiles, notamment dans les horizons argileux et schisteux, favorise le développement de plans de rupture et accentue la faiblesse globale du massif. Malgré cette hétérogénéité lithologique, le comportement mécanique du massif tend vers un comportement quasi isotrope, en raison du degré élevé de perturbation tectonique.

La résistance de la roche intacte (σ_{ci}), notamment celle des siltstones, est significativement réduite. Toutefois, cette diminution est déjà prise en compte dans le critère de rupture de Hoek–Brown et ne doit pas être doublement pénalisée à travers la valeur du GSI. Ainsi, conformément aux recommandations de Marinos et Hoek (2001), le massif de type X est généralement caractérisé par des valeurs de GSI comprises entre 18 et 25.

Compte tenu de l'état fortement perturbé du massif au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla, une valeur de GSI = 18 a été retenue pour des raisons de sécurité. Cette valeur correspond à une masse rocheuse de très mauvaise qualité, présentant une structure fortement dégradée et des conditions de discontinuités défavorables. Le choix de cette valeur est cohérent avec les observations de terrain et les classifications existantes, et constitue une base essentielle pour l'analyse de stabilité ainsi que pour le dimensionnement des soutènements.



Figure III.43: Zone altérée et matériaux meubles au niveau du front

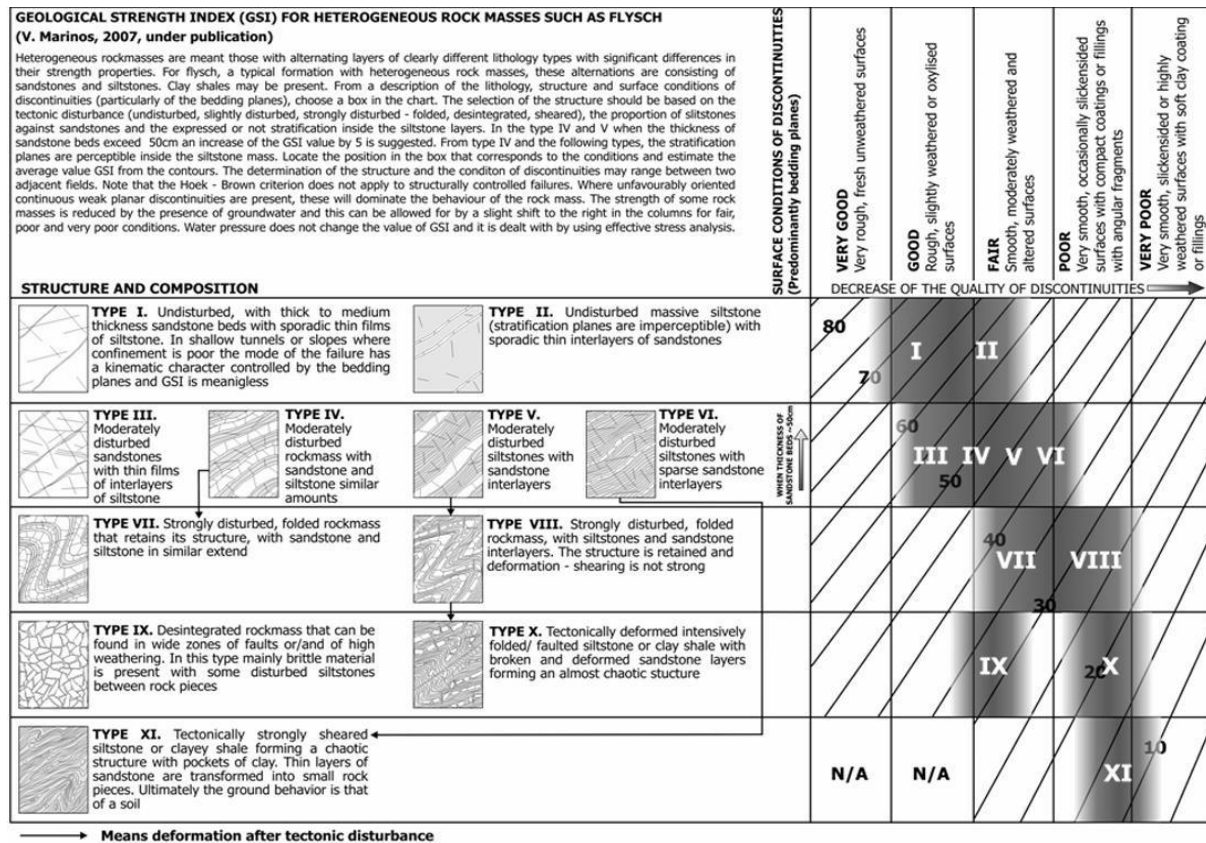
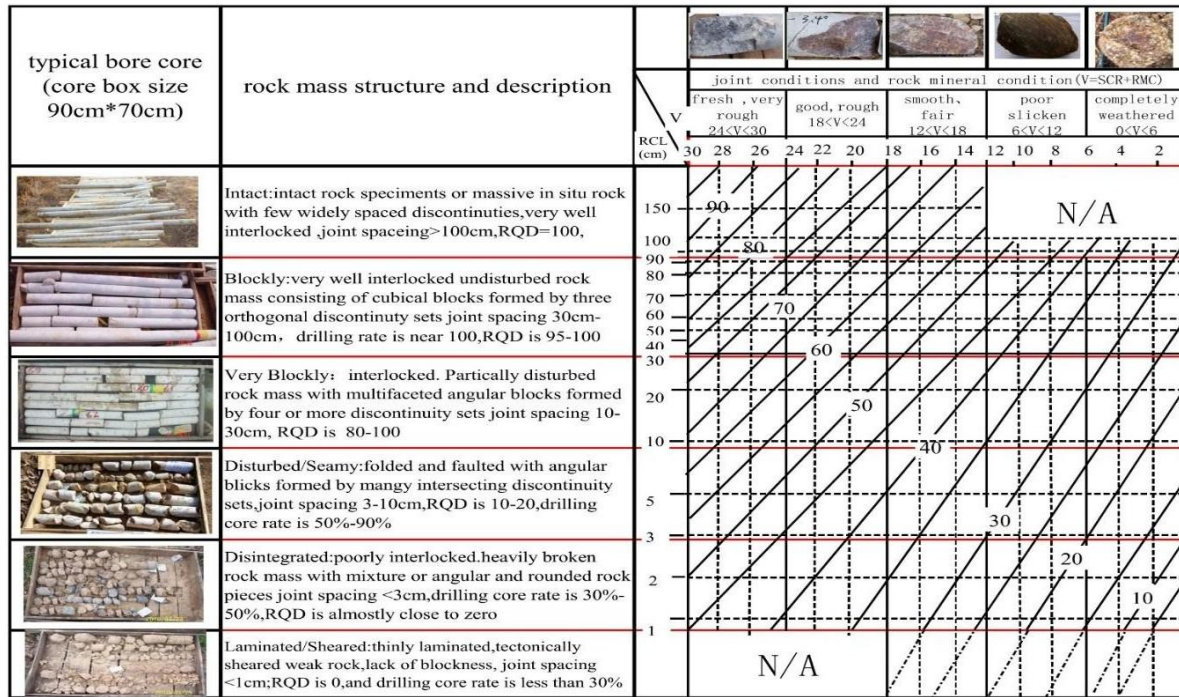


Figure III.44: Diagramme du Geological Strength Index (GSI) pour les massifs rocheux hétérogènes de type flysch (Marinos, 2007)



GSI chart of granite base on RCL and V

Figure III.45 : Diagramme du Geological Strength Index (GSI) pour les massifs rocheux hétérogènes de type flysch en fonction de RQD

L'évaluation du comportement du massif rocheux au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla repose sur l'utilisation de l'indice GSI, qui permet de caractériser la qualité globale du massif en tenant compte de sa structure et de l'état de ses discontinuités. Le massif étudié étant hétérogène, constitué d'une alternance de grès, d'argiles et de schistes, et fortement affecté par les perturbations tectoniques, il est nécessaire d'adopter une approche globale. Ainsi, on fait appel à la théorie d'homogénéisation, qui consiste à considérer le massif rocheux fracturé comme un milieu équivalent homogène, défini par des paramètres mécaniques globaux intégrant les effets de la fracturation, de l'altération et des discontinuités.

III.6 Application De Critere De Hoek And Brown

Dans le cadre de cette étude, le critère de Hoek-Brown a été appliqué au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla en utilisant les paramètres déterminés précédemment, notamment l'indice GSI, le paramètre m et le facteur de perturbation D .

En outre, l'application de ce critère nécessite comme données d'entrée les propriétés de la roche intacte, en particulier la résistance à la compression uniaxiale (σ_{ci}) ainsi que le module de déformation (E).

L'application de ce critère permet de déterminer les paramètres mécaniques équivalents du massif rocheux, en particulier :

Paramètres du critère de Hoek-Brown

- m_b : paramètre dépendant du massif rocheux, dérivé de m_i et du GSI
- s : coefficient représentant l'état du massif (lié à la fracturation)
- a : paramètre de forme de la courbe de rupture

Paramètres équivalents de Mohr-Coulomb

- **Cohésion (c)** : résistance du massif lorsque la contrainte normale est nulle
- **Angle de frottement (φ)** : paramètre caractérisant le frottement interne du massif

Paramètres du massif rocheux

- **Résistance en traction (σ_t)** : capacité du massif à résister aux efforts de traction
- **Résistance à la compression du massif (σ_{cm})** : résistance globale du massif sous compression
- **Résistance globale (σ_{cmass})** : résistance équivalente du massif rocheux
- **Module de déformation (E_m)** : paramètre caractérisant la rigidité et la déformabilité du massif

Ces paramètres sont essentiels pour évaluer le comportement du massif sous chargement, notamment en termes de déformation et de stabilité. Ils constituent une base indispensable pour les analyses géotechniques, telles que le dimensionnement des soutènements et la vérification de la stabilité du tunnel.

Ainsi, l'utilisation du critère de Hoek-Brown permet de passer d'une description qualitative du massif rocheux à une caractérisation quantitative de ses propriétés mécaniques, adaptée aux conditions réelles du terrain.

- **Détermination du paramètre m_i**

Dans le cadre de l'application du critère de rupture de Hoek-Brown, la détermination du paramètre m_i relatif à la roche intacte est nécessaire. Ce paramètre dépend principalement de la nature lithologique des formations rencontrées.

D'après le tableau de référence proposé par Hoek et Brown (Tableau des valeurs de m_i pour les roches intactes), les formations présentes dans la zone d'étude correspondent à une alternance de grès (sandstone) et de siltites / argilites (siltstone, claystone), caractéristiques des formations de flysch.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
	Non-clastic	Organic		Greywacke (18) Chalk 7 Coal (8–21)		
Metamorphic		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic limestone (10) Gypstone 16	Micritic limestone 8 Anhydrite 13	
	Non-foliated	Chemical				
Igneous	Slightly foliated		Marble 9 Migmatite (30)	Hornfels (19) Amphibolite 25–31	Quartzite 24 Mylonites (6)	
	Foliated ^a		Gneiss 33	Schists 4–8	Phyllites (10)	Slate 9
	Light		Granite 33 Granodiorite (30) Diorite (28)		Rhyolite (16) Dacite (17) Andesite 19	Obsidian (19)
	Dark		Gabbro 27 Norite 22	Dolerite (19)	Basalt (17)	
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

Figure III.46: Valeurs du paramètre m_i pour les roches intactes

Selon ce tableau :

- Le grès présente une valeur typique de $m_i \approx 19$,
- Les siltites présentent des valeurs de l'ordre de $m_i \approx 9$,
- Les argilites (claystone) présentent des valeurs plus faibles, de l'ordre de $m_i \approx 4$.

Compte tenu de l'hétérogénéité du massif rocheux étudié, caractérisé par une alternance de ces différentes lithologies, une valeur moyenne représentative a été adoptée.

Ainsi, une valeur de :

$$m_i = 0.6 \times 0.1 \times 19 + 0.25 \times 9 + 0.65 \times 4 = 6$$

A été retenue, correspondant à un massif dominé par des formations fines (silt stone/argilite/schiste) avec intercalations de grès.

• Détermination du facteur de perturbation D

Dans le cadre de cette étude, le facteur de perturbation a été fixé à $D = 0$. Cette valeur caractérise un massif rocheux non perturbé (ou dont l'endommagement lié aux travaux est considéré comme négligeable). En ingénierie des roches et selon le critère de Hoek-Brown, le choix d'un massif "intact" se justifie par plusieurs aspects techniques propres à notre méthode de réalisation :

- **Une méthode d'excavation douce et contrôlée :** Le terrassement des talus et le creusement du tunnel sont réalisés de manière purement mécanique (à la pelle ou au brise-roche), sans aucun recours aux explosifs (tirs de mines). L'absence de souffle et de fortes vibrations préserve totalement la fracturation naturelle et l'imbrication géométrique du Flysch au-delà de la face excavée.

L'échelle du modèle numérique : Sur un talus de grande envergure (plus de 45 m de hauteur), la très fine pellicule de sol superficiel qui pourrait être légèrement remaniée par les dents du godet de la pelle mécanique n'a aucune influence sur la stabilité globale du massif, d'autant plus qu'elle est directement figée par le béton projeté.

Ainsi, le choix de $D=0$ traduit de manière rigoureuse et réaliste une exécution des travaux de très haute qualité ("excellent quality controlled excavation"), permettant au massif de conserver l'intégralité de ses caractéristiques géomécaniques initiales tout au long du phasage.

- **La résistance à la compression**

Pour la résistance à la compression uniaxiale R_c , la valeur de 30 MPa obtenue dans les essais ne peut pas être retenue comme valeur représentative du flysch étudié, car elle correspond aux niveaux calcaires profonds rencontrés dans le forage, et non au massif rocheux dominant au niveau du portail Sud. Le massif est principalement constitué de flysch, formé par une alternance de grès, siltites, argilites et schistes. Selon les recommandations du tableau de référence, les grès, qui représentent environ 10 % du massif, peuvent être caractérisés par une valeur de $R_c = 10$ MPa. En revanche, les siltites et les autres formations fines, qui constituent environ 90 % du massif, sont représentées par une valeur plus faible de $R_c = 4$ MPa. Ainsi, en tenant compte de la proportion des différentes lithologies, la valeur représentative adoptée pour le massif est de $R_c = 4,2$ MPa, valeur plus réaliste et prudente pour les calculs géomécaniques.

- **Détermination du module de déformation de la roche intacte**

Le rapport de module $MR=250$ a été retenu pour l'estimation du module de déformation de la roche intacte, car il représente de manière plus réaliste le comportement des formations dominantes du massif de flysch, notamment les siltites, argilites et claystones. En effet, lors des essais de compression, les premières ruptures se produisent généralement au niveau de ces formations plus faibles, et non dans les niveaux gréseux ou calcaires plus résistants. Ainsi, le choix de $MR=250$ est cohérent avec une roche intacte de qualité mécanique faible à moyenne, correspondant aux lithologies majoritaires du massif étudié. En appliquant la relation proposée dans RocData, $E_i = MR \times \sigma_{ci}$, et en considérant la résistance représentative adoptée $\sigma_{ci} = 4,2$ MPa,

On obtient un module de déformation de la roche intacte égal à $E_i = 250 \times 4,2 = 1050$ MPa.

Tableau III.18 : des Paramètres géomécaniques du massif de flysch obtenus par le logiciel RocData (critère de Hoek-Brown)

Résistance uniaxiale σ_{ci} (MPa)	Indice GSI	Coefficient m_i	Facteur D	MR	Ei (MPa)	Poids unitaire γ (kN/m ³)	Hauteur H (m)	Cohésion c (KPa)	Angle ϕ (°)
4.2	18	6	0	250	2500	25	25	37	30

IV.7 Détermination des paramètres géotechniques des matériaux colluviaux

Les investigations géologiques et géotechniques réalisées au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla montrent que les formations de flysch sont localement recouvertes par des matériaux colluviaux. Ces dépôts superficiels proviennent principalement de l'altération et du remaniement des formations rocheuses sous-jacentes. Ils se présentent sous forme de matériaux hétérogènes, à matrice argileuse, contenant des éléments sableux, graveleux et parfois des fragments rocheux.

La caractérisation de cette unité a été réalisée à partir des observations de terrain, des sondages carottés, des essais in situ de type SPT et des essais de laboratoire. Les résultats disponibles indiquent que les matériaux colluviaux sont rencontrés notamment dans les forages TBH-7 et TBH-8A. Les essais SPT réalisés dans cette unité donnent des valeurs N60 variant de 11 jusqu'au refus, ce qui traduit une compacité variable, allant d'un matériau moyennement compact à très compact selon la profondeur.

D'après les résultats des essais de laboratoire, les matériaux colluviaux sont classés selon l'USCS dans les groupes GM, SM et CL. Cette classification montre le caractère hétérogène de cette formation, composée de graves limoneuses ou argileuses, de sables limoneux et de sols argileux. Les valeurs de l'indice de plasticité IP varient globalement entre 12 % et 27 %, ce qui indique un comportement peu plastique à plastique. La densité humide mesurée est d'environ 1,7 t/m³, soit un poids volumique proche de 17 KN/m³.

- **Choix de l'angle de frottement interne**

En raison de la nature argileuse et hétérogène des colluvions, l'angle de frottement interne n'a pas été choisi directement à partir d'un seul essai, mais à partir de corrélations empiriques disponibles dans la littérature. Ces corrélations relient l'indice de plasticité IP à l'angle de frottement interne effectif ϕ' .

Les corrélations utilisées sont celles proposées par :

- Gibson, 1953 ;

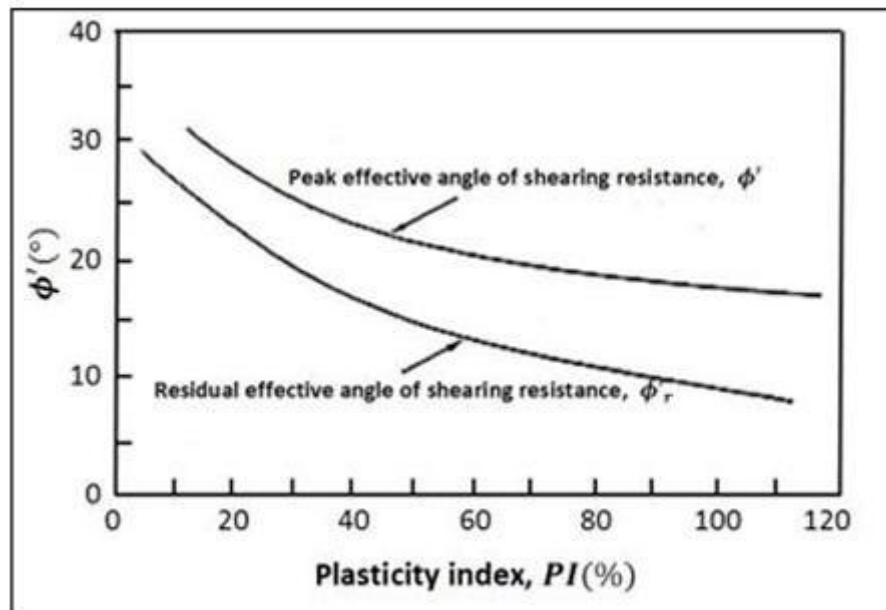


Figure III.47: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Gibson (1953).

- Terzaghi, Peck et Mesri, 1996 ;

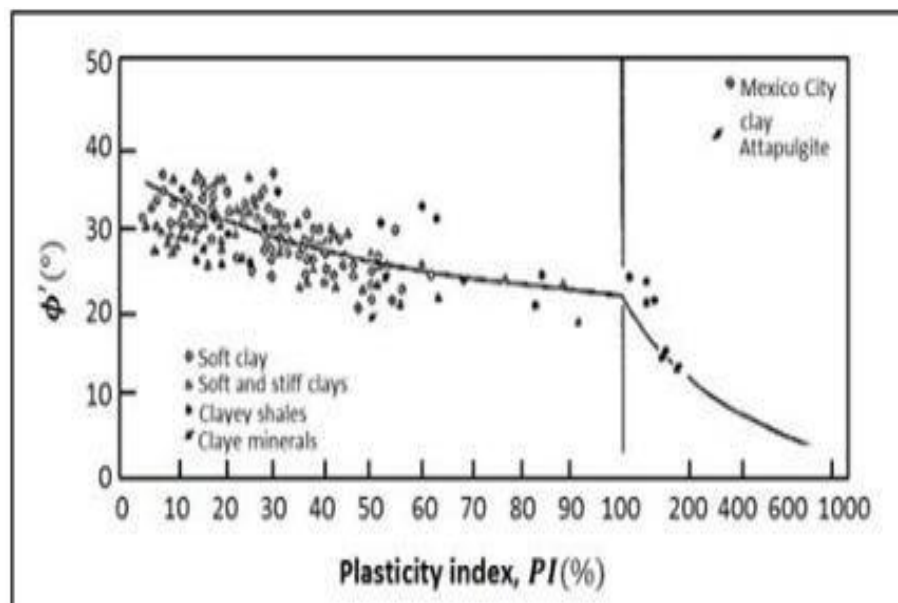


Figure III.48: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Terzaghi, Peck et Mesri (1996).

- Bowles, 1988 ;

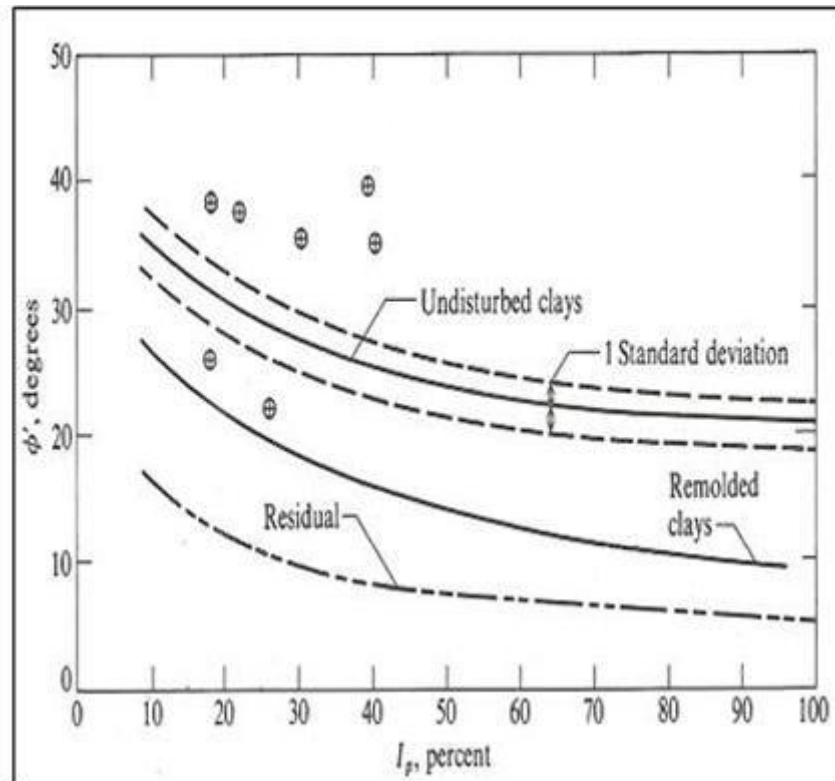


Figure III.49: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Bowles (1988).

- Kenney, 1959.

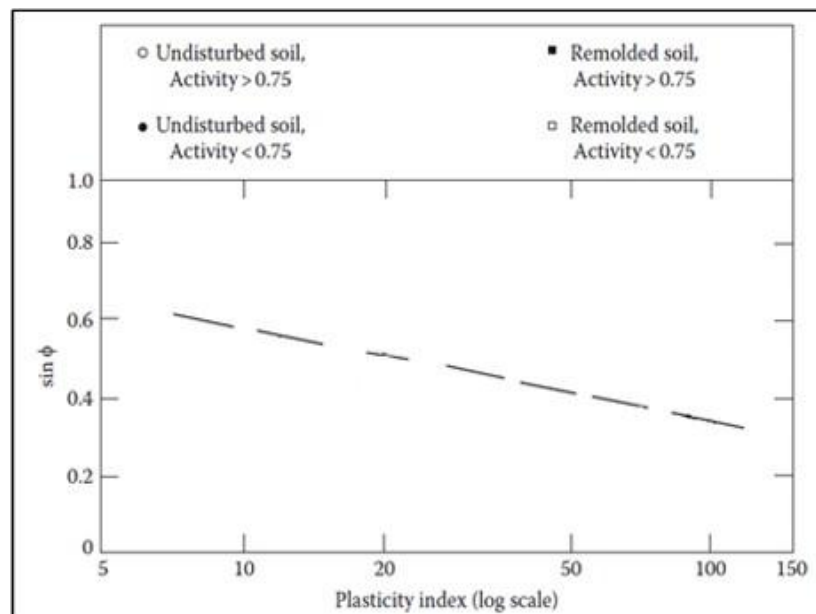


Figure III.50: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Kenney (1959).

- DYSLI 2001

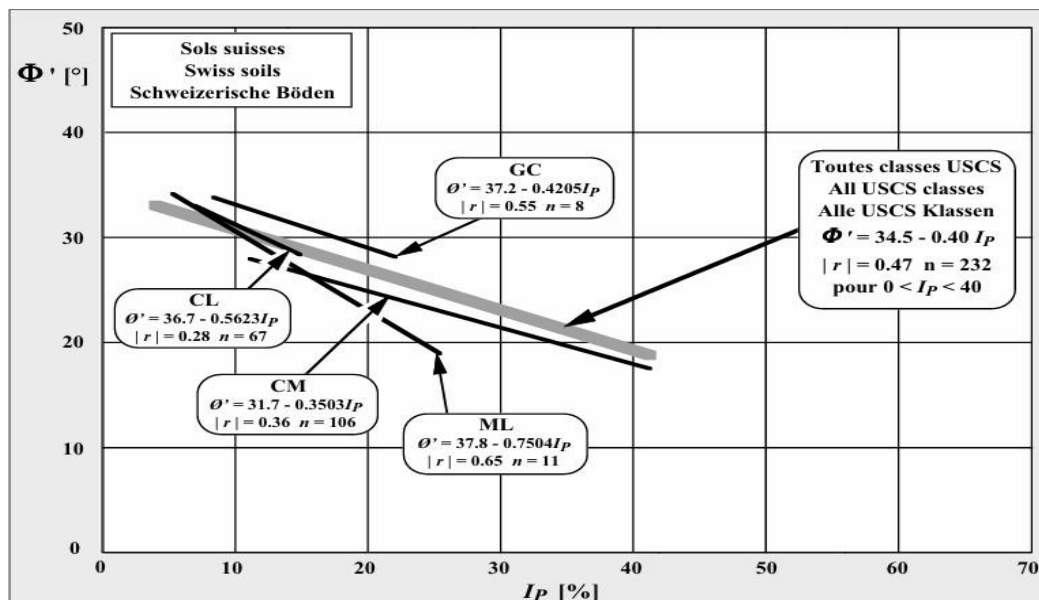


Figure III.51: Relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne selon Dysli (2001).

Ces abaques montrent que l'angle de frottement interne diminue lorsque l'indice de plasticité augmente. Cette relation est logique, car une augmentation de la plasticité traduit généralement une proportion plus importante de particules fines argileuses, ce qui réduit la résistance au cisaillement du sol.

Dans le cas étudié, une valeur représentative de $IP \approx 25 \%$ a été retenue pour les matériaux colluviaux. À partir des abaques précédents, les valeurs obtenues pour l'angle de frottement interne sont comprises approximativement entre 27° et 30° . Par mesure de prudence et afin d'adopter une valeur compatible avec la nature argileuse de l'unité, l'angle de frottement interne retenu pour le dimensionnement est : $\Phi'=30$

Cette valeur représente une estimation raisonnable et sécuritaire pour les calculs de stabilité du portail Sud.

• Choix de la cohésion

La cohésion effective des matériaux colluviaux a été estimée à partir d'une approche empirique proposée dans la littérature, notamment par Lunne et al. (1997). Cette méthode permet d'obtenir une cohésion à long terme en fonction de l'angle de frottement interne et d'un coefficient dépendant de la consistance du sol.

La relation utilisée est la suivante :

$$C' = \alpha \cdot \tan(\phi')$$

Avec :

- C' : cohésion effective à long terme
- Φ' : angle de frottement interne effectif
- α : coefficient dépendant de la consistance du sol

Tableau III.19: Valeurs typiques du coefficient d'attraction du sol α et de l'angle de frottement interne ϕ selon Senneset et al. (1989)

Type de sol	Coefficient d'attraction (a) kPa	Tan (Phi')	Angle de frottement interne (phi')
Argile molle	5 – 10	0,35 – 0,45	$19^\circ - 24^\circ$
Argile moyennement consistante	10 – 20	0,40 – 0,55	$19^\circ - 29^\circ$
Argile raide	20 – 50	0,50 – 0,60	$27^\circ - 31^\circ$
Limon mou	0 – 5	0,50 – 0,60	$27^\circ - 31^\circ$
Limon moyennement consistant	5 – 15	0,55 – 0,65	$29^\circ - 33^\circ$
Limon raide	15 – 30	0,60 – 0,70	$31^\circ - 35^\circ$

Sable lâche	0	0,55 – 0,65	29° – 33°
Sable moyennement dense	10 – 20	0,60 – 0,75	31° – 37°
Sable dense	20 – 50	0,70 – 0,90	35° – 42°
Sol dur, raide, surconsolidé ou cimenté	> 50	0,80 – 1,00	38° – 45°

Source : Senneset et al. (1989).

Pour les matériaux colluviaux du portail Sud, le coefficient $\alpha = 27$ a été adopté. En utilisant un angle de frottement interne de 30° , la cohésion calculée est de l'ordre de :

$$C' = 27 \cdot \tan(30^\circ) \approx 15 \text{ KPa}$$

La valeur retenue pour le paramétrage est donc :

$$C' = 15 \text{ KPa}$$

Cette valeur reste prudente, car les colluvions sont des matériaux remaniés, sensibles à l'eau et susceptibles de perdre une partie de leur résistance en cas de saturation.

- **Détermination du Module de Déformation (Module de Young, E) de la Formation des Colluvions**

D'après la campagne de reconnaissance géotechnique Tableau III.3, les essais SPT réalisés dans la formation des colluvions au niveau du forage TBH-8A ont donné les indices de pénétration corrigés (N_{60}). Afin de caractériser globalement cette formation hétérogène, la valeur moyenne représentative de l'indice de pénétration a été calculée pour l'ensemble de la couche colluviale :

$$N_{60}(\text{moyenne}) = (11 + 14 + 20 + 32 + 34 + 40) / 6 = 151 / 6 = 25,16$$

Corrélation Empirique et Calcul du Module d'Élasticité

Selon Kulhawy and Mayne 1990 - Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design

Pour déduire le module d'élasticité à partir de l'essai SPT, plusieurs auteurs majeurs de la littérature géotechnique proposent une corrélation empirique de type linéaire :

$$E = \alpha \times N_{60} \text{ (en MPa)}$$

Où α est un coefficient empirique qui dépend intrinsèquement de la nature et de la granulométrie du sol. Pour des sols hétérogènes de compacité moyenne comme les graves limoneuses, sables argileux et argiles, ce coefficient varie généralement entre 1,5 à 2,5 MPa

En adoptant un coefficient moyen prudent $\alpha = 2$ MPa, mieux adapté à la nature remaniée et parfois plastique des colluvions étudiées, le calcul du module de déformation devient :

$$E = 2 \times 25 = 50 \text{ MPa}$$

- **Paramètres géotechniques retenus**

Sur la base des résultats des essais, des observations de terrain et des corrélations empiriques, les paramètres géotechniques retenus pour les matériaux colluviaux sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III.20: Paramètres géotechniques retenus

Unité géotechnique	Poids volumique γ	Angle de frottement interne ϕ'	Cohésion c'	Module de déformation
Matériaux colluviaux	17 kN/m ³	30°	15 kPa	50 MPa

- **Interprétation géotechnique**

Les matériaux colluviaux présentent un comportement géotechnique défavorable au niveau du portail Sud. Leur nature hétérogène, leur matrice argileuse et leur sensibilité à l'eau peuvent favoriser des déformations et des instabilités, notamment pendant les travaux d'excavation. La présence de niveaux argileux et plastiques implique également une diminution possible de la résistance au cisaillement en cas d'augmentation de la teneur en eau.

Ainsi, les valeurs retenues pour le calcul, à savoir $\gamma = 17$ kN/m³, $\phi' = 30^\circ$ et $c' = 15$ kPa, $E = 50$ MPa, sont considérées comme prudentes et adaptées à une analyse de stabilité du portail. Elles permettent de représenter correctement le comportement global des colluvions dans les conditions du site étudié.

CHAPITRE IV : CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE ET PRÉDIMENSIONNEMENT

IV.1 Introduction

Les techniques de classification des massifs rocheux ont connu une évolution importante depuis plus d'un siècle. Elles constituent aujourd'hui un outil fondamental en géotechnique, notamment dans les phases d'étude de faisabilité et de dimensionnement préliminaire des ouvrages souterrains. Leur utilisation est particulièrement pertinente lorsque les données mécaniques détaillées et l'état de contrainte in situ du massif rocheux ne sont pas entièrement disponibles.

Dans les études préliminaires, le dimensionnement des ouvrages souterrains repose souvent sur ces méthodes empiriques, en raison de leur simplicité d'application et de leur efficacité. Elles permettent d'obtenir une estimation globale du comportement du massif rocheux à partir de paramètres géologiques et géotechniques facilement accessibles.

Il existe plusieurs systèmes de classification, basés sur différents paramètres tels que la résistance de la roche, la fracturation, l'état des discontinuités et les conditions hydrogéologiques. Le choix de ces paramètres ainsi que leur utilisation dans le dimensionnement varient d'une méthode à une autre.

Dans le cadre de cette étude, la classification du massif rocheux a été réalisée en s'appuyant sur les méthodes empiriques les plus couramment utilisées, à savoir :

- La classification RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski,
- La classification AFTES, adaptée aux ouvrages souterrains.

Ces méthodes permettent de caractériser la qualité du massif rocheux et de fournir une base fiable pour le prédimensionnement des soutènements du tunnel.

IV.2 Classification RMR (Rock Mass Rating)

La classification RMR (Rock Mass Rating) est un système empirique développé par Z.T. Bieniawski (1972–1973) pour l'évaluation de la qualité des massifs rocheux. Elle permet d'attribuer un indice global (RMR) exprimé sur une échelle allant de 0 à 100, reflétant la qualité du massif rocheux et facilitant la conception des ouvrages souterrains, notamment les tunnels.

Ce système repose sur l'évaluation de cinq paramètres géotechniques principaux, considérés comme les plus influents dans le comportement du massif rocheux :

La résistance à la compression simple de la roche intacte, le RQD (Rock Quality Designation), permettant de caractériser la qualité du massif :

- L'espace des discontinuités,
- L'état des discontinuités (rugosité, altération, remplissage),
- Les conditions hydrogéologiques (présence et circulation de l'eau).

À ces paramètres s'ajoute un facteur de correction lié à l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage, qui peut influencer significativement la stabilité.

La valeur du RMR est obtenue par la somme des notes attribuées à chacun de ces paramètres. Elle permet ensuite de déterminer :

- La classe du massif rocheux (de très bon à très médiocre),
- Le temps de stabilité sans soutènement (stand-up time),
- Ainsi que des recommandations pour le soutènement des ouvrages souterrains.

Dans le cas du tunnel de Djimla, les caractéristiques du massif de flysch, marquées par une forte fracturation, une altération variable et une hétérogénéité lithologique, conduisent à classer le massif dans une catégorie de qualité médiocre.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	2% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge 5 mm thick or Separation 1 - 5 mm Continuou	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

Figure IV.52: les critères de classification RMR

Le tableau précédent présente les critères de classification RMR ainsi que les plages de valeurs associées à chaque paramètre.

Sur la base de ces critères, les valeurs correspondant au massif de flysch étudié ont été identifiées à partir des observations de terrain et des données géotechniques disponibles.

IV.2.1 Attribution des notes (RMR)

À partir du tableau de classification de Bieniawski, les valeurs correspondant au massif de flysch ont été identifiées en fonction des observations de terrain et des données géotechniques disponibles. Les notes attribuées à chaque paramètre sont présentées ci-dessous.

Tableau IV.21: Attribution des notes RMR pour le massif de flysch

N°	Paramètre	Valeur retenue	Rating	Justification
1	Résistance de la roche intacte (σ_{ci})	1 – 5 MPa	1	Valeur réduite retenue pour représenter le flysch altéré et non la roche intacte la plus résistante
2	RQD	< 25 %	3	Massif très fracturé observé sur le terrain (flysch fortement discontinu)
3	Espacement des discontinuités	< 60 mm	5	Discontinuités très rapprochées observées sur le front
4	État des discontinuités	Surfaces très altérées, présence de remplissage	10	Plans faibles (argiles/schistes), altération importante
5	Conditions hydrogéologiques	Mouillé (wet)	7	Présence d'eau visible avec humidification généralisée des parois

• Détermination de l'état des discontinuités

L'évaluation de l'état des discontinuités a été réalisée conformément aux critères de classification de Bieniawski, en tenant compte des paramètres suivants : la persistance, l'ouverture, la rugosité, la nature du remplissage et le degré d'altération.

D'après les observations de terrain au niveau du massif de flysch, les discontinuités présentent les caractéristiques suivantes :

- Persistance < 1 m Rating = 6
- Ouverture (séparation) → Rating = 6
- Rugosité légèrement rugueuse (Slightly rough) → Rating = 3
- Remplissage mou < 5 mm (argiles/schistes) → Rating = 2
- Altération importante (Highly weathered) → Rating = 1

La somme des notes attribuées donne :

$$R = 6 + 6 + 3 + 2 + 1 = 18$$

Cependant, compte tenu de la nature du massif étudié, caractérisé par la présence de plans faibles liés aux niveaux argileux et schisteux, ainsi qu'un degré d'altération significatif, une

valeur globale représentative de $R = 10$ a été retenue pour l'état des discontinuités, conformément aux classes proposées dans la classification RMR.

IV.2.3 Ajustement RMR selon l'orientation des discontinuités

En plus des paramètres géotechniques principaux, la classification RMR prend en compte l'influence de l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage. Ce facteur peut avoir un impact significatif sur la stabilité du massif rocheux.

Dans le cas du tunnel de Djimla, les discontinuités présentent un pendage compris entre 45° et 90° , avec une direction (strike) parallèle à l'axe du tunnel. Cette configuration correspond à une orientation défavorable, car elle favorise le glissement des blocs rocheux vers l'intérieur de l'excavation.

Tableau IV.22: Ajustement du RMR selon l'orientation des discontinuités

Ouvrage	Orientation observée	Classe	Ajustement (ΔRMR)	Justification
Tunnel	Strike parallèle à l'axe du tunnel, Dip = 45° - 90°	Défavorable	-10	Orientation des discontinuités favorisant le glissement et l'instabilité du massif

IV.2.4 Classe du massif rocheux selon le RMR

Après Addition des notes attribuées aux différents paramètres du système RMR, ainsi qu'après application de la correction liée à l'orientation des discontinuités, la valeur obtenue pour le massif rocheux étudié est :

$$RMR = 16$$

Selon la classification de Bieniawski, cette valeur correspond à la classe V, qui désigne un massif rocheux de qualité très mauvaise (Very poor rock).

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS					
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21
Class number	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

Figure IV.53: Classes du massif selon le RMR

Cette classification confirme que le massif de flysch au niveau du portail Sud du tunnel de Djimla présente des caractéristiques géomécaniques défavorables, liées notamment à sa fracturation importante, à l'altération des discontinuités et à l'hétérogénéité lithologique.

V.2.5 Signification de la classe du massif rocheux

D'après la classification RMR, le massif rocheux étudié appartient à la classe V (roche de très mauvaise qualité). Cette classe est caractérisée par des propriétés mécaniques faibles et un comportement défavorable vis-à-vis de la stabilité des ouvrages souterrains.

Selon les recommandations de Bieniawski, les caractéristiques associées à cette classe sont les suivantes :

D. MEANING OF ROCK CLASSES					
Class number	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

Figure IV.54: Signification de la classe du massif rocheux

Tableau IV.23: Signification de la classe IV du massif rocheux (RMR)

Classe RMR	Qualité du massif	Temps de stabilité (stand-up time)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)
V	Très mauvais rocher	30min pour une portée de 1 m	Inférieure à 100	Inférieure à 15

- Recommandations de soutènement selon le RMR

À la suite de l'évaluation géotechnique classant le massif en Classe V (RMR = 16, qualité très mauvaise), les solutions d'excavation et de soutènement ont été projetées selon la méthodologie de Bieniawski.

Il convient néanmoins de souligner une limite critique propre au système RMR : pour tout massif présentant un RMR inférieur à 20, Bieniawski précise que les corrélations empiriques standards ne sont pas totalement applicables. Le terrain tendant à se comporter comme un milieu poussant ou fluant, l'utilisation exclusive de ces recommandations est insuffisante pour garantir la stabilité de l'ouvrage. Les propositions de soutènement associées à la classe V et détaillées dans le tableau suivant doivent donc être considérées comme purement indicatives. Elles devront obligatoirement être complétées par des vérifications analytiques, des classifications alternatives (Système Q, GSI) et des modélisations numériques approfondies.

Tableau IV.24: Recommandations d'excavation et de soutènement selon RMR (Classe IV)

Classe RMR	Type d'excavation	Boulonnage	Béton projeté (shotcrete)	Soutènement métallique
V (RMR ≤ 21)	Multiples galeries de 0,5 à 1,5 m d'avancement en calotte. Installer le soutènement simultanément avec l'excavation. Appliquer le béton projeté (shotcrete) dès que possible après le tir (dynamitage).	Boulonnage systématique de 5 à 6 m de longueur, espacé de 1 à 1,5 m dans la voûte et les parois, avec treillis métallique. Boulonnage du radier.	150 à 200 mm en voûte, 150 mm sur les parois, et 50 mm au front.	Cintres moyens à lourds espacés de 0,75 m avec blindage en acier et boulonnage d'avant-front (forepoling) si nécessaire. Fermeture du radier.

IV.3 Classification AFTES

La classification AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain) est une méthode utilisée pour caractériser le comportement du massif rocheux dans le cadre des ouvrages souterrains. Contrairement aux systèmes RMR et Q, qui sont basés sur des indices numériques, la classification AFTES repose sur une approche qualitative et pratique, directement liée aux conditions rencontrées sur le terrain.

Dans le cas du tunnel de Djimla, la classification AFTES est particulièrement adaptée en raison de la nature hétérogène du massif rocheux, constitué d'une alternance de grès, d'argiles et de schistes, avec un état d'altération important et une forte fracturation. Cette approche permet de compléter les résultats obtenus par le RMR en donnant une vision plus pratique du comportement du massif et en facilitant le choix des méthodes de soutènement.

Le choix du type de soutènement selon l'AFTES a été effectué à partir des critères géotechniques et géologiques retenus pour la galerie. Les paramètres pris en compte concernent le comportement mécanique du massif rocheux, l'état des discontinuités, les conditions hydrogéologiques, la couverture, la dimension de la galerie ainsi que la sensibilité aux tassements. La synthèse des classes retenues est présentée dans le tableau suivant.

Tableau IV.25: Données retenues pour le choix du type de soutènement selon l'AFTES

Critère AFTES	Classe retenue	Commentaire
Comportement mécanique	R5a	Roche de très faible résistance et à un sol cohérent consolidé,
Discontinuités	Autre	Les discontinuités ne sont pas prises en compte, car le terrain est classé R5/R6, où leur étude n'est pas nécessaire.
Altérabilité / gonflement		Autres terrains
Hydrologie	H2 – K2	Le choix H2–K3 signifie que le terrain présente une charge hydraulique moyenne et une perméabilité moyenne à forte, ce qui indique une présence d'eau à prendre en compte dans le dimensionnement du soutènement.
Couverture	Sigma0 modéré	La couverture est considérée modérée
Dimension de la galerie	$D > 10 \text{ m}$	La galerie est classée dans la catégorie $D > 10 \text{ m}$
Sensibilité aux tassements	Néant	

Selon les résultats de classification de l'AFTES mentionnée dans le tableau récapitulatif, et selon les recommandations de l'AFTES. Nous sommes arrivées aux suivants :

Tableau IV.26: Choix du soutènement selon la classification AFTES (massif étudié)

Critère	Comportement mécanique	Discontinuités	Altérabilité et gonflement	Hydrogéologie	Couverture
Congélation		Autre		✓	
Air comprimé				✓	
Injection				✓	
Bouclier				✓	+
Tubes perforés					
Béton				✓ bcl	
Voussoirs plaque métal	✓			✓ ^{enf} f	
Cintres légers	✓			Enf	
Cintres lourds	✓			enf	
Barres foncés				+	
Ancrage réparti				+	
Ancrage ponctuels	+			+	+
Béton projeté	✓			+	
Pas de soutènement	+			+	+
Classe	R5a			K2 H2	Sigm a0 mod éré

Dimension galerie	D > 10 m		✓ b0	✓	✓		+	B0 ou Rev				+			
Sensibilité tassement		+	Ci pm	Bp	Bp	Bp	act	+	enf	dcl		inj			

Légende :

- **Case vide :** Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables

(Plutôt favorable).

- **✓ :** soit particulièrement recommandés (nettement favorable).
- **+** : Soit très mal adapté, bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- **+** : Soit en principe impossible (nettement défavorable).
- **Gr :** avec grillage continu
- **BP :** béton projeté
- **Bl :** avec blindage bois ou métallique
- **Dr :** avec drainage
- **B0 :** avec boulonnage obligatoire
- **Rev :** avec la mise en place rapprochée de revêtements définitifs
- **Enf :** avec enfilage
- **Bcl :** avec bouclier
- **Ci :** avec cintres et, éventuellement, boulons pour les terrains de classes R4a, R4b ou R4c
- **Act :** cintres actifs à vérins et, éventuellement, calages expansibles.
- **Pm :** prédécoupage mécanique pour les terrains de classes R2b à R5a.
- **Inj :** injections de bourrage immédiates ou anneaux extensibles.

IV.3.1 Choix du soutènement selon la classification AFTES

Selon la classification AFTES et en se basant sur les caractéristiques géotechniques du massif rocheux du tunnel de Djimla notamment la classe mécanique R5a, les conditions hydrogéologiques H2-K2 et la dimension importante de la galerie ($D > 10$ m) le choix du soutènement s'est porté sur une combinaison de béton projeté et de cintres.

Le béton projeté est retenu comme soutènement principal, associé à des cintres (Ci) et à un prédécoupage mécanique (Pm) afin de limiter la dégradation du massif lors de l'excavation. Ce dispositif est complété par un système de drainage pour maîtriser les effets de l'eau et par un boulonnage pour améliorer le confinement. Dans les zones les plus instables, des cintres légers sont mis en place avec un système d'enfilage (Enf), accompagnés d'un boulonnage obligatoire (B0) et, si nécessaire, d'un marinage rapide suivi de la pose rapprochée du revêtement définitif (Rev).

Par ailleurs, en cas de conditions particulièrement difficiles (très faible stabilité du terrain ou venues d'eau importantes), les solutions classiques de soutènement peuvent s'avérer insuffisantes. Dans le contexte technico-économique algérien, on privilégiera alors le recours à des techniques de pré-soutènement lourd, telles que la réalisation de voûtes parapluies (tubes métalliques injectés) associées à un drainage profond préalable, afin de garantir la stabilité du front de taille et la sécurité des travaux d'excavation.

IV.4 Conclusion

Au terme de ce chapitre, la classification géomécanique du massif rocheux au niveau du tunnel de Djimla a été réalisée à l'aide des méthodes RMR et AFTES. Ces deux approches ont permis d'analyser les conditions géotechniques du site à partir des données issues des investigations et des observations de terrain.

Les résultats obtenus ont servi de support pour orienter le choix des solutions de soutènement adaptées, qui seront prises en compte dans les étapes suivantes de l'étude

CHAPITRE V : CONCEPTION DU TUNNEL

V.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à la conception du tunnel étudié dans le cadre de la liaison autoroutière reliant la zone de Djen Djen à El Eulma. L'objectif principal de cette étude est de définir les différents éléments nécessaires pour assurer le bon fonctionnement de cet ouvrage, tout en respectant les exigences de sécurité, de confort et d'exploitation.

La conception d'un tunnel routier ne se limite pas uniquement à sa géométrie. Elle nécessite également la prise en compte de plusieurs aspects techniques essentiels, notamment l'assainissement, la ventilation, l'éclairage, ainsi que les différents dispositifs de sécurité. Ces éléments jouent un rôle fondamental dans la protection des usagers et dans la gestion de l'ouvrage, aussi bien en situation normale qu'en situation exceptionnelle.

Dans notre cas, nous nous sommes basés sur les caractéristiques principales du projet, à savoir un tunnel de 919 m de longueur, implanté en zone interurbaine, avec une vitesse de circulation comprise entre 80 et 90 km/h. Ces paramètres influencent directement les choix que nous avons adoptés pour les différents équipements du tunnel.

Ainsi, dans ce chapitre, nous présentons les principaux choix de conception que nous avons retenus pour cet ouvrage, en mettant en évidence les exigences opérationnelles et de sécurité, ainsi que les caractéristiques géométriques essentielles du tunnel étudié.

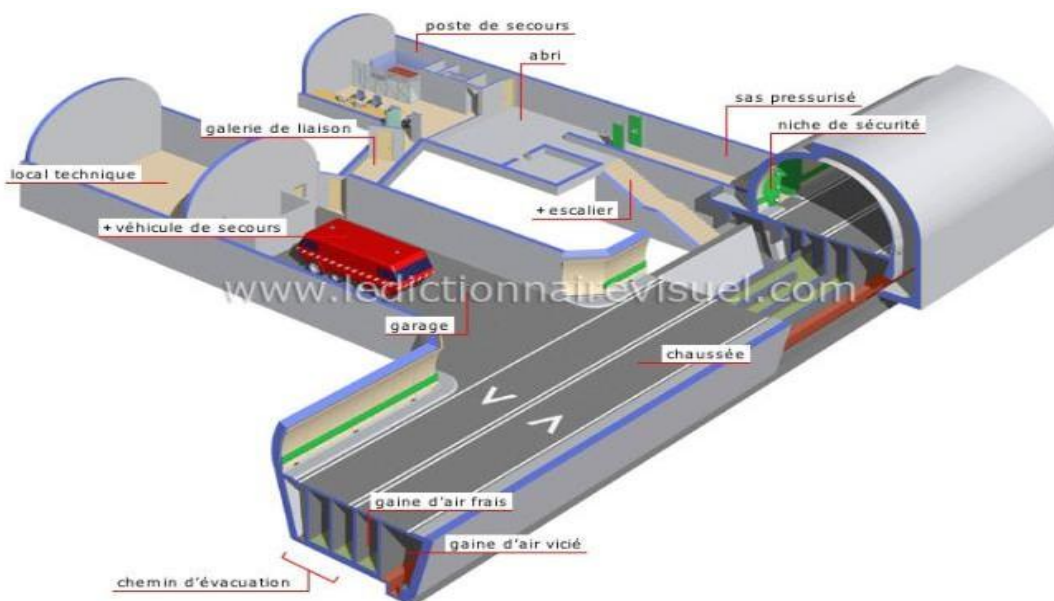


Figure V.55: Vue générale de la composition d'un tunnel routier

V.2 Exigences opérationnelles et de sécurité

Dans la conception d'un tunnel routier, il est indispensable de prendre en compte un ensemble d'exigences opérationnelles et de sécurité afin d'assurer un fonctionnement normal de l'ouvrage ainsi qu'une gestion efficace des situations d'urgence. Ces exigences concernent principalement l'assainissement, la ventilation, l'éclairage et les dispositifs de sécurité.

V.2.1 Assainissement

L'assainissement dans un tunnel routier correspond à l'ensemble des dispositifs permettant de collecter et d'évacuer les eaux présentes à l'intérieur de l'ouvrage. Ces eaux proviennent généralement du ruissellement sur la chaussée, des opérations de nettoyage, ainsi que des déversements accidentels de liquides.

Dans un tunnel, il est important de distinguer deux types d'eaux :

- Les eaux d'assainissement, qui sont polluées par les hydrocarbures et les résidus du trafic,
- Les eaux de drainage du massif, qui proviennent du terrain et sont généralement non polluées.

Le système d'assainissement doit être conçu de manière à limiter la propagation des liquides sur la chaussée et à éviter tout risque lié à l'incendie. Pour les tunnels de longueur supérieure à 400 m, il est recommandé de prévoir un système complet comprenant un caniveau longitudinal, un collecteur principal et des regards siphoniques espacés régulièrement.

Le caniveau joue un rôle important, car il doit permettre une évacuation rapide des liquides afin de réduire leur étalement sur la chaussée. Il doit être continu et dimensionné de manière à absorber rapidement un volume important en cas de déversement accidentel.

En parallèle, le drainage du massif est assuré par des dispositifs spécifiques placés en base de piedroit et sous la chaussée, afin d'éviter l'accumulation d'eau dans la structure du tunnel et de garantir sa durabilité.

• Choix retenu

Dans ce projet, nous avons adopté un système d'assainissement séparatif, comprenant :

- Un caniveau longitudinal sous trottoir ;
- Un collecteur principal ;
- Des regards siphoniques espacés d'environ 100 m ;
- Ainsi qu'un système de drainage du massif par drains latéraux et une buse sous chaussée.

Ce choix nous a permis d'assurer à la fois une bonne évacuation des eaux de chaussée, une meilleure maîtrise des risques liés aux déversements accidentels, ainsi qu'une protection durable de la structure du tunnel contre les infiltrations d'eau.

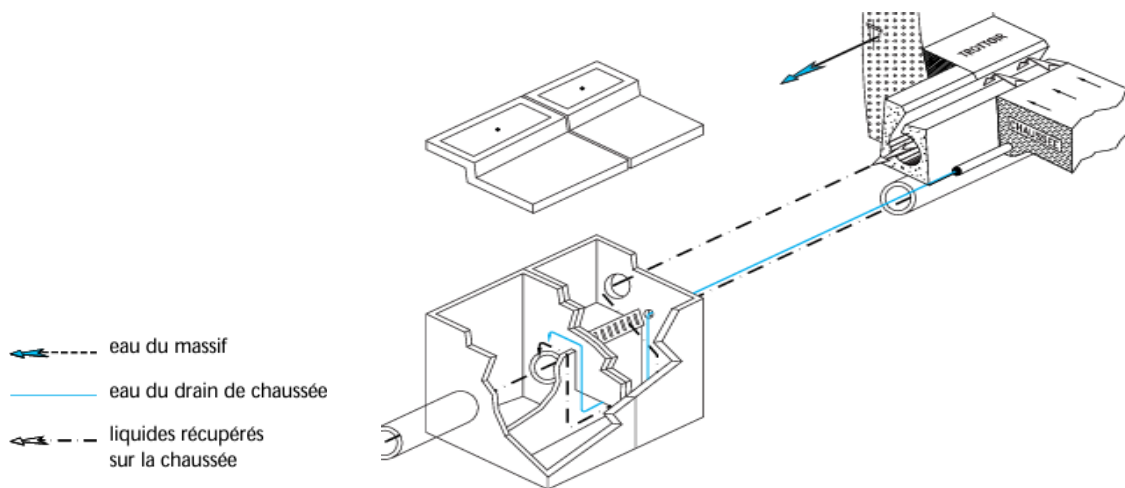


Figure V.56: Schéma d'un système de collecte des eaux en tunnel (Source : dossier pilote des tunnels génie civil section 7 assainissement, drainage et réseaux divers).

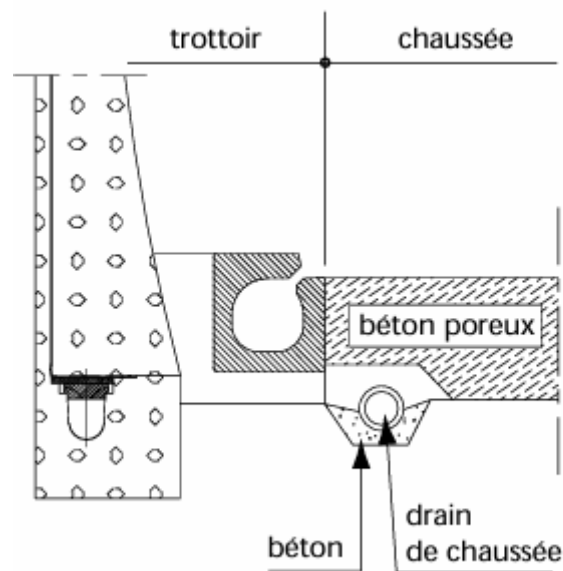


Figure V.57: Schéma d'un système de collecte des eaux en chaussée (Source : dossier pilote des tunnels génie civil section 7 assainissement, drainage et réseaux divers).

V.2.2 Ventilation

La ventilation constitue un élément essentiel dans la conception d'un tunnel routier, car elle permet d'assurer la qualité de l'air en exploitation normale et de garantir la sécurité des usagers en cas d'incendie. Elle a pour rôle principal d'évacuer les gaz polluants émis par les véhicules, tels que le monoxyde de carbone, ainsi que les fumées en cas de sinistre.

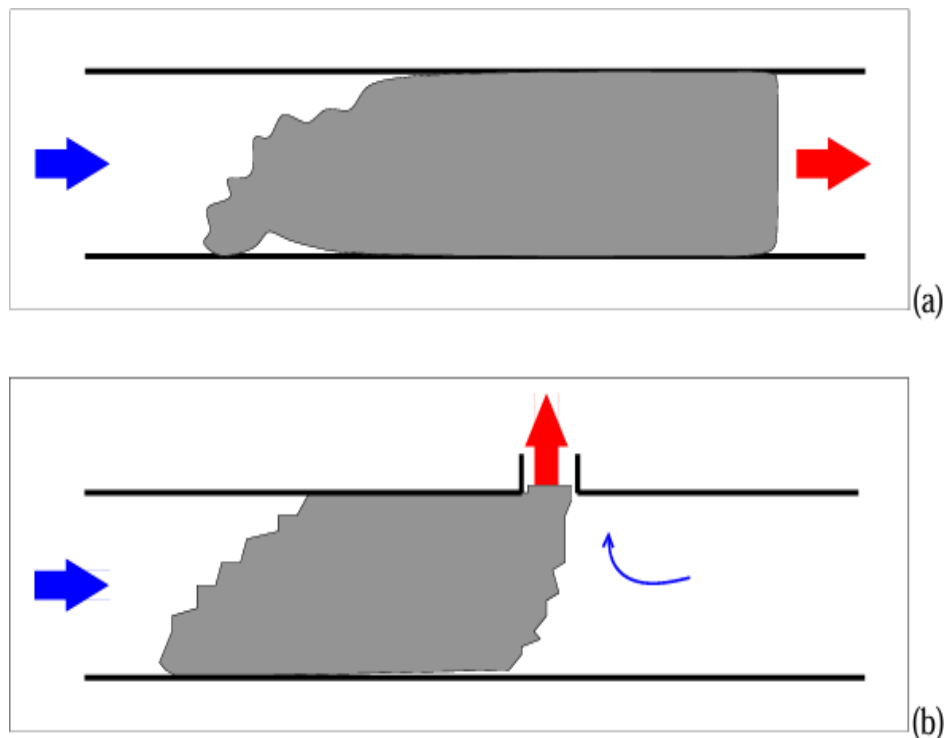
Il existe plusieurs types de systèmes de ventilation utilisés dans les tunnels, notamment la ventilation longitudinale, transversale et semi-transversale. Le choix du système dépend principalement de la longueur du tunnel, du type de trafic et du mode d'exploitation.

La ventilation longitudinale consiste à créer un courant d'air dans le sens de circulation à l'aide de ventilateurs installés en voûte, permettant de contrôler le déplacement de l'air et des fumées.

Dans notre projet, le choix s'est porté sur une ventilation longitudinale, car elle représente une solution simple, économique et bien adaptée aux tunnels routiers. Elle permet un contrôle efficace du sens de circulation des fumées en cas d'incendie, tout en assurant une bonne qualité de l'air en fonctionnement normal. Ce type de ventilation est particulièrement recommandé pour les tunnels routiers unidirectionnels de longueur courte à moyenne, conformément aux recommandations du Centre d'Études des Tunnels (CETU).

Tunnels non urbains unidirectionnels à trafic non faible			
longueur	absence de ventil.	ventil. longitudinale	ventil. transversale
$300\text{ m} < L < 500\text{ m}$	possible	possible	possible
$500\text{ m} < L < 800\text{ m}$	interdit (3)	recommandé	possible
$800\text{ m} < L < 3000\text{ m}$	interdit	recommandé	possible
$3000\text{ m} < L < 5000\text{ m}$	interdit	recommandé	possible (2')
$5000\text{ m} < L$	interdit	recommandé (1)	possible (2')

Figure V.58: Recommandations de la ventilation longitudinale en exploitation normale (Source : dossier pilote des tunnels équipements section 4.1 Ventilation).



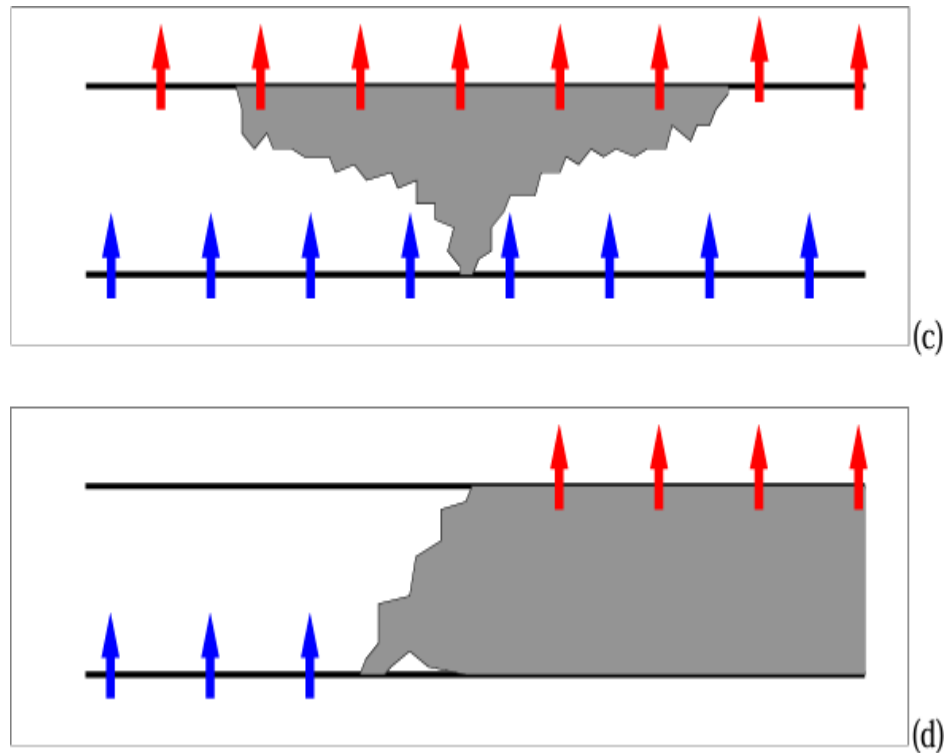


Figure V.59 :Emploi de la ventilation en cas d'incendie : (a) ventilation longitudinale ; (b) ventilation longitudinale avec extraction massive ; (c) ventilation transversale ; (d) ventilation transversale employée en stratégie longitudinale (Source : dossier pilote)



(a)

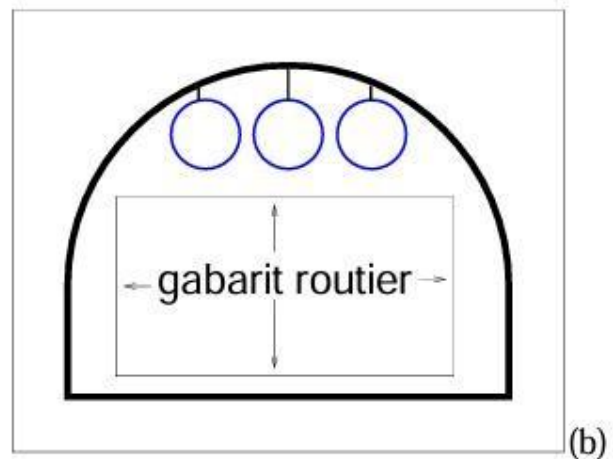


Figure V.60: Implantation de ventilateurs en voûte de tunnel (Source : dossier pilote des tunnels équipements section 4.1 Ventilation).

V.2.3 Les niches de sécurité

Les niches de sécurité sont des aménagements réalisés dans les parois du tunnel, destinés à accueillir les équipements d'urgence et à offrir un espace de refuge temporaire pour les usagers en cas d'incident. Elles jouent un rôle important dans la sécurité en permettant un accès rapide aux moyens d'alerte et de lutte contre l'incendie.

Ces niches sont généralement équipées de postes d'appel d'urgence, d'extincteurs et parfois d'autres dispositifs de sécurité. Leur implantation doit garantir une accessibilité rapide depuis n'importe quel point du tunnel, afin de réduire le temps d'intervention en cas de situation critique.

On distingue principalement deux types de niches :

- Les niches ouvertes, directement accessibles depuis la chaussée,
- Les niches fermées, protégées par une porte, permettant de préserver les équipements contre les dégradations et les conditions d'exploitation.

Dans notre projet, le choix s'est porté sur des niches de sécurité fermées, disposées tous les 200 m le long du tunnel afin d'assurer une couverture efficace en cas d'urgence. Ainsi, pour une longueur de 919 m, nous avons retenu la mise en place de 4 niches de sécurité. Chaque niche est dimensionnée avec des dimensions d'environ 2 m de hauteur, 2 m de largeur et 0,70 m de profondeur, ce qui permet d'intégrer les équipements nécessaires tout en garantissant un espace suffisant pour l'utilisation par les usagers.

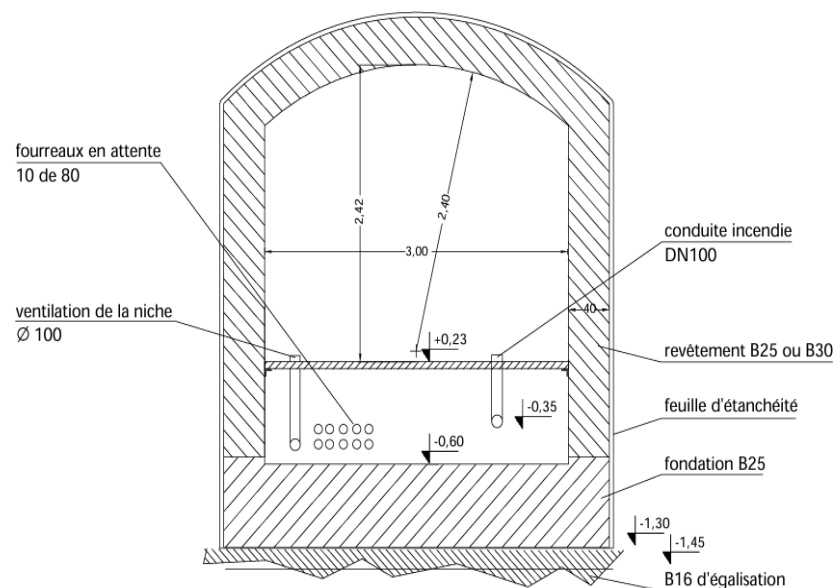


Figure V.61 : Coupe type montrant une niche de sécurité dans le piédroit (Source dossier pilote des tunnels génie civil section 6 génie civil lié aux équipements et à l'exploitation).

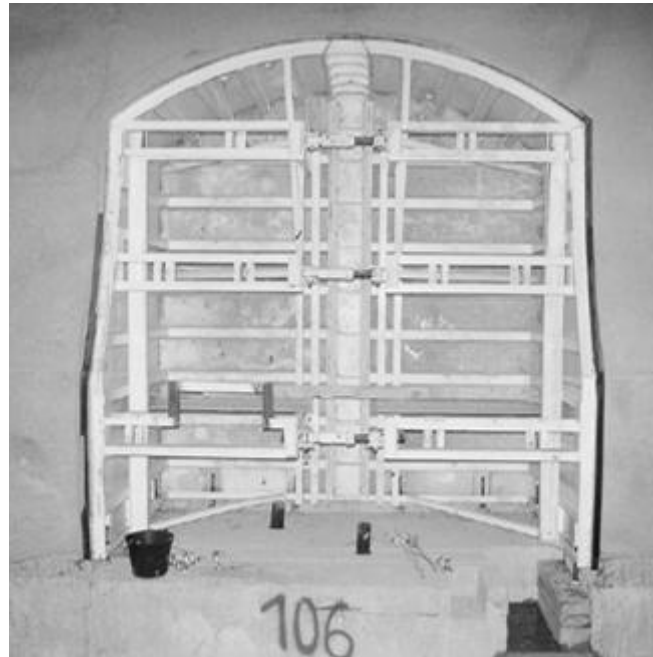


Figure V.62: Coffrage de niche de sécurité (Source : dossier pilote des tunnels génie civil section 6 génie civil lié aux équipements et à l'exploitation).

V.2.4 Les galeries de communication

Les galeries de communication sont des ouvrages secondaires reliant deux tubes d'un tunnel bitube. Elles permettent d'assurer l'évacuation des usagers d'un tube vers l'autre en cas d'incident, notamment en cas d'incendie. Elles jouent donc un rôle essentiel dans la sécurité en offrant un chemin d'évacuation vers une zone non sinistrée.

Ces galeries permettent également l'accès des services de secours et facilitent les interventions en cas d'urgence. Elles sont conçues de manière à garantir une circulation sécurisée des piétons, et parfois des véhicules d'intervention, selon leur dimensionnement.

On distingue généralement deux types de galeries de communication :

- Les galeries piétonnes, destinées à l'évacuation des usagers,
- Les galeries carrossables, permettant le passage des véhicules de secours.

Dans notre projet, étant donné que le tunnel est de type bitube unidirectionnel, le choix s'est porté sur des galeries de communication piétonnes intertubes comme principal moyen d'évacuation. Elles sont disposées à intervalles réguliers d'environ 400 m, conformément aux recommandations pour les tunnels en zone interurbaine. Ainsi, pour une longueur de 919 m, nous avons retenu la réalisation de 2 galeries de communication, permettant d'assurer une évacuation rapide et sécurisée des usagers vers le tube opposé en cas d'urgence.

V.2.5 Éclairage et visibilité

L'éclairage dans un tunnel routier est un élément fondamental pour assurer la sécurité et le confort des usagers. Il permet de garantir une bonne visibilité de la chaussée, des obstacles éventuels et de la signalisation, tout en réduisant les effets d'éblouissement lors de l'entrée et de la sortie du tunnel.

Le système d'éclairage d'un tunnel est généralement divisé en plusieurs zones, chacune ayant un rôle spécifique :

- La zone d'entrée, où l'éclairage est renforcé pour permettre l'adaptation visuelle de l'usager,
- La zone intérieure (courante), où l'éclairage est uniforme,
- La zone de sortie, qui permet une adaptation progressive à la lumière extérieure.

On distingue également deux principaux types d'éclairage utilisés dans les tunnels :

- Les systèmes d'éclairage à contre-flux projettent la lumière en direction des automobilistes, dans des conditions qui évitent l'éblouissement. Ce type de système, qui doit être installé au-dessus des voies et face au flux de circulation, utilise les propriétés de contraste négatif nécessitant des niveaux de luminance plus faibles pour percevoir l'obstacle qu'en symétrique. Il peut être utilisé dans les zones d'entrée s'il y a suffisamment de place pour installer des luminaires au-dessus des voies. Il présente des avantages en termes de coûts d'investissement et de coûts d'exploitation, notamment lorsque la vitesse d'approche est relativement élevée (>70 km/h).

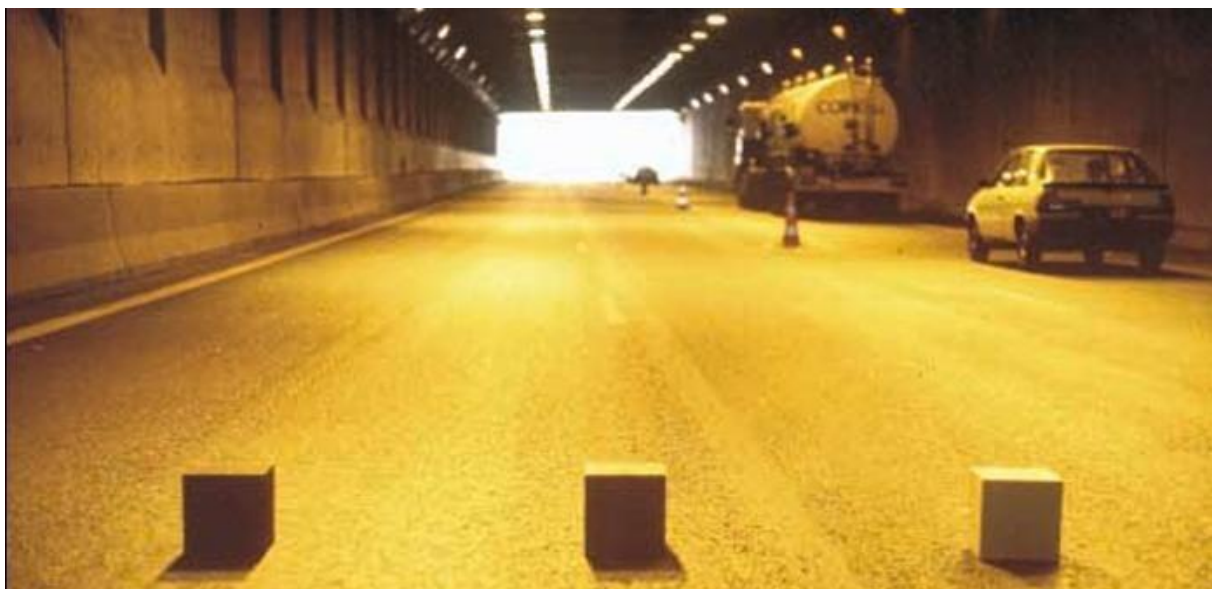
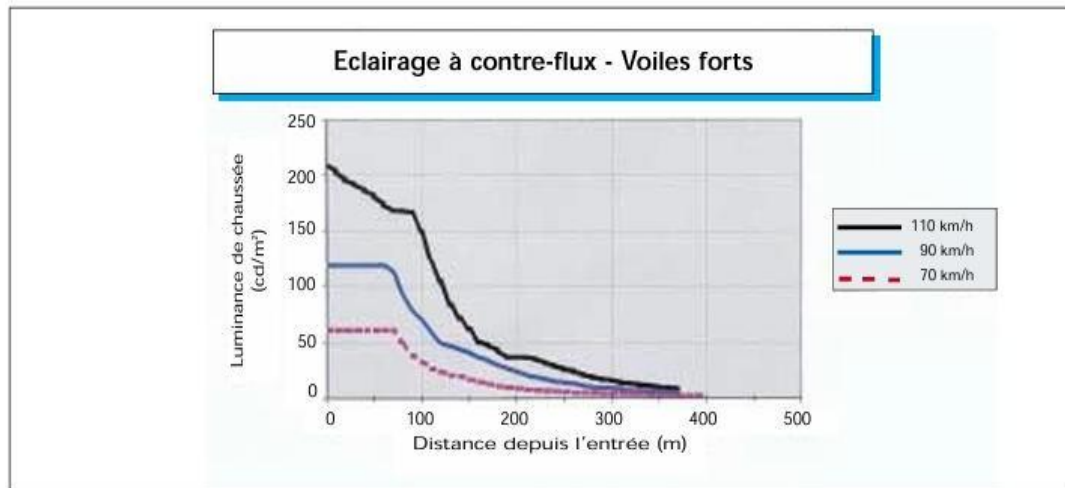
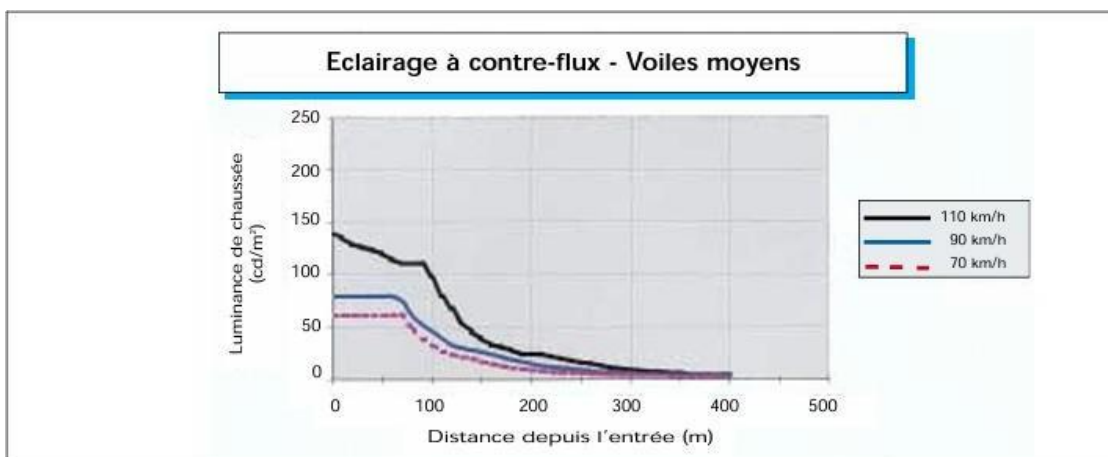


Figure V.63: Schéma de l'éclairage à contre-flux en zone d'entrée (Source : CETU, Dossier pilote des tunnels - Éclairage, 2000).

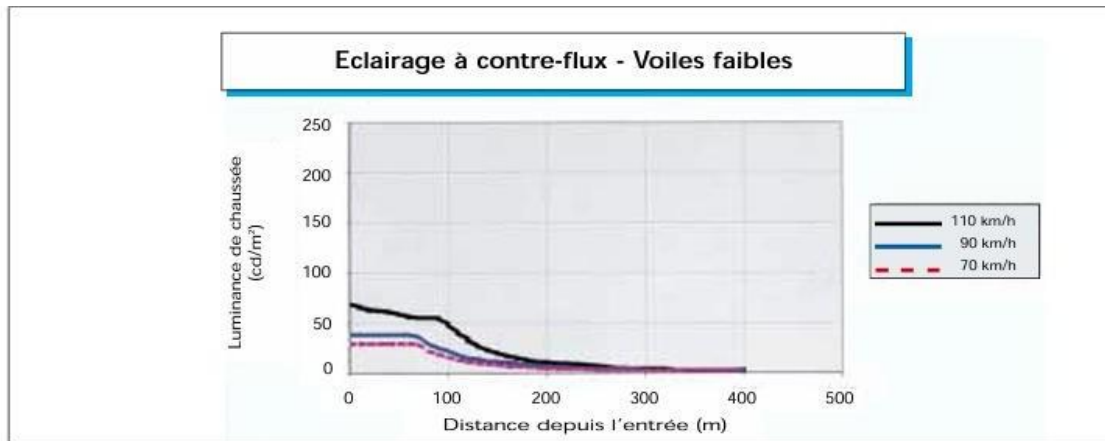
Le schéma ci-dessous présente la variation de l'intensité de l'éclairage en fonction de la distance à partir de l'entrée du tunnel. On y observe que l'éclairage est fortement renforcé à l'entrée, puis réduit graduellement à mesure que l'on avance dans le tunnel.



▲ Schéma n°1



▲ Schéma n°2



▲ Schéma n°3

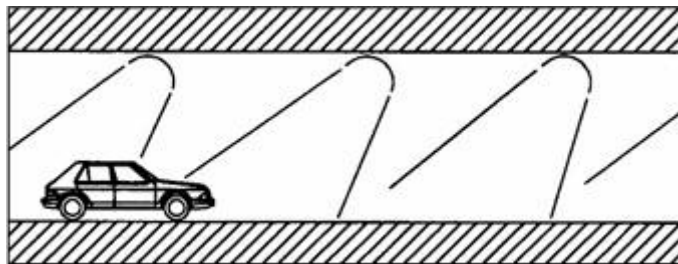


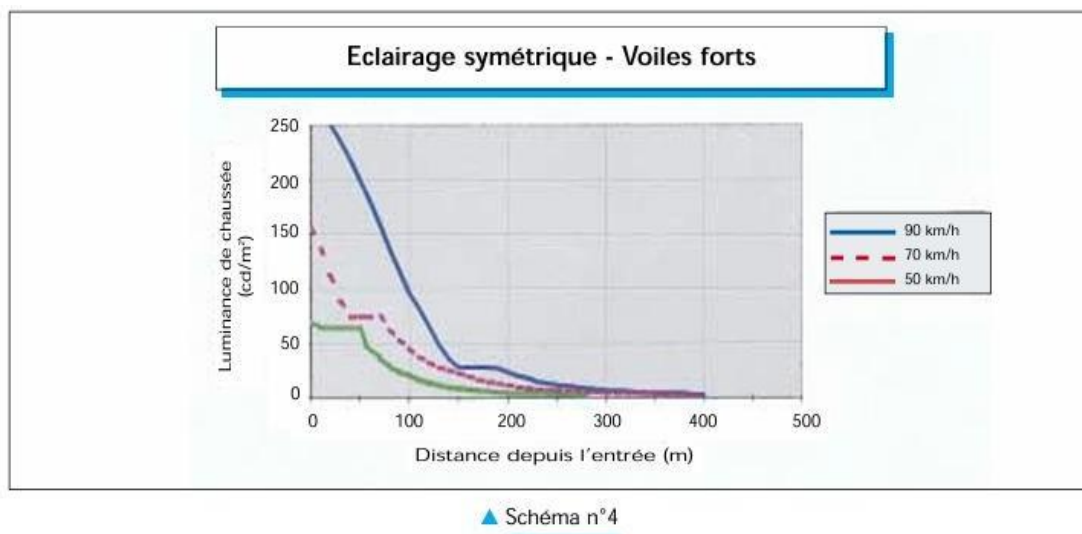
Figure V.64: Principe de l'éclairage à contre-flux (Source : CETU, Dossier pilote des tunnels - Éclairage, 2000).

- Dans les systèmes d'éclairage symétriques, la lumière est distribuée de façon symétrique par rapport à un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel. Une quantité égale de lumière est envoyée vers chaque extrémité du tunnel. Ce système est généralement utilisé dans la zone de section courante. Il peut être utilisé dans la zone d'entrée pour les tunnels qui ont une vitesse d'approche lente ou lorsqu'il n'y a pas assez de place pour installer des luminaires au-dessus de la chaussée.



Figure V.65: Schéma de l'éclairage symétrique en section courante (Source : CETU, Dossier pilote des tunnels - Éclairage, 2000).

Le schéma ci-dessous illustre la variation de l'éclairage symétrique selon la distance à partir de l'entrée du tunnel. On remarque que la luminance décroît progressivement avec l'éloignement, ce qui permet d'accompagner l'œil du conducteur entre la zone d'entrée et la section courante.



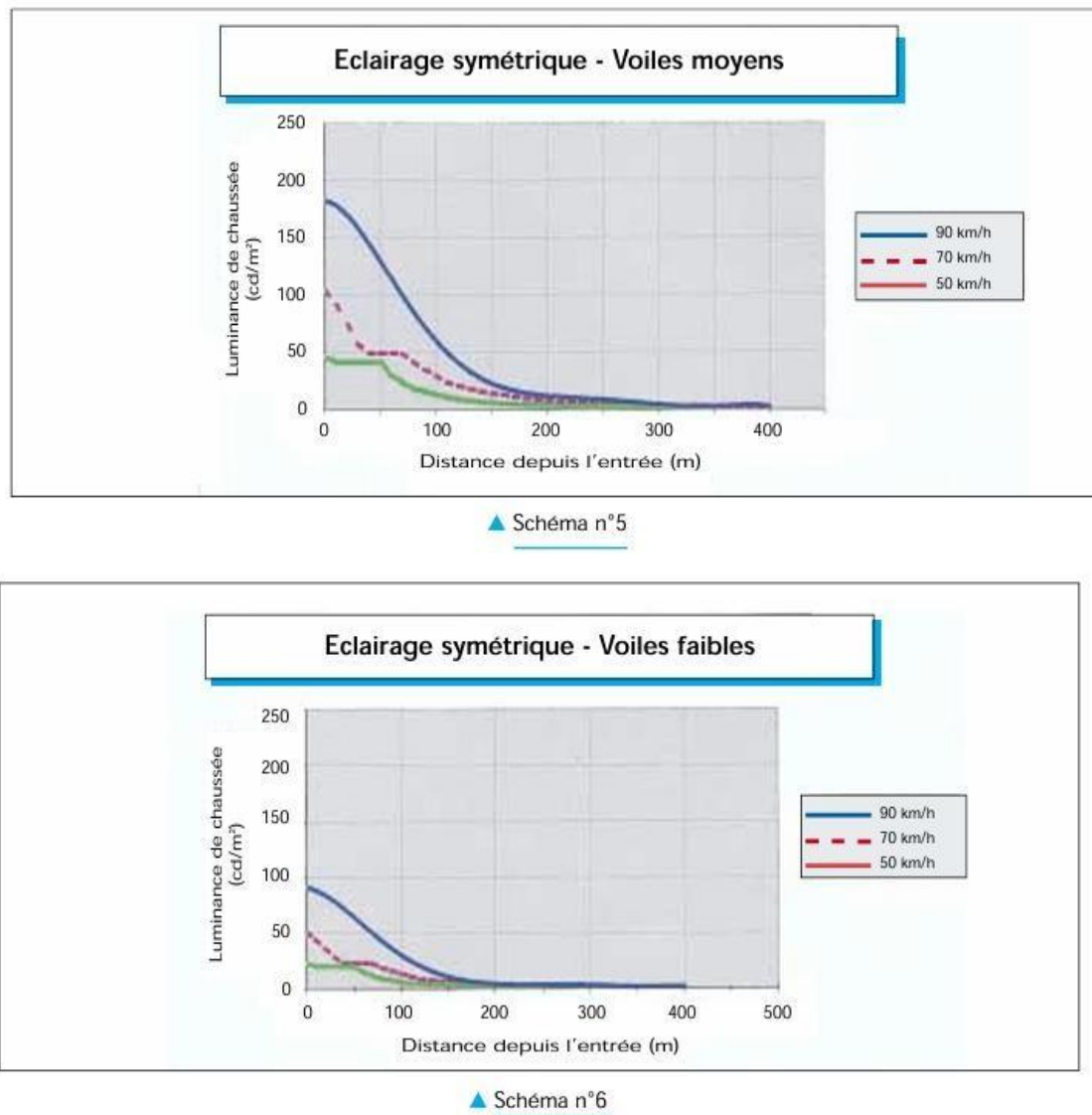


Figure V.66 : Principe de l'éclairage symétrique (Source : CETU, Dossier pilote des tunnels - Éclairage, 2000).

Dans notre projet, le choix s'est porté sur un éclairage classique (symétrique) dans la zone courante du tunnel, afin d'assurer une bonne uniformité de la visibilité pour les usagers. Au niveau de l'entrée, un éclairage à contre-flux est adopté afin de limiter l'effet d'éblouissement et d'améliorer l'adaptation visuelle des conducteurs. Ce choix permet d'assurer un niveau de sécurité et de confort conforme aux recommandations des tunnels autoroutiers à vitesse élevée.

V.3 Caractéristiques principales du tracé

V.3.1 Tracé en plan

Le tracé en plan d'un tunnel correspond à sa projection horizontale. Il représente la forme du tunnel vue de dessus et permet de définir son alignement par rapport à l'axe de la route. Ce

tracé doit garantir une bonne lisibilité pour les conducteurs et assurer des conditions de circulation sûres et confortables.

En général, le tracé en plan doit éviter les courbures brusques et les rayons trop faibles, car ils réduisent la visibilité et augmentent les risques d'accidents. Il est recommandé d'utiliser des rayons suffisamment grands, compatibles avec la vitesse de référence, afin d'assurer une trajectoire fluide et un bon guidage des usagers. Les rayons inférieurs aux valeurs minimales admissibles sont à éviter, notamment dans les tunnels où les conditions de visibilité sont limitées.

D'après les recommandations de l'ICTAARN, pour une vitesse de référence de 80 km/h, les rayons caractéristiques sont les suivants : un rayon minimal absolu de 240 m associé à un dévers de 7 %, un rayon minimal normal de 425 m avec un dévers de 5 %, un rayon au dévers minimal de 650 m avec un dévers de 2,5 % (pour chaussée en béton bitumineux), et un rayon non déversé de 900 m correspondant à un dévers nul ou très faible (environ ± 2 à 2,5 % pour l'écoulement des eaux).

Ces valeurs permettent de définir les conditions de conception du tracé en plan en fonction du niveau de sécurité et de confort souhaité.

Tableau V.27: Caractéristique selon ICTAARN le tracé en plan

Vitesse de référence (Vr)	40	60	80	100	120
Catégorie	4 ^e cat.	3 ^e cat.	2 ^e cat.	1 ^{re} cat.	Cat. exception.
Rayon minimal absolu RHm (dévers associé : 7 %)	40	120	240	425	665
Rayon minimal normal RHN (dévers)	120 (5 %)	240 (5 %)	425 (5 %)	665 (4 %)	1000 (4 %)
Rayon au dévers minimal RH' Béton bitumineux : 2,5 % (dévers associé : Béton de ciment : 2 %	250	450	650	900	1500
	300	500	700	1000	1600
Rayon non déversé RH' (dévers associé : - 2,5 % ou - 2 %)	400	600	900	1300	1800

:

V.3.2 Section transversale

La section transversale d'un tunnel représente sa forme en coupe perpendiculaire à son axe. Elle constitue un élément essentiel dans la conception, car elle doit permettre d'assurer la circulation des véhicules tout en intégrant les équipements nécessaires à l'exploitation et à la sécurité.

Elle comprend généralement plusieurs éléments, notamment la plate-forme, le gabarit, la hauteur libre ainsi que les différents équipements installés à l'intérieur du tunnel. Le dimensionnement de cette section dépend du type de tunnel, du trafic et des exigences de sécurité.

On distingue différentes formes de section, telles que les sections rectangulaires, circulaires ou voûtées. Le choix dépend principalement des conditions géotechniques et des contraintes de réalisation.

Dans notre projet, le choix s'est porté sur une section voûtée, qui permet une meilleure répartition des contraintes et une bonne adaptation aux conditions du terrain, tout en assurant une intégration optimale des équipements.

V.3.2.1 La plate-forme

La plate-forme correspond à la partie du tunnel destinée à la circulation des véhicules. Elle comprend la chaussée, les bandes latérales ainsi que les trottoirs. Son dimensionnement doit assurer à la fois la sécurité des usagers, le confort de conduite et l'espace nécessaire pour les équipements.

Dans notre projet, la plate-forme retenue est composée de :

- Trois voies de circulation de 3,50 m chacune,
- Une bande dérasée droite de 1 m,
- Une bande gauche de 0,50 m,
- Ainsi que des trottoirs de 1 m de chaque côté.

Ces valeurs ont été choisies conformément aux recommandations des guides de conception géométrique des routes, notamment les directives de l'ICTAAL, adaptées aux routes autoroutières.

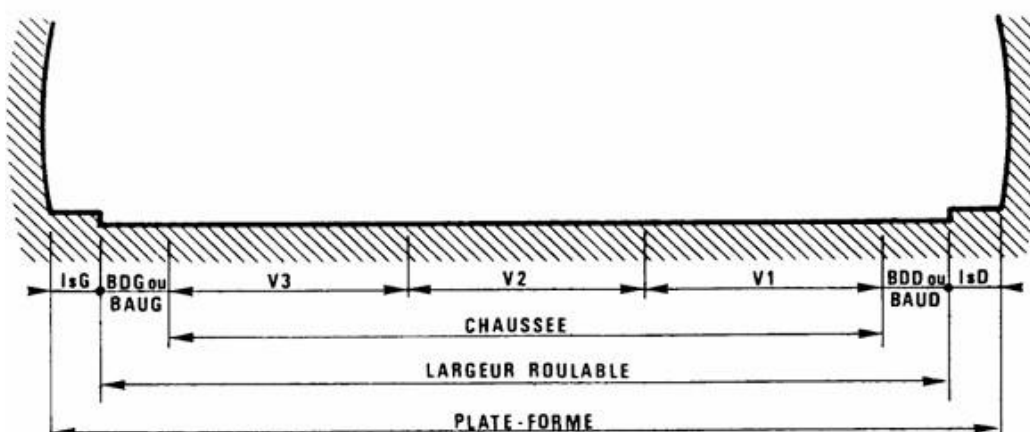


Figure V.67: Élément de profil en travers (Source : DOSSIER PILOTE DES TUNNELS document n° 2 GEOMETRIE)

V.3.2.2 Gabarit, hauteur libre et encombrements

Le dimensionnement en hauteur d'un tunnel repose sur plusieurs notions fondamentales qu'il est important de distinguer. Parmi elles, la hauteur libre de l'ouvrage, appelée aussi tirant d'air, représente la distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plate-forme et tout point de la sous-face de l'ouvrage, ou éventuellement de la partie inférieure des équipements qui y sont fixés. Cette valeur doit être garantie afin d'assurer le passage des véhicules dans de bonnes conditions de sécurité.

- **Hauteur libre de l'ouvrage (ou tirant d'air) :** distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plate-forme et tout point de la sous-face de l'ouvrage, ou éventuellement de la partie inférieure des équipements fixés à cette sous-face.
- **Hauteur libre minimale (Hm) :** hauteur minimale que doit normalement présenter l'ouvrage pendant toute sa durée de vie, afin d'assurer le passage des véhicules dans des conditions normales de circulation.
- **Gabarit (G) :** hauteur statique maximale d'un véhicule, chargement compris, dont le passage peut être accepté sous l'ouvrage dans des conditions normales de circulation.

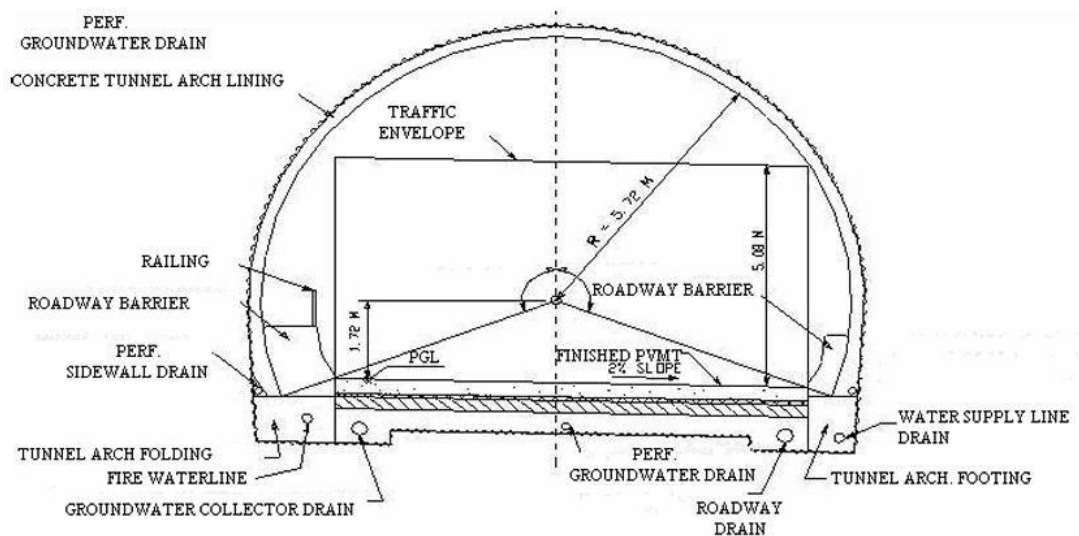


Figure 2-4 Typical Two-Lane Road Tunnel Cross Section and Elements

Figure V.68: Elément de profil en travers (Source : DOSSIER PILOTE DES TUNNELS document n° 2 GEOMETRIE)

Toutefois, la hauteur libre ne suffit pas à elle seule à définir le gabarit total du tunnel. En effet, il est nécessaire d'y ajouter des marges appelées revanches, qui permettent de tenir compte des contraintes liées à la construction, à l'installation des équipements et à la sécurité. Ces revanches jouent un rôle essentiel dans la fiabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Trois types de revanches sont ainsi distingués :

- **La revanche de construction (Rc)**

Cette revanche correspond à une marge destinée à couvrir les tolérances de réalisation de l'ouvrage. Lors de l'exécution des travaux, des imperfections peuvent apparaître, telles que des irrégularités de coffrage ou des écarts par rapport aux dimensions théoriques. La revanche de construction permet donc de garantir que la hauteur libre minimale réglementaire est respectée après réalisation de l'ouvrage.

Dans le cadre de ce projet, cette revanche est prise égale à 0,10 m, ce qui constitue une valeur couramment adoptée dans les projets de tunnels autoroutiers.

- **La revanche de signalisation (Rs)**

Cette revanche correspond à l'espace nécessaire pour l'installation des équipements de signalisation et d'exploitation. Elle inclut notamment les dispositifs d'éclairage, les panneaux de signalisation, ainsi que certains équipements suspendus en voûte. Son rôle est d'assurer que ces éléments puissent être installés sans empiéter sur le gabarit de circulation.

Dans ce projet, la revanche de signalisation est fixée à 0,30 m, ce qui permet une intégration adéquate des équipements tout en facilitant leur maintenance et leur exploitation.

- **La revanche de protection (Rp)**

La revanche de protection constitue une marge de sécurité entre les véhicules et les équipements situés en hauteur. Elle permet de réduire les risques de choc accidentel avec les installations techniques, notamment en cas de déviation de trajectoire ou de chargement exceptionnel des véhicules. Elle contribue ainsi à la protection des équipements et à la sécurité des usagers.

Dans ce projet, cette revanche est prise égale à 0,10 m, conformément aux pratiques courantes en matière de conception des tunnels.

En complément de ces éléments, il est indispensable de considérer les encombrements, qui regroupent l'ensemble des équipements installés à l'intérieur du tunnel. Il s'agit notamment des ventilateurs, des luminaires, des chemins de câbles, des dispositifs de signalisation et des équipements de sécurité. Ces éléments occupent un volume non négligeable et doivent être intégrés de manière cohérente dans la section du tunnel, sans compromettre le gabarit utile.

Ainsi, la hauteur totale de l'ouvrage est déterminée par la somme de la hauteur libre minimale et des différentes revanches. Dans ce projet, cette hauteur peut être estimée comme suit :

$$H = 4,75 + 0,10 + 0,30 + 0,10 = 5,25\text{m}$$

Cette approche permet d'assurer une conception conforme aux exigences réglementaires, tout en garantissant la sécurité des usagers, la protection des équipements et la facilité d'exploitation du tunnel. Elle constitue un élément essentiel dans la réussite globale du projet.

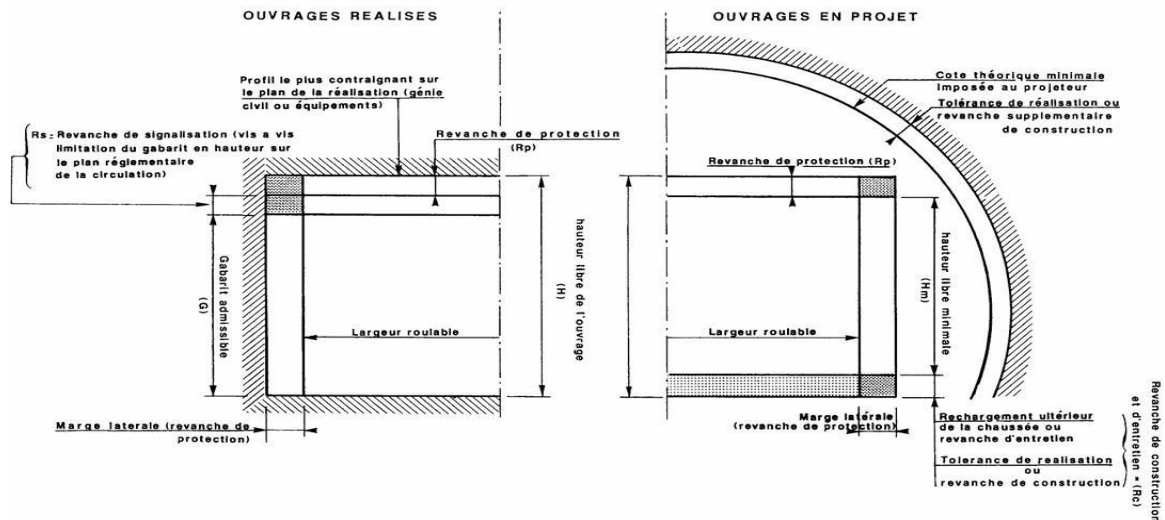


Figure V.69: Schéma explicatif des notions de gabarit admissible, hauteur libre de l'ouvrage, hauteur libre minimale et revanches de protection pour les ouvrages réalisés et les ouvrages en projet (Source : DOSSIER PILOTE DES TUNNELS document n° 2 GEOMETRIE)

- Le tableau des principales notions utilisées pour définir le gabarit vertical d'un tunnel, notamment la hauteur libre minimale, la revanche de protection, la revanche de construction et la revanche de signalisation. (Voir annexe F)

V.3.3. Section transversale proposée

Après le dimensionnement de la largeur de la plateforme et la définition des hauteurs du gabarit, vient la conception de la section finale du tunnel (ou section de fermeture du gabarit). Cette géométrie, de profil en fer à cheval, est basée sur la détermination de trois (03) rayons de courbure caractéristique : le rayon supérieur, les rayons latéraux et le rayon inférieur.

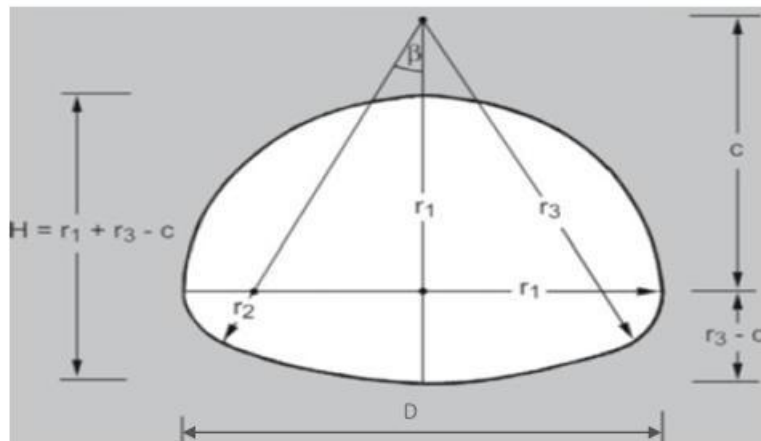


Figure V.70 : les trois (03) rayons qui forment la section de fermeture du tunnel (source : Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling Auteur : Dimitrios Kolymbas)

Paramètres et formulations géométriques :

Où :

- **D** : Largeur de la plateforme (m) ;
- **r1** : Rayon supérieur (de la voûte) (m), avec : $r_1 = \frac{D}{2} + 0,475$
- **r2** : Rayon latéral gauche et droit (m), avec : $r_2 = \frac{3}{8} r_1$
- **r3** : Rayon inférieur (m), avec : $r_3 = 2 \times r_1$;
- **c** : Position du centre du rayon r3 par rapport au centre de r1 (m), avec : $c = 1,5 \times r_1$;
- **H** : Hauteur totale de l'ouvrage (m), avec : $H = r_1 + r_3 - c$.

Application numérique :

Pour le profil étudié, avec une largeur de plateforme $D = 14,00$ m, le calcul des paramètres géométriques de la section donne :

- **Rayon supérieur (r1)** : $r_1 = (14,00 / 2) + 0,475 = 7,475$ m
- **Rayons latéraux (r2)** : $r_2 = (3 / 8) \times 7,475 = 2,80$ m
- **Position du rayon r3 (c)** : $c = 1,5 \times 7,475 = 11,21$ m
- **Rayon inférieur (r3)** : $r_3 = 2 \times 7,475 = 14,95$ m
- **Hauteur de l'ouvrage (H)** : $H = 7,475 + 14,95 - 11,21 = 11,21$ m

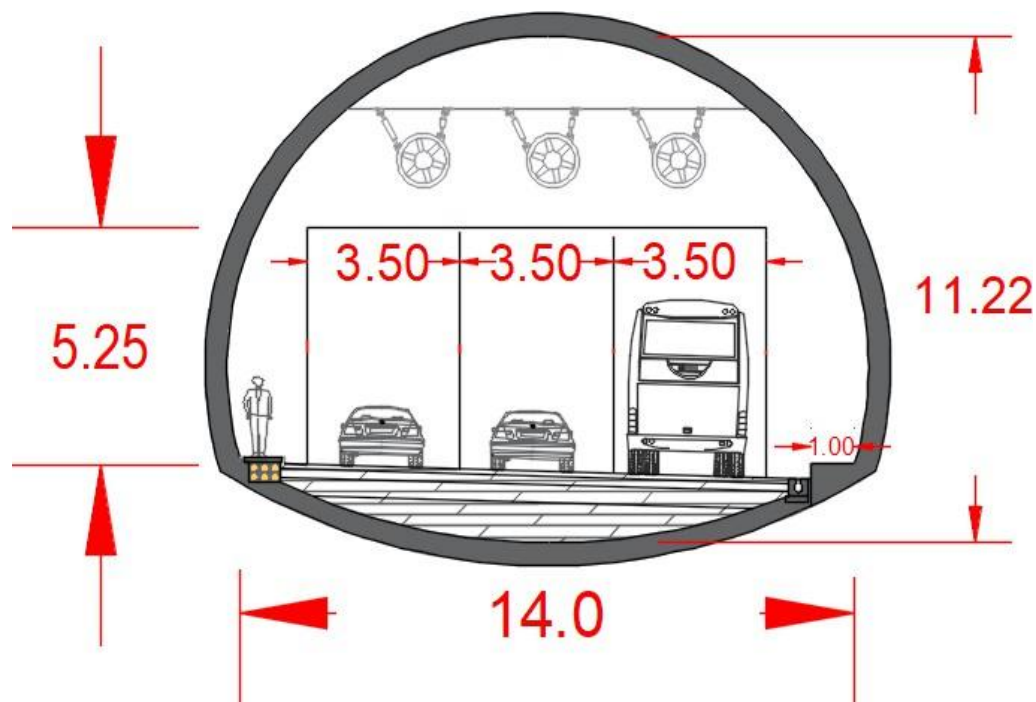


Figure V.71: Profil en travers type et aménagement intérieur du tunnel de Djimla.

La Figure V.17 illustre la géométrie de la section transversale retenue pour l'ouvrage. Avec une largeur d'excavation à la base d'environ 14,0 m et une hauteur totale de 11,22 m, ce profil de grand gabarit est dimensionné pour accueillir trois voies de circulation routière de 3,50 m chacune. L'aménagement fonctionnel intègre également des trottoirs latéraux (comprenant un dégagement de sécurité de 1,00 m) sous lesquels sont disposés les réseaux techniques et le système de drainage, ainsi qu'une ventilation longitudinale matérialisée par des accélérateurs en voûte.

D'un point de vue géotechnique et structural, le profil adopte une forme en fer à cheval caractérisée par la fermeture de l'anneau de soutènement au moyen d'un radier courbe (contre-voûte). Cette disposition géométrique est impérative dans le contexte d'un massif de très mauvaise qualité (Classe V / R5a), car elle permet de contrer efficacement les phénomènes de convergence du terrain, de reprendre les poussées en fond de fouille et de garantir la stabilité globale de la section.

CHAPITRES VI : MODÉLISATION NUMÉRIQUE PAR PLAXIS 3D

VI.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous abordons le cœur analytique de notre étude : la modélisation numérique de l'excavation et du soutènement de l'entrée du tunnel. Pour mener à bien cette tâche complexe, nous avons fait le choix d'utiliser PLAXIS 3D. Contrairement aux méthodes analytiques traditionnelles (souvent limitées à des géométries simples en 2D), ce logiciel de calcul par éléments finis nous permet de simuler fidèlement un environnement tridimensionnel, d'analyser les interactions complexes entre le sol et les structures, et surtout de reproduire le phasage réel des travaux.

La méthode des éléments finis repose sur un principe clair : le massif rocheux continu est découpé en une multitude de petits volumes (des tétraèdres à 10 nœuds). Le logiciel calcule ensuite le comportement de chacun de ces éléments face aux contraintes de l'excavation, ce qui nous donne une vision précise des déformations et de la stabilité globale de notre ouvrage.

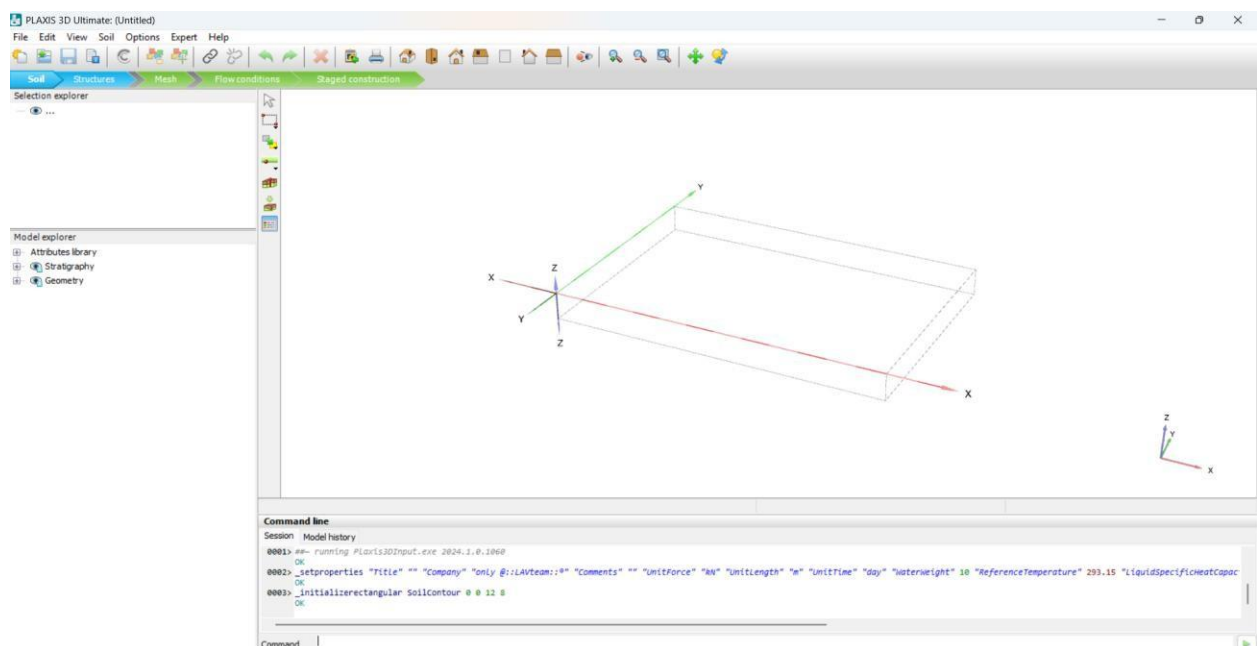


Figure VI.72: Interface générale de PLAXIS 3D ou exemple d'un maillage par éléments finis

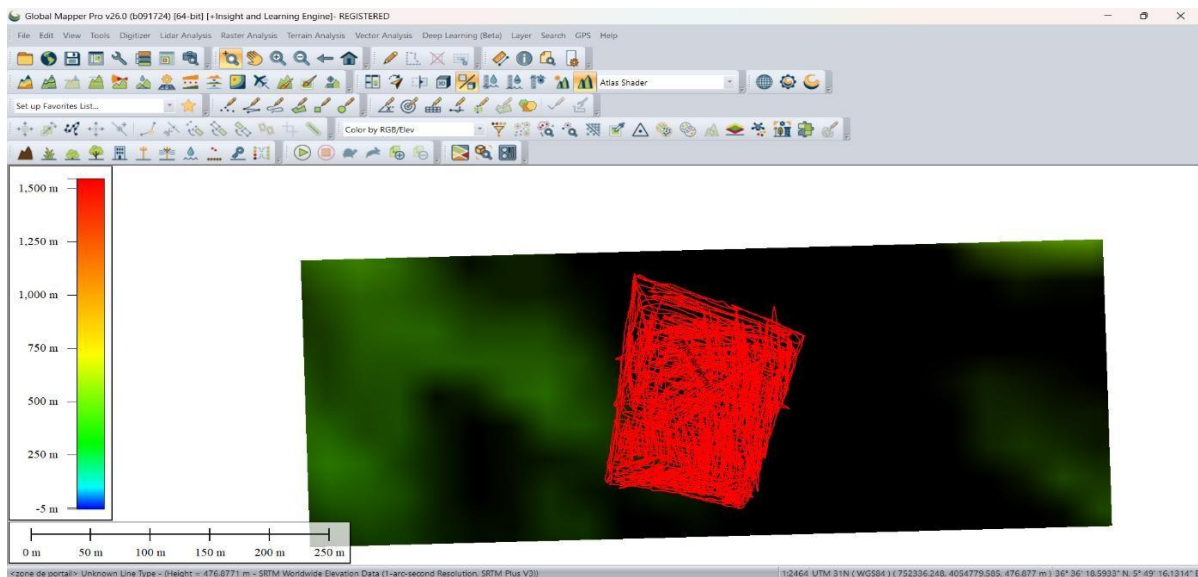
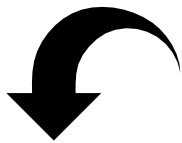
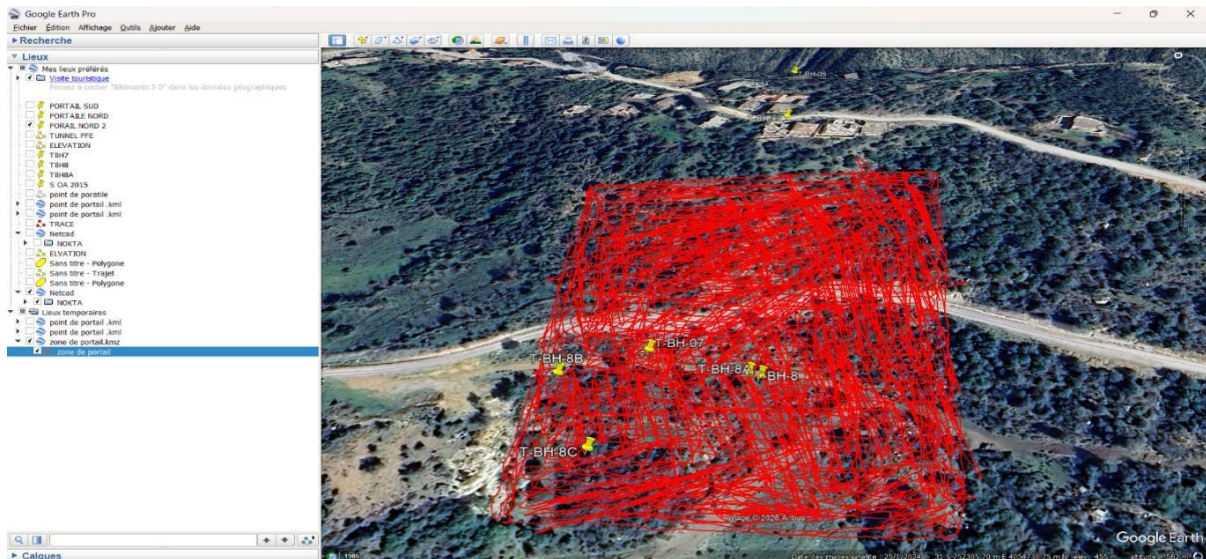
VI.2 Modélisation de la géométrie

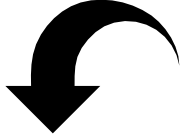
VI.2.1 Géométrie du terrain naturel

La première grande difficulté de cette modélisation a été de recréer fidèlement la topographie accidentée du site d'implantation. Plutôt que d'utiliser des approximations simplistes, nous avons mis en place un processus rigoureux d'importation topographique en plusieurs étapes :

- **Acquisition des coordonnées :** Tout a commencé sur Google Earth Pro. Afin de capturer fidèlement les variations du relief, nous ne nous sommes pas contentés de tracer un simple contour. Nous avons minutieusement balayé l'intégralité de la surface délimitant notre zone d'étude en y créant un maillage dense composé de multiples points de repère. Cet ensemble de points a ensuite été sauvegardé et exporté au format KMZ.

Le fichier a été transféré et traité dans le logiciel Global Mapper. Lors de cette étape, une configuration rigoureuse du système de référence spatiale a été impérative pour garantir l'exactitude géométrique de notre futur modèle. Nous avons pris soin de paramétrer le système de projection en UTM (Universal Transverse Mercator) et de définir le système géodésique de référence sur le standard WGS 84 (World Geodetic System 1984). Une fois le repère spatial correctement calé, le logiciel nous a permis d'extraire un nuage de points topographiques précis, fournissant pour chaque point ses coordonnées tridimensionnelles brutes (X, Y, Z).





```

752251.703 4054759.322 452.3325
752253.582 4054758.704 452.357
752254.417 4054758.429 452.3723
752255.877 4054757.948 452.3964
752256.919 4054757.605 452.4117
752257.752 4054757.331 452.4227
752258.588 4054757.064 452.4352
752259.215 4054756.864 452.4439
752260.051 4054756.598 452.4546
752262.260 4054755.617 452.3988
752263.720 4054755.152 452.4095
752265.388 4054754.621 452.418
752266.012 4054754.419 452.4191
752267.880 4054753.808 452.4174
752268.295 4054753.673 452.4164
752269.955 4054753.130 452.4095
752270.784 4054752.859 452.4045
752272.234 4054752.385 452.3932
752273.270 4054752.047 452.3833
752274.193 4054752.021 452.459
752275.532 4054751.860 452.5294
752276.457 4054751.834 452.6044
752276.872 4054751.699 452.5987
752278.420 4054751.469 452.6037
752279.140 4054751.511 452.741
752280.790 4054751.527 452.8925
752281.620 4054751.255 452.8773
752284.210 4054751.252 453.2851
752285.773 4054751.034 453.5551
752287.650 4054750.995 453.9535
752289.528 4054750.400 454.1755
752292.031 4054749.607 454.4794
752294.531 4054748.815 454.7921
752297.193 4054748.413 455.269
752299.500 4054747.836 455.618
752301.231 4054747.541 455.9247
752302.962 4054747.245 456.2338
752304.586 4054746.724 456.4561
752307.260 4054745.963 456.8578
752310.604 4054744.654 457.2757
752311.835 4054743.819 457.338

```

Ln 1, Col 1 255744 caractères Texte brut 100% Windows (CRLF) UTF-8

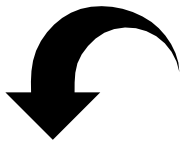
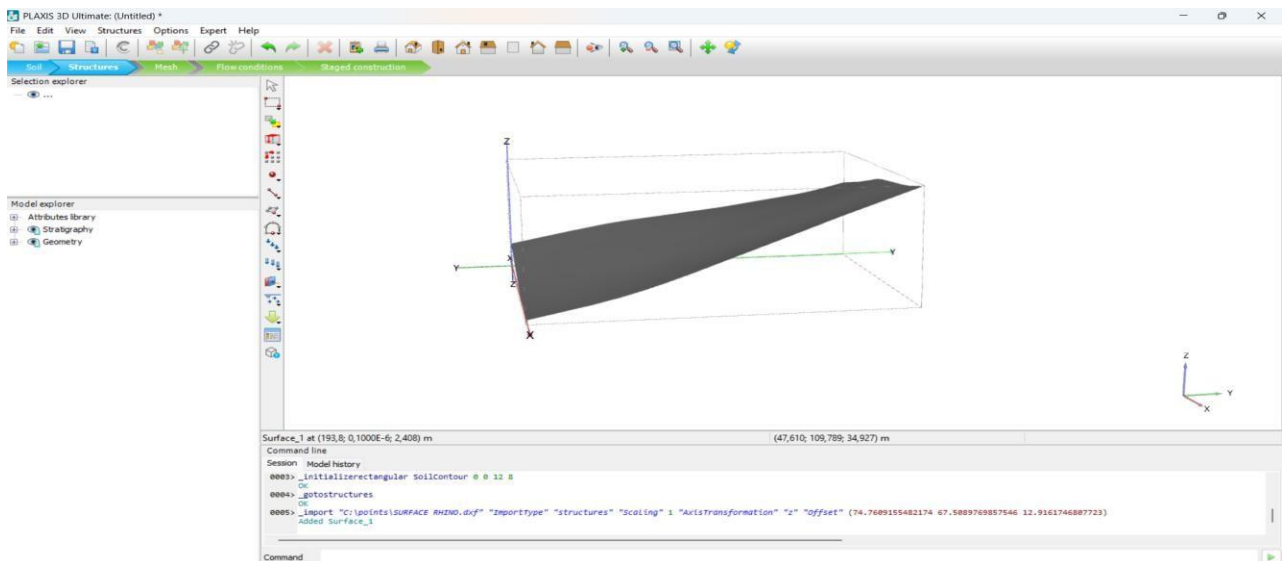
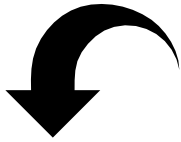
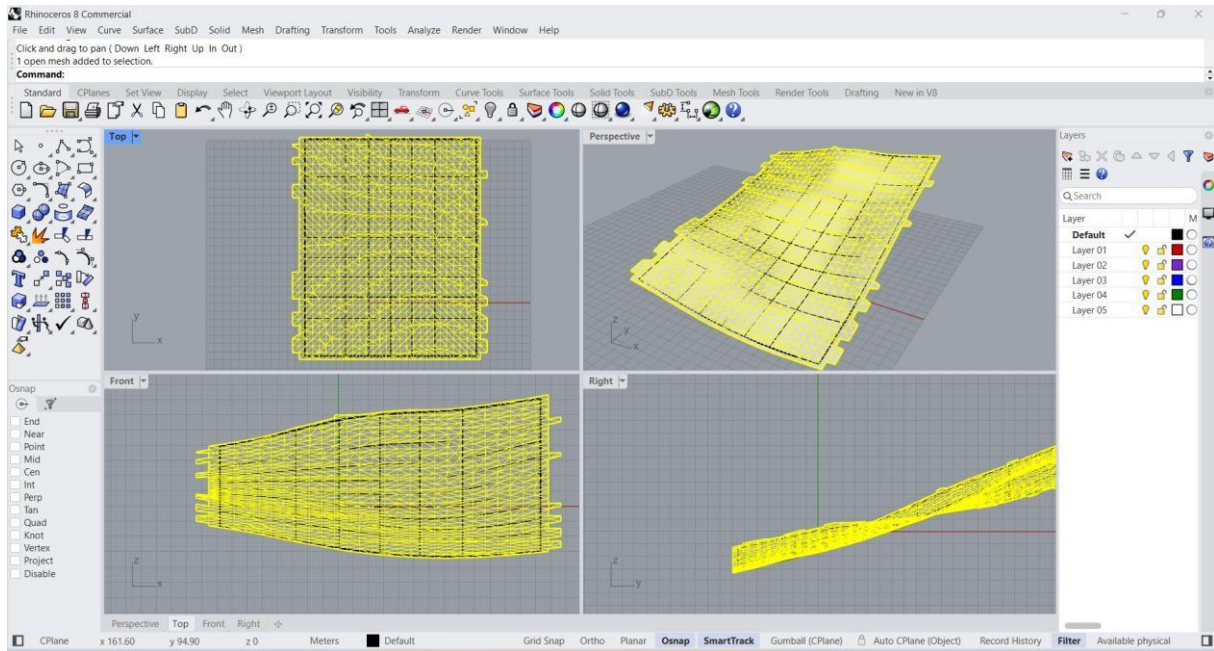
Figure VI.73: Extraction du nuage de points topographique

- **Le changement de repère :** C'est un défi bien connu en modélisation numérique : les coordonnées géographiques réelles (UTM) possèdent des valeurs kilométriques énormes qui provoquent des erreurs d'arrondi et font planter les logiciels de calcul. Pour contourner ce problème, nous avons développé un script Python. Ce script a permis de traduire tout notre nuage de points vers un repère local, centré près de zéro, en appliquant les soustractions suivantes :
 - $D_x = 752177,297$ m
 - $D_y = 4054685,587$ m
 - $D_z = 436,2055$ m

Script de changement de repère (Voire annexe D)

- **Création de la surface :** Une fois les points ramenés à une échelle exploitable, nous les avons importés dans le logiciel de conception paramétrique Rhinoceros 3D. Cela nous a permis de draper le nuage de points et de générer une surface géologique lisse, continue et sans défauts géométriques.

Génération du volume : Enfin, cette surface parfaite a été importée dans PLAXIS 3D. Par une simple extrusion vers le bas, nous avons transformé cette "peau" topographique en un véritable massif rocheux volumique, prêt à être excavé.



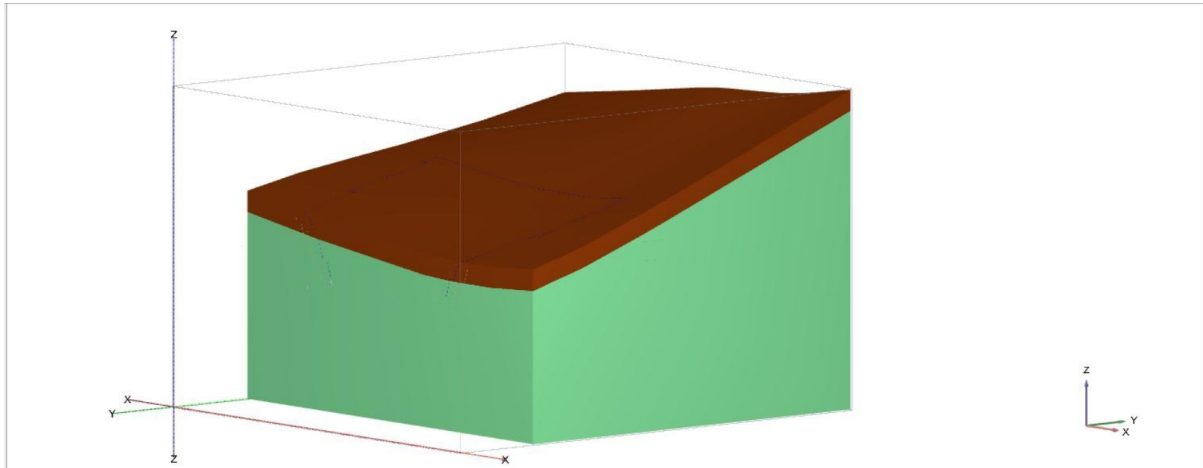


Figure VI.74: La surface importée depuis Rhinoceros et le volume final du terrain généré dans PLAXIS

VI.2.2 Création de l'excavation et des talus

Pour préparer l'entrée du tunnel, il est nécessaire de réaliser une saignée importante dans la montagne. Les plans de cette excavation ont été d'abord tracés avec précision sur AutoCAD.

Nous avons prévu une longueur d'attaque de 60 m, avec des talus latéraux extrêmement raides taillés avec une pente de 3V/1H (soit environ 71° d'inclinaison). Le profil AutoCAD a été importé dans PLAXIS et utilisé comme un "emporte-pièce" pour venir découper notre volume de terre et définir les blocs exacts qui devront être terrassés.

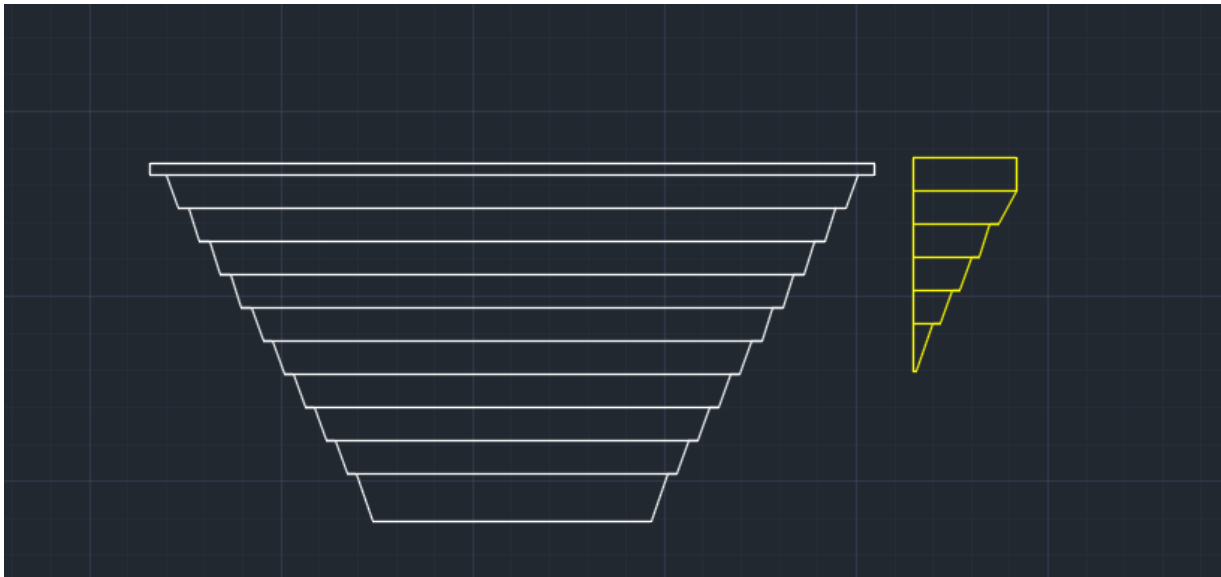


Figure VI.75: Profil de talus latéral et frontal AutoCAD

VI.3 Hypothèses de calcul et caractérisation des matériaux

Avant de lancer les simulations numériques, il est indispensable de définir avec précision le comportement mécanique des matériaux ainsi que les critères de rupture associés. La pertinence des résultats d'un modèle aux éléments finis dépend directement de la fidélité des paramètres introduits par rapport aux réalités géotechniques du terrain.

VI.3.1 Caractérisation du massif rocheux

Flysch :

Le massif traversé par l'entrée du tunnel est constitué d'une formation de Flysch (alternance de schistes et de grès). Les investigations géotechniques et les classifications de terrain ont permis de caractériser la matrice rocheuse et le massif à partir des indicateurs de la mécanique des roches suivants :

- **Résistance à la compression simple de la roche intacte (σ_{ci})** : 4,2 MPa
- **Indice de qualité du massif (GSI - Geological Strength Index)** : 18
- **Constante de la roche intacte (m_i)** : 6
- **Facteur de perturbation du massif (D)** : 0 (considérant une excavation soignée sans dynamitage lourd altérant le massif au-delà de la zone plastique)

Choix du critère de rupture : Justification technique

Bien que le critère empirique de Hoek-Brown soit théoriquement le plus adapté pour décrire le comportement des massifs rocheux fracturés, nous avons opté dans cette étude pour le critère de comportement élasto-plastique de Mohr-Coulomb.

Ce choix est motivé par des considérations de stabilité numérique et de robustesse algorithmique au sein de notre code de calcul. L'implémentation numérique du modèle de Hoek-Brown dans la version de PLAXIS 3D utilisée présentait des anomalies de convergence et des erreurs de calcul récurrentes (liées aux singularités mathématiques du critère lors des phases d'excavation plastique). Afin de garantir la convergence stricte des calculs et la fiabilité des états de contraintes s'exerçant sur le soutènement, nous avons procédé à la linéarisation des propriétés du massif. Les paramètres équivalents de Mohr-Coulomb (cohésion c et angle de frottement φ) ont été rigoureusement dérivés pour la plage de contraintes confinantes spécifiques au projet.

Les caractéristiques géotechniques finales introduites dans PLAXIS 3D pour le Flysch sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.28 : Les caractéristiques géotechniques finales pour le flysh

Paramètre géotechnique	Symbole	Valeur	Unité
Poids volumique	γ	25	KN/m ³
Module de déformation (Young)	E	1,05	GPa
Coefficient de Poisson	ν	0,3	-
Cohésion équivalente	C	37	KPa
Angle de frottement interne	Φ	30	°

- **Colluvions :**

La formation superficielle rencontrée est constituée de colluvions. Contrairement au massif rocheux, cette couche de sol est caractérisée par un modèle de comportement élasto-plastique basé sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les données géotechniques introduites dans le modèle numérique pour définir ce matériau sont les suivantes :

- **Modèle de comportement du sol :** Mohr-Coulomb
- **Type de drainage :** Drainé
- **Poids volumique non saturé (γ_{unsat}) :** 17,00 kN/m³
- **Poids volumique saturé (γ_{sat}) :** 20,00 kN/m³
- **Coefficient de Poisson (ν) :** 0,3000

Tableau VI.29 : Les caractéristiques géotechniques finales pour les colovions

Paramètre géotechnique	Symbole	Valeur	Unité
Poids volumique (non saturé)	γ	17	KN/m ³
Module de déformation (Young)	E	50	MPa
Coefficient de Poisson	ν	0,3	-
Cohésion effective	C'	15	KPa
Angle de frottement interne	Φ'	30	°

VI.3.3 Conception et Modélisation du système de soutènement des talus

Face à une pente d'excavation extrêmement raide (71°) et aux caractéristiques médiocres du massif rocheux (Flysch fortement fracturé avec un GSI de 18), la définition d'un système de soutènement adéquat a nécessité une approche itérative.

VI.3.3.1 Évolution du choix technique : L'insuffisance du clouage passif

Dans une première approche d'optimisation économique, nous avons testé numériquement un soutènement par clouage passif (clous scellés sur toute leur longueur). Cependant, les résultats de calcul sur PLAXIS 3D ont montré une non-convergence des phases d'excavation, traduisant une rupture globale du talus.

Justification de cet échec : Le clouage est un système passif ; il nécessite qu'une déformation préalable du terrain se produise pour que les efforts de traction se mobilisent par frottement dans les clous. Or, dans un Flysch altéré et cisailé, autoriser cette déformation initiale entraîne une décompression du massif qui dépasse rapidement sa faible résistance résiduelle, menant à l'instabilité. Pour bloquer ces déformations à la source et confiner activement le massif dès le terrassement, le passage à un système de tirants d'ancrage précontraints, couplés à une coque en béton projeté, s'est imposé comme l'unique solution viable.

VI.3.3.2 Paramètres et modélisation du Béton Projeté

Le parement excavé est stabilisé par une paroi en béton projeté. Dans PLAXIS 3D, cette structure a été modélisée par des éléments de type Plates (éléments surfaciques de coque) avec création de négative interface pour assurer l'interaction sol structure. Ce choix permet de modéliser avec précision le comportement en flexion et en compression de la paroi sous la poussée des terres.

Nous avons défini un comportement élastique isotrope, représentatif d'un béton projeté, avec les caractéristiques suivantes :

Tableau VI.30: les caractéristiques de béton projeté

Propriété	Symbole	Valeur	Unité
Type de comportement	-	Élastique Isotrope	-
Épaisseur de la paroi	d	0,30	m
Module d'élasticité (Young)	E1, E2	20000	MN/m ²
Coefficient de Poisson	ν_{12}	0,2	-
Module de cisaillement	G12	$8,333 \times 10^6$	KN/m ²



Figure VI.76: Modélisation de la paroi en béton projeté.

VI.3.3.3 Modélisation des Tirants d'ancrage (Actifs)

Le fonctionnement réel d'un tirant d'ancrage est bipartite : une partie libre qui s'allonge élastiquement sous la précontrainte, et une partie scellée (le bulbe) qui transmet l'effort au massif profond. Pour reproduire fidèlement cette interaction complexe, nous avons scindé la modélisation géométrique en deux éléments distincts dans PLAXIS :

- **La partie libre (Modélisée par des éléments Node-to-node anchor)**

Cet élément relie directement la paroi en béton projeté au sommet du bulbe de scellement. Il se comporte comme un ressort purement axial. Ce choix d'élément est crucial car il ne génère aucun frottement avec le sol traversé (le coulis n'y adhérant pas en réalité), ce qui permet d'appliquer la force de précontrainte (Prestress) et de laisser l'acier s'allonger librement.

Justification de la rigidité axiale ($EA = 100 \times 10^3 \text{ KN}$) : La rigidité axiale EA est le produit du module de Young de l'acier ($E \approx 200 \text{ GPa}$, soit $200 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$) par la section équivalente des armatures (A).

Avec $EA = 100\,000 \text{ KN}$, on déduit une section d'acier $A = 100\,000 / (200 \times 10^6) = 0,0005 \text{ m}^2$, soit 500 mm^2 .

Cette valeur est parfaitement réaliste et justifiée : elle correspond approximativement à un tirant multitorons composé de 3 à 4 torons T15 (environ $140\text{-}150 \text{ mm}^2$ par toron). C'est la section d'acier strictement nécessaire pour reprendre les efforts de traction sans entrer en plastification.

Tableau VI.31: Les caractéristiques de Partie libre

Propriété (Partie libre)	Symbole	Valeur	Unité
Type d'élément	-	Node-to-node anchor	-
Rigidité axiale	EA	100×10^3	KN
Longueur	L	16	m

- **Le bulbe de scellement (Modélisé par des éléments Embedded beam)**

La partie ancrée dans le terrain sain a été modélisée via des poutres enfouies (Embedded beams). Contrairement à un simple nœud d'ancrage, cet élément prend en considération à la fois le volume physique du coulis de ciment et l'interaction sol-structure. Il permet de simuler la mobilisation progressive du frottement latéral entre le coulis et le rocher, en évitant les concentrations de contraintes irréalistes (singularités) au bout du tirant.

Il est particulièrement important de souligner que le comportement (Behavior) de cet élément a été explicitement paramétré sur "Grout body" (Corps d'injection). Ce réglage spécifique à PLAXIS est fondamental pour la modélisation des tirants d'ancrage : il indique au logiciel que l'élément n'agit ni comme un pieu porteur en fondation (Pile), ni comme un clou passif (Rock bolt), mais bien comme un bulbe scellé au coulis. C'est ce paramétrage qui justifie la mobilisation exclusive de l'effort par frottement latéral à l'interface coulis-terrain naturel, expliquant ainsi l'annulation de la résistance en pointe.

Les caractéristiques introduites tiennent compte du diamètre de forage et des propriétés du coulis injecté :

Tableau VI.32: Les caractéristiques de Bulbe de scellement

Propriété (Bulbe de scellement)	Symbole	Valeur	Unité
Type d'élément	-	Embedded beam	-
Comportement (Behavior)	-	Grout body	-
Section prédéfinie	-	Cylindre plein (Solid circular beam)	-
Longueur	L	12	m

Diamètre de forage/scellement	D	0,17	m
Module de rigidité (Acier)	E	200	MPa
Frottement latéral maximal limite	T_skin, max	50,00	KN/m
Résistance en pointe	F_max	0,00	KN

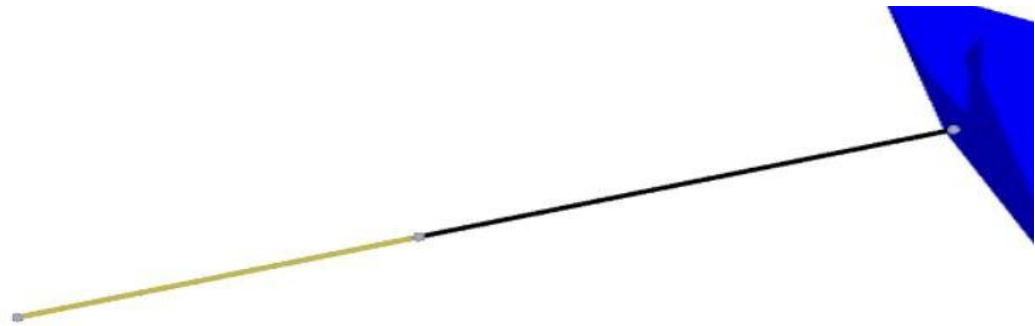


Figure VI.77: Modélisation des tirants d'ancrage

- **Justification du choix du soutènement :**

Passage du clouage passif aux tirants d'ancrage actifs Lors de la phase de conception numérique du soutènement, une première variante utilisant un système de clouage passif a été modélisée. Les caractéristiques de ce renforcement étaient dimensionnées avec des barres de 16 mètres de longueur, un diamètre de 32 mm, et une résistance au frottement latéral (skin friction) fixée à 70 KN/m. L'analyse par éléments finis a révélé une non-convergence du calcul lors des phases d'excavation (incapacité du solveur à trouver un équilibre, menant un effondrement numérique du modèle). Cette instabilité s'explique par la nature géomécanique du massif. Avec un indice de qualité GSI évalué à 18, la formation rocheuse (marno-calcaire / roche altérée) présente un comportement hautement déformable et une faible résistance au cisaillement.

Limites du renforcement passif : Le clouage fonctionnant selon un principe passif, la mobilisation de l'effort de cisaillement à l'interface sol-coulis (70 KN/m) nécessite une déformation préalable du terrain. Dans le cas de notre massif très fracturé, les déformations requises pour mettre les clous de 16 mètres en tension dépassent la limite de rupture plastique du sol. La relaxation des contraintes lors de l'excavation entraîne l'effondrement de la paroi avant que la rigidité de l'acier ne puisse pleinement s'exprimer.

Adoption des tirants d'ancrage : Pour pallier cette limitation fondamentale, la solution a été réorientée vers l'utilisation de tirants d'ancrage. Contrairement aux clous, les tirants constituent un soutènement actif. L'application d'une force de précontrainte lors de la mise en œuvre permet d'exercer une pression de confinement immédiate sur le talus. Cette action proactive empêche la décompression du massif de faible qualité, limite les déformations

initiales, et garantit la stabilité globale de l'ouvrage, permettant ainsi au modèle numérique de converger de manière satisfaisante.

General		Mechanical	
Property	Unit	Value	
Properties			
Cross section type		Predefined	
Predefined cross section type		Solid circular beam	
Diameter	m	0,03200	
A	m ²	0,8042E-3	
I ₂	m ⁴	0,05147E-6	
I ₃	m ⁴	0,05147E-6	
Stiffness			
E	kN/m ²	210,0E6	
Axial skin resistance			
Axial skin resistance		Linear	
T _{skin, start, max}	kN/m	70,00	
T _{skin, end, max}	kN/m	70,00	
Base resistance			
F _{max}	kN	0,000	

Figure VI.78: Les caractéristiques mécanique du clouage passif

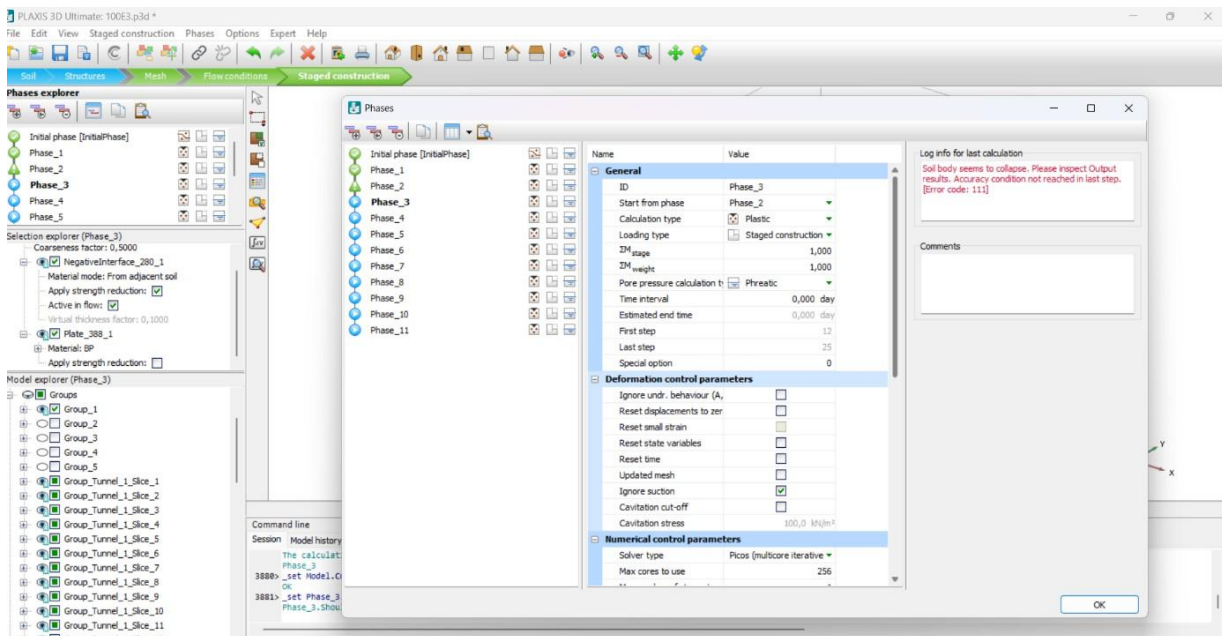


Figure VI.79: l'effondrement de massif

VI.4 Modélisation du creusement du tunnel

Dans PLAXIS 3D, l'étape de modélisation du creusement a débuté par l'implantation géométrique des deux tunnels dans le massif, en respectant rigoureusement leurs positions et coordonnées exactes. Une fois les axes tridimensionnels mis en place, nous avons importé le profil géométrique de la section transversale type de l'ouvrage.

Afin de reproduire fidèlement la méthode d'excavation séquentielle, cette section transversale a été découpée (subdivisée) en trois parties distinctes :

- **La calotte,**
- **Le stross,**
- **Le radier.**

Nous avons ensuite attribué à chacune de ces sections les propriétés matérielles correspondantes, avant de définir la trajectoire d'avancement de l'ouvrage.

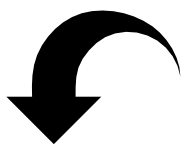
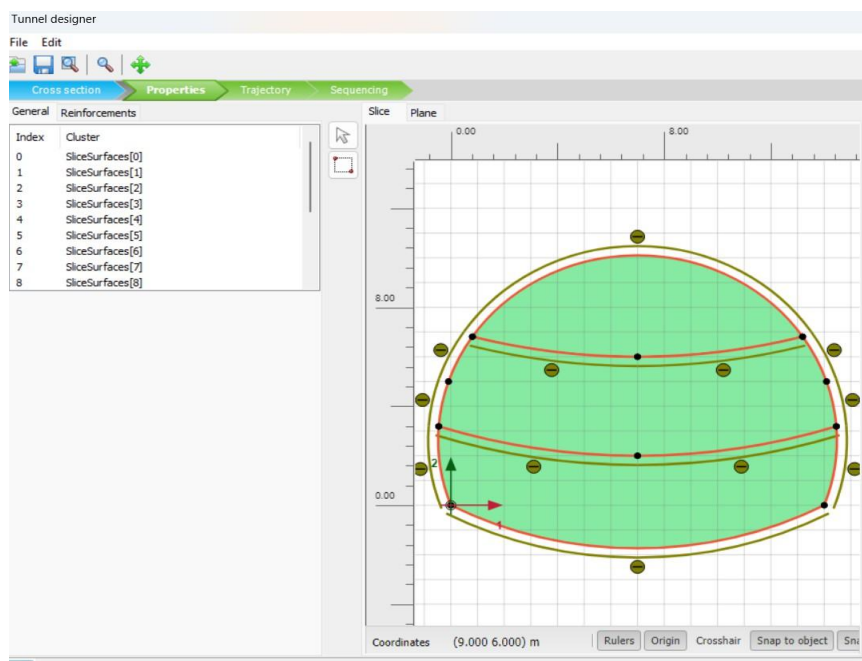
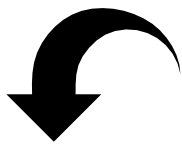
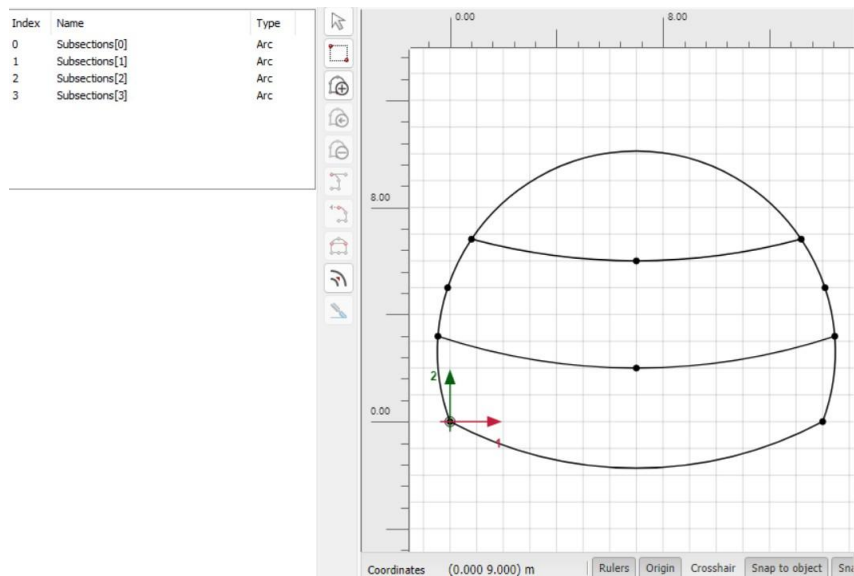
La maîtrise des déformations au front de taille impose un contrôle strict des passes de terrassement. Par conséquent, nous avons paramétré un pas d'excavation (Slice) de **1 m**. Le phasage des travaux (Sequencing) a été rigoureusement défini selon le cycle itératif suivant :

1. **Excavation** du premier pas d'avancement de 1 m.
2. **Activation immédiate** du soutènement provisoire sur cette section fraîchement terrassée pour confiner le terrain.
3. **Excavation** du pas d'avancement suivant (1 m).

Le processus de creusement suit les étapes suivantes :

- **Phase d'initialisation (T1) :** Excavation de la calotte du Tube 1 (T1) par passes de 1,0 m.
- **Déclenchement du Tube 2 (T2) :** Dès que l'avancement de la calotte du T1 atteint une longueur totale de 5,0 m, l'excavation de la calotte du Tube 2 (T2) est initiée.
- **Maintien de l'avance :** Le front de la calotte du T1 conserve une avance constante de 5,0 m par rapport au front de la calotte du T2 tout au long de leur progression respective.

La même opération pour stross et radier jusqu'à atteindre 15 m d'excavation total



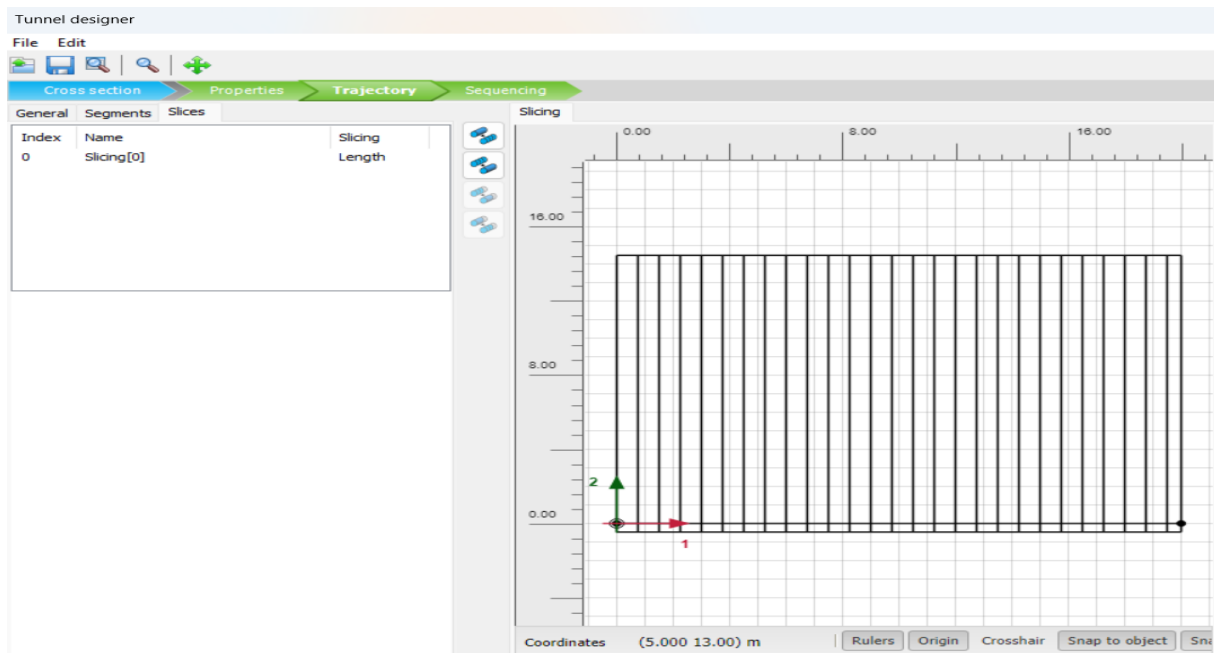


Figure VI.80: Définition de la géométrie dans le Tunnel Designer de PLAXIS 3D

VI.4.1 Constat d'instabilité : Limites du soutènement traditionnel

Les premières modélisations numériques réalisées sous PLAXIS 3D ont permis de simuler un phasage d'excavation conventionnel, caractérisé par un terrassement par passes suivi de l'activation immédiate d'un soutènement lourd (composé d'une coque en béton projeté et de cintres métalliques HEB 220).

Les résultats de ces itérations ont clairement mis en évidence les limites de cette approche. Le calcul numérique a systématiquement divergé avant même la mise en charge effective du soutènement, traduisant le développement de déplacements non stabilisés. Ce comportement traduit physiquement un phénomène d'effondrement du front de taille (face collapse). Dans un Flysch fortement tectonisé et altéré ($GSI = 18$), le temps d'auto-portance du terrain est en effet quasi nul. Le massif s'effondre dans la cavité avant que le soutènement à l'intrados ne puisse être mis en œuvre. Ce constat rend par conséquent inévitable le recours à une technique de pré-soutènement en couronne d'excavation.

VI.4.2 Justification de la voûte parapluie : La méthode FpGdcUA

Afin de pallier cette instabilité avérée et de justifier rigoureusement le dimensionnement du système de pré-soutènement, notre approche s'est appuyée sur la classification internationale de sélection des voûtes parapluies (Umbrella Arch Selection Chart - UASC), établie par Oke, Vlachopoulos et Marinos (2014).

Face à l'impératif de contrôler de fortes convergences tout en améliorant les caractéristiques intrinsèques du terrain, notre choix s'est porté sur la méthode FpGdcUA (Forepole Double Continuous Grouted Umbrella Arch). Ce choix stratégique s'articule autour de trois critères

Fondamentaux qui valident l'adéquation optimale entre ce système et le massif étudié :

- **Adéquation stricte aux paramètres géomécaniques** : Selon la synthèse de 141 projets souterrains internationaux (Oke et al., 2014), la méthode FpGdcUA est spécifiquement préconisée pour les terrains présentant une très faible cohésion (entre 0 et 50 kPa) et un angle de frottement interne compris entre 20° et 37°. Avec les paramètres introduits dans notre modèle (cohésion équivalente de 37 kPa et angle de frottement de 30°), le Flysch modélisé s'inscrit précisément dans ce domaine de validité. Par ailleurs, l'emploi de tubes longs (Forepoles) est fortement recommandé lorsque le matériau meuble ou fracturé s'étend sur un linéaire important et présente un potentiel de rupture élevé.
- **Rigidité structurelle par double chevauchement (Indice "d" - Double)** : Dans la nomenclature standardisée, cet indice certifie que le chevauchement (overlap) des tubes d'anticipation entre deux passes successives excède la moitié de leur longueur totale ($> L/2$). Cette configuration géométrique garantit la présence permanente de deux couches de soutènement entre l'excavation et le massif encaissant. Dans le modèle numérique, cette double épaisseur augmente significativement l'inertie de la voûte, prévenant ainsi la rupture en dôme au-dessus du front de taille.
- **Amélioration globale du terrain par injection continue (Indice "Gc" - Continuous Grouted)** : Contrairement à une injection simple, l'injection continue suppose que les bulbes de coulis des tubes adjacents s'intersectent. Réalisée sous pression, cette technique augmente artificiellement la cohésion et la compacité du sol environnant. Dans le contexte d'un Flysch fracturé, la coalescence de ces bulbes crée une véritable coque porteuse continue et monolithique, bloquant la décompression du massif préalablement à l'ouverture de la demi-section supérieure.

VI.4.3 Homogénéisation et dimensionnement géométrique de la voûte parapluie

Pour intégrer l'effet de la voûte parapluie dans un code de calcul par éléments finis tel que PLAXIS 3D, deux approches coexistent : la modélisation structurelle discrète de chaque tube, ou la modélisation par une couche de sol équivalente homogénéisée. Conformément aux recommandations de la littérature scientifique (Oke et al., 2014), nous avons retenu la méthode analytique de la couche homogène. Celle-ci permet de simuler fidèlement le comportement mécanique global du massif renforcé tout en optimisant considérablement les temps de calcul numérique.

Tableau VI.33: Paramètres géométriques d'entrée du projet

Désignation du paramètre	Valeur nominale	Unité
Diamètre de forage (Dforage)	127	mm
Longueur d'un tube (L)	12	m
Diamètre extérieur du tube en acier (Dext)	115	mm
Diamètre intérieur du tube en acier (Dint)	107	mm
Espacement entre les axes des tubes (S)	40	cm
Facteur de diffusion du coulis	2,5	-

VI.4.3.1 Calcul des surfaces et des sections des composants

La détermination des sections droites de chaque constituant est un préalable indispensable au calcul des caractéristiques mécaniques moyennes de la zone renforcée.

- **Section transversale de l'acier du tube (A acier) :** La section nette de la couronne d'acier est obtenue par la différence entre les aires des disques extérieur et intérieur :

$$A_{\text{acier}} = \frac{\pi}{4} \times (0,115^2 - 0,107^2) = 0,001395 \text{ m}^2 \text{ (soit } 1395 \text{ mm}^2\text{)}$$

- **Section totale du forage initial (A forage) :** Elle correspond à la section géométrique forée préalablement à l'insertion du tube et à l'injection :

$$A_{\text{forage}} = \frac{\pi}{4} \times (0,127)^2 = 0,012668 \text{ m}^2 \text{ (soit } 12668 \text{ mm}^2\text{)}$$

VI.4.3.2 Diffusion du coulis et détermination de l'épaisseur de la voûte

L'épaisseur de la couche de sol équivalente (modélisée selon le critère de Mohr-Coulomb) est directement tributaire du diamètre d'influence de l'injection sous haute pression autour de chaque tube.

Tableau VI.34: Rayon de diffusion et choix de l'épaisseur pour la modélisation

Paramètre géométrique	Formule de calcul	Valeur théorique	Valeur retenue (PLAXIS 3D)
Rayon de diffusion du coulis	$R(\text{diff}) = 2,5 \times D(\text{ext})$	287,5 mm	-
Diamètre d'influence d'un tube	$D(\text{diff}) = 2 \times R(\text{diff})$	57,5 cm	-
Épaisseur de la voûte équivalente	$t(\text{voûte}) \approx D(\text{diff})$	0,575 m	0,60 m

Justification de la valeur retenue : Bien que la valeur analytique du diamètre de la zone améliorée soit de 0,575 m, une épaisseur de 0,60 m a été implémentée dans le modèle numérique. Cet ajustement de 2,5 cm prévient l'apparition de fractions géométriques complexes lors du maillage, réduisant ainsi drastiquement le risque de générer des éléments distordus ou de mauvaise qualité (bad quality elements) en périphérie de l'excavation, tout en conservant la représentativité physique de la zone consolidée.

VI.4.3.3 Interpénétration des bulbes et justification de la continuité mécanique

Pour légitimer l'appellation « Continue » (Continuous) inhérente au système FpGdcUA, il est impératif de démontrer analytiquement que les bulbes d'injection de deux tubes adjacents se recoupent spatialement pour fermer l'arche de protection. Le critère géométrique impose que le diamètre de diffusion soit strictement supérieur à l'entraxe des tubes.

Tableau VI.35: Vérification du critère de continuité de l'arche

Paramètre de contrôle	Symbole	Valeur	Unité
Diamètre de diffusion du coulis	$D(\text{diff})$	57,5	cm
Espacement réel entre les axes des tubes	S	40,0	cm
Largeur de recouvrement (interpénétration)	$\text{Recouvrement} = D(\text{diff}) - S$	17,5	cm

Vérification du critère de continuité	$D(\text{diff}) > S$	Validé	-
---------------------------------------	----------------------	--------	---



Figure VI.81: géométrie de la voûte parapluie (FpGdcUA).

VI.4.4 Calcul de la résistance composite de la masse rocheuse renforcée

Étape 1 : Résistance à la compression initiale du massif rocheux ($\sigma_{cm_original}$)

La résistance à la compression initiale du terrain vierge est déduite de ses paramètres de résistance au cisaillement (cohésion $C = 37$ kPa et angle de frottement interne $\Phi = 30^\circ$). L'expression analytique du critère de rupture s'écrit :

$$\sigma_{(cm_Original)} = (2C \cos \Phi) / (1 - \sin \Phi)$$

En introduisant les valeurs numériques :

$$\sigma_{cm_original} = (2 \times 0,037 \times \cos 30^\circ) / (1 - \sin 30^\circ)$$

$$\sigma_{cm_original} = (0,074 \times 0,866) / (1 - 0,5) = 0,128 \text{ MPa}$$

Étape 2 : Définition de la résistance des éléments de renforcement

L'application de la méthode d'homogénéisation à l'échelle de la cellule de calcul nécessite de statuer sur les résistances à la compression respectives de l'acier et du coulis d'injection. Les caractéristiques mécaniques de rupture suivantes sont adoptées :

- Acier (limite d'élasticité) : $\sigma_c_acier = 200$ MPa
- Coulis d'injection (résistance à la compression) : $\sigma_c_coulis = 30$ MPa

Étape 3 : Calcul par homogénéisation (Méthode des moyennes pondérées)

La résistance à la compression globale de la zone homogénéisée est obtenue en pondérant la résistance de chaque constituant (Roche, Acier, Coulis) par sa fraction surfacique au sein de la section d'étude (selon l'approche standardisée de Hoek).

Tableau VI.36: Calcul de la résistance composite par moyennes pondérées

Composante	Aire (m²)	Résistance (MPa)	Produit (m²·MPa)
Flysh	$0,6 \times 1 = 0,600000$	0,128	0,0768
Tubes en acier (fy = 200 MPa)	$2,5 \times 0,00139 = 0,003475$	200,000	0,7000
Coulis d'injection (fc = 30 MPa)	0,030700	30,000	0,9210
SOMME	0,634	—	1,72

Etape 4 : Calcul de la résistance à la compression composite ($\sigma_{cm_composite}$)

$\sigma_{cm_composite} = \text{Somme des produits} / \text{Somme des aires}$

$$\sigma_{cm_composite} = 1,72 / 0,634$$

$$\sigma_{cm_composite} = 2,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci_wcomposite} = \sigma_{ci_original} \times \left(\frac{\sigma_{cm_wcomposite}}{\sigma_{cm_original}} \right)$$

$$\sigma_{ci_wcomposite} = 4,2 \times \left(\frac{2,71}{0,128} \right) = 88,92 \text{ MPa}$$

Etape 5 : Calcul Module de Young composite

$$E_{rm} = \sqrt{(\sigma_{ci} / 100) \times 10^{((GSI - 10) / 40)}}$$

$$E_{composite} = \sqrt{\frac{88,92}{100}} \times 10^{\frac{18-10}{40}} = 1494 \text{ MPa}$$

Étape 6 : Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement par le logiciel RocData

Le critère de rupture de Hoek-Brown généralisé est le modèle géomécanique de référence pour décrire le comportement non linéaire des massifs rocheux fracturés comme notre Flysch. Cependant, pour des raisons de stabilité algorithmique et de compatibilité avec le modèle de comportement choisi dans PLAXIS 3D, il est nécessaire de convertir cette enveloppe de

rupture courbe en paramètres linéaires équivalents de Mohr-Coulomb (cohésion C et angle de frottement interne ϕ).

Pour réaliser cette linéarisation avec une grande précision, nous avons exploité le logiciel spécialisé RocData (développé par Rocscience). Cet outil analytique permet de tracer l'enveloppe de rupture de Hoek-Brown à partir des indices de terrain, puis de calculer la droite de Mohr-Coulomb la mieux ajustée (par régression linéaire) sur la plage de contraintes confinantes correspondant à la profondeur de notre tunnel.

- **Paramètres géomécaniques d'entrée (Input)**

Les données introduites dans l'interface de RocData sont issues directement de notre campagne de reconnaissance géotechnique et des classifications de la mécanique des roches :

Hoek-Brown Classification		
sigci	88.92	MPa
GSI	18	
mi	6	
D	0	
☒ Ei	1494	MPa
☐ MR		
☐ Hoek-Brown Criterion		

Figure VI.82: Paramètres d'entrée dans le logiciel Roc Data

- **Processus d'ajustement et Résultats (Output)**

À partir de ces données de base, RocData génère l'enveloppe de rupture et applique les équations de conversion (Hoek, Carranza-Torres et Corkum, 2002) pour déduire les caractéristiques globales du massif. Le logiciel détermine automatiquement les paramètres de Mohr-Coulomb équivalents qui minimisent l'erreur par rapport au comportement réel du rocher sous les contraintes in-situ.

Les résultats calculés et extraits du logiciel sont les suivants :

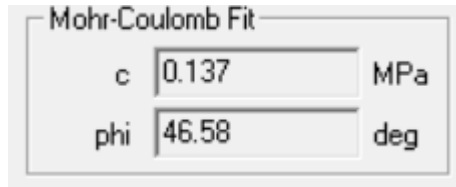


Figure VI.83: Paramètres équivalents de Mohr-Coulomb générés par RocData

VI.4.4 Renforcement du front de taille par boulonnage en fibre de verre (GFRP)

Afin de prévenir l'extrusion (le gonflement vers l'intérieur de la cavité) et l'effondrement du front de taille dans le Flysch altéré, un renforcement par boulonnage longitudinal est indispensable.

VI.4.4.1 Justification du choix technologique (Boulons GFRP)

Conformément aux recherches récentes sur la mécanique des soutènements de tunnel (Li et al., 2023), notre choix s'est porté sur des boulons en polymère renforcé de fibres de verre (GFRP) de 25 mm de diamètre, d'une longueur de 15 mètres, scellés par un coulis de ciment de classe M20.

L'utilisation du GFRP au front de taille, de préférence à l'acier traditionnel, se justifie par deux propriétés fondamentales soulignées dans la littérature :

1. La "havabilité" (Cutability) : Contrairement à l'acier, le GFRP est un matériau fragile au cisaillement. Il peut être facilement découpé et broyé par les engins de terrassement (brise-roche ou fraise) lors des phases d'excavation successives, sans bloquer l'avancement du chantier.

2. Une résistance en traction exceptionnelle : Malgré sa légèreté, un boulon GFRP de 25 mm possède une résistance à la traction très élevée (pouvant dépasser 400 kN), ce qui permet de bloquer efficacement les déformations axiales du terrain à l'avant du front.

En appliquant une maille constructive standard de 1,50 m x 1,50 m sur l'aire totale d'excavation (142,56 m²), l'analyse géométrique détermine qu'un réseau de 64 boulons répartis uniformément est nécessaire pour chaque cycle d'avancement.

VI.4.4.2 Rôle et modélisation du coulis de scellement (Justification volumique)

Il est primordial de distinguer philosophiquement le rôle du coulis dans le boulonnage du front de taille par rapport à celui injecté dans la voûte parapluie.

Contrairement à la voûte parapluie où l'injection sous pression vise à améliorer la matrice rocheuse par une large diffusion, le coulis de ciment M20 utilisé pour le GFRP a pour unique fonction le scellement de l'inclusion (le transfert de charge par frottement latéral). L'injection est gravitaire ou à très basse pression, confinant le coulis à l'intérieur du trou de forage (diamètre standard d'environ 100 mm).

Démonstration mathématique (Fraction volumique) :

- Section du trou de forage rempli de coulis : environ 0,0078 m².
- Surface de la maille de terre autour d'un boulon (1,50 m x 1,50 m) : 2,25 m².
- Fraction volumique du coulis = $0,0078 / 2,25 = 0,0034$ (soit 0,34 %).

Sur le plan de l'homogénéisation macroscopique, le volume du coulis représente à peine plus de 0,3 % du massif. Cette fraction volumique étant dérisoire, la loi des mélanges démontre que l'ajout des boulons ne modifie pas la rigidité globale du noyau. Le module de déformation ($E = 1,05$ GPa) et l'angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$) du Flysch initial restent inchangés dans notre modèle PLAXIS 3D.

Cependant, l'effet structurel de ce coulis est intégralement pris en compte de manière implicite : c'est lui qui garantit l'adhérence parfaite permettant à la barre de se mettre en tension pour confiner le sol.

VI.4.4.3 Modélisation macroscopique : Calcul de la cohésion équivalente

Plutôt que de modéliser discrètement chaque clou (ce qui complexifie et alourdit considérablement les calculs par éléments finis), nous avons opté pour la méthode du noyau équivalent (Peila, 1994).

L'apport des 64 inclusions en fibre de verre travaillant en traction se traduit macroscopiquement par un confinement du massif, ce qui génère une augmentation artificielle de la cohésion apparente du sol (ΔC).

Pour notre modèle, en considérant une force de mobilisation en traction (T) sécuritaire de 227 kN par boulon (garantie par le scellement M20) :

- Pression de confinement (Pconf) apportée par le réseau : $P_{conf} = T / \text{Surface d'influence d'un boulon}$ $P_{conf} = 227 \text{ KN} / 2,25 \text{ m}^2 = 100,89 \text{ KPa}$
- Augmentation de la cohésion apparente (ΔC) :

Selon la théorie de Mohr-Coulomb, pour traduire ce confinement en une simple augmentation de cohésion apparente (ΔC) sans altérer l'angle de frottement interne (ϕ), il convient d'utiliser le coefficient de poussée passive (K_p). Ce coefficient est défini par l'expression trigonométrique suivante :

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

L'équation d'équivalence reliant l'augmentation de la contrainte principale mineure ($\Delta\sigma_3$, qui correspond ici à notre pression de confinement P_{conf}) à l'augmentation de la cohésion s'écrit :

$$\Delta C = (P \times \sqrt{K_p}) / 2$$

$$\Delta C = (100,89 \times 1,732) / 2 = 87,37 \text{ KPa}$$

3. Paramètres finaux pour le bloc de front dans PLAXIS 3D :

La nouvelle cohésion équivalente (C_{eq}) à affecter au volume de Flysch renforcé situé à l'avant du front d'excavation s'obtient en additionnant cette plus-value à la cohésion naturelle de notre massif (établie à 37 kPa).

$$C_{\text{eq}} = C_{\text{initiale}} + \Delta C = 37,00 + 87,37 = 124,37 \text{ KPa}$$

Tableau VI.37: Paramètres finaux de Flysch Renforcé (GFRP)

Paramètre géomécanique	Symbole	Flysch Naturel	Flysch Renforcé (GFRP)	Unité
Module de déformation	E	1,05	1,05	GPa
Angle de frottement	phi	30	30	Degrés (°)
Pression de confinement	P_{conf}	0	100,89	KPa
Cohésion de calcul	C	37,00	124,37	KPa

- JUSTIFICATION DE GFRP**

Lors de la simulation des phases d'excavation en souterrain, l'analyse numérique a mis en évidence une instabilité majeure (non-convergence du modèle menant au collapsus) en

l'absence de soutènement frontal. Cette instabilité s'explique par les caractéristiques géomécaniques dégradées du massif encaissant (Flysch très fracturé, $GSI = 18$), qui présente une faible capacité d'auto-soutènement.

- **Mécanisme de rupture et nécessité du renforcement frontal :**

Lors du creusement, la libération des contraintes in-situ crée un vide qui supprime la pression de confinement (σ_3) au niveau du front de taille. Dans un terrain de faible résistance, ce relâchement provoque une déformation longitudinale rapide du terrain vers l'intérieur de la cavité, appelée phénomène d'extrusion. Si cette extrusion n'est pas contrôlée, elle entraîne la décompression du noyau central, la perte de la clé de voûte, et finalement l'effondrement global de la section.

Pour pallier ce problème, il est impératif de mettre en place un renforcement longitudinal au cœur du massif non encore excavé.

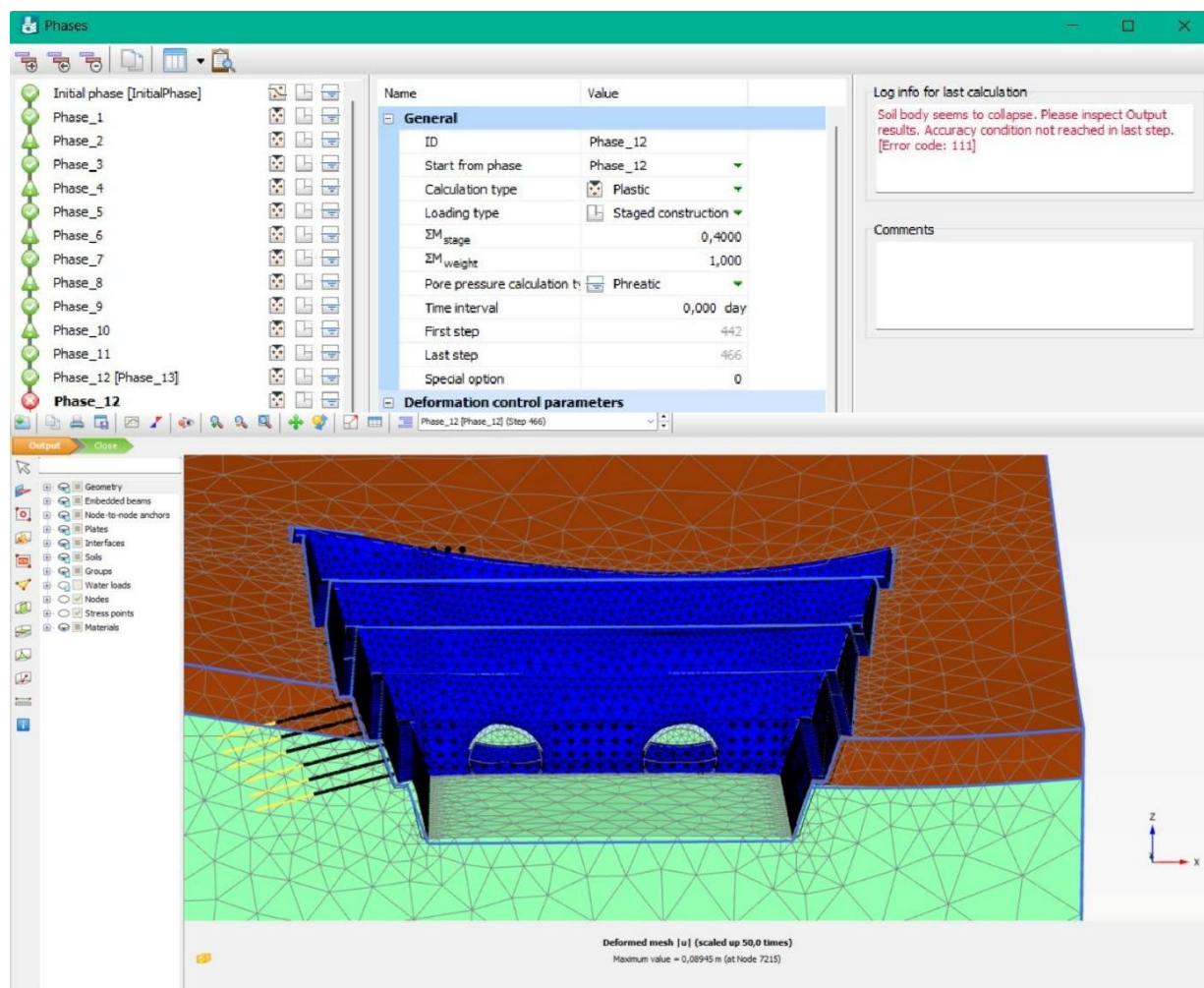


Figure VI.84: Justification De Gfrp

VI.4.5 Modélisation du soutènement provisoire : Calcul de la section équivalente

Dans la modélisation numérique sur PLAXIS 3D, représenter indépendamment la coque en béton projeté et les cintres métalliques alourdirait considérablement le maillage et complexifierait le transfert des efforts. La méthode retenue consiste donc à modéliser le soutènement provisoire sous forme d'une section équivalente (cintre + béton projeté).

L'objectif de cette méthode analytique est de déterminer une épaisseur équivalente (e_{eq}) et un module d'élasticité équivalent (E_{eq}) pour une bande de soutènement d'un mètre de largeur (1 ml).

- **Caractéristiques mécaniques du béton projeté**

Les paramètres de rigidité du béton projeté sont calculés pour une section de 1 m de large et une

Épaisseur de 30 cm ($e_{bp} = 0,30$ m), ce qui permet un enrobage optimal des cintres.

Classe du béton projeté : C20/25

Paramètres de base :

- Module de déformation (E) = 20 000 MPa
- Section transversale (A) = $0,30 \times 1,00 = 0,30$ m²

Rigidité à la compression (EA_b) :

$$EA_b = 20\,000 \times 10^3 \times 0,30 = 6\,000\,000 \text{ KN/ml (soit } 6,00 \times 10^6 \text{ KN)}$$

Rigidité à la flexion (EI_b) :

- Moment D'inertie (I) = $(1 \times 0,30^3) / 12 = 0,00225$ m⁴

$$EI_b = 20\,000 \times 10^3 \times 0,00225 = 45\,000 \text{ KN}\cdot\text{m}^2/\text{ml}$$

Caractéristiques mécaniques du cintre (HEB 220)

L'utilisation d'un cintre lourd HEB 220 apporte une inertie massive au soutènement. Les caractéristiques

De ce profilé (flexion suivant l'axe fort) ramenées à un espacement de 1 mètre sont les suivantes :

Nuance de l'acier : S235

Paramètres de base (HEB 220) :

- Module d'élasticité de l'acier (E) = 210 000 MPa
- Section d'acier (A) = 91,0 cm² = 0,0091 m²
- Moment d'inertie (I) = 8091 cm⁴ = 0,00008091 m⁴

Rigidité à la compression (EA_c) :

$$EA_c = 210\,000 \times 10^3 \times 0,0091 = 1\,911\,000 \text{ KN/ml}$$

Rigidité à la flexion (EI_c) :

$$EI_c = 210\,000 \times 10^3 \times 0,00008091 = 16\,991 \text{ KN}\cdot\text{m}^2/\text{ml}$$

• **Combinaison et détermination des paramètres équivalents**

En superposant les rigidités du béton et de l'acier, nous obtenons les caractéristiques totales de la

Section composite :

Rigidité totale à la compression (EA_T) :

$$EA_T = EA_b + EA_c = 6\,000\,000 + 1\,911\,000 = 7\,911\,000 \text{ KN/ml}$$

Rigidité totale à la flexion (EIT) :

$$EI_T = EI_b + EI_c = 45\,000 + 16\,991 = 61\,991 \text{ KN}\cdot\text{m}^2/\text{ml}$$

À partir de ces rigidités combinées, le système d'équations permettant de déduire l'épaisseur et le

Modules équivalents s'écrit :

$$1. EA_T = E_{eq} \times (e_{eq} \times 1)$$

$$2. EI_T = E_{eq} \times (1 \times e_{eq}^3) / 12$$

En combinant ces deux équations, l'épaisseur équivalente se déduit par la formule :

$$e_{eq} = 3 \sqrt{\frac{12 \cdot EI_T}{EA_T}}$$

Calcul de l'épaisseur équivalente (e_{eq}) :

$$e_{eq} = 3\sqrt{\frac{12 * 61991}{7911000}} = 0.3066 \text{ m} = 30.66 \text{ cm}$$

Calcul du module de déformation équivalent (E_{eq}) :

$$E_{eq} = EA_T / e_{eq} = 7\,911\,000 / 0.3066 = 25\,798\,434 \text{ kPa (soit 25,80 GPa)}$$



Figure VI.85: Modélisation de béton projeté et les cintres métalliques

Tableau VI.38: Synthèse des paramètres du soutènement équivalent (PLAXIS 3D)

Paramètre modélisé	Symbole	Valeur calculée	Unité
Épaisseur équivalente (Béton 0,30m + HEB 220)	e_{eq}	0,305	m
Module d'élasticité équivalent	E_{eq}	25	GPa
Comportement matériel (PLAXIS)	-	Élastique Linéaire	-

VI.5 Le Maillage (Mesh)

Une fois la géométrie et les structures définies, nous sommes passés à l'étape du maillage. PLAXIS a automatiquement généré un réseau de tétraèdres.

Cependant, nous ne pouvions pas laisser un maillage uniforme. Pour optimiser le temps de calcul tout en garantissant la précision de nos résultats là où cela compte vraiment, nous avons procédé à un raffinement local. Le maillage a été densifié au niveau des talus, du front de

taille et autour des tirants d'ancrage (là où les gradients de contraintes sont les plus forts), et nous l'avons laissé plus grossier aux limites lointaines de notre modèle.

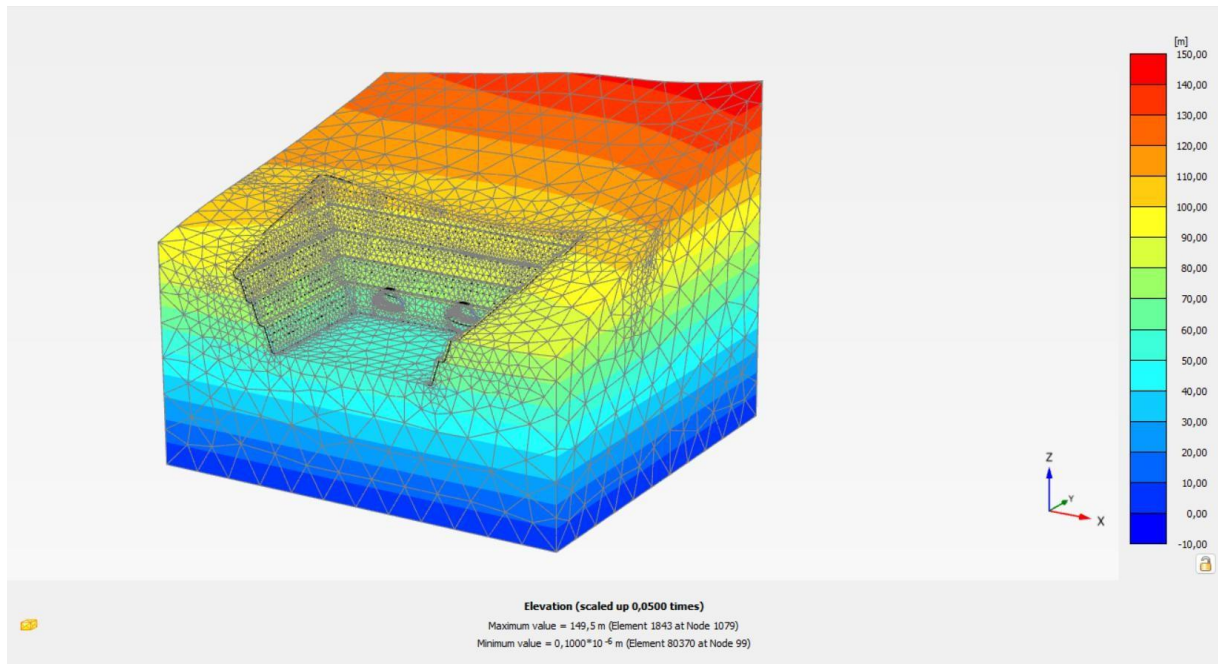


Figure VI.86: Vue globale du maillage 3D montrant le raffinement autour de l'excavation

VI.6 Paramétrage et phasage de l'analyse (Staged Construction)

L'une des plus grandes forces de la modélisation numérique sur PLAXIS 3D réside dans le module "Staged Construction". Ce module permet de reproduire fidèlement l'évolution chronologique du chantier. Dans le domaine des travaux souterrains et des terrassements profonds, il est essentiel de modéliser le phasage réel pour capter la relaxation progressive des contraintes du massif géologique et la mobilisation itérative des efforts dans les soutènements.

Notre modèle simule l'intégralité du processus de construction de l'entrée du tunnel, divisé en deux grandes séquences : le terrassement des talus du portail (méthode Top-Down) puis le creusement en souterrain (méthode NATM).

VI.6.1 Séquence d'initialisation du modèle

Avant d'entamer le moindre terrassement, le modèle doit être mis en équilibre géostatique :

- **Initial Phase (Gravity Loading) :** Le terrain naturel étant accidenté, la méthode "K0-procedure" n'est pas applicable. Nous avons donc utilisé la méthode de chargement par gravité (Gravity Loading) pour générer le champ de contraintes initiales du Flysch sous son propre poids.
- **Phase 1 (Stabilisation et remise à zéro) :** Une phase de calcul plastique ("Nil step") est lancée pour équilibrer parfaitement les contraintes. À la fin de cette phase, nous appliquons la commande "Reset displacements to zero" (Remise à zéro des déplacements). Ainsi, les déformations lues dans les phases suivantes seront uniquement

dues aux travaux de terrassement, et non au tassement naturel du sol sous son propre poids.

VI.6.2 Séquence de terrassement des talus (Phases 2 à 11)

L'excavation de la rampe d'accès et des talus du portail a été divisée en 5 paliers (niveaux) successifs. Pour garantir la stabilité numérique et reproduire la réalité du chantier, chaque palier fait l'objet d'un cycle strict composé de deux phases : une phase de déblai, immédiatement suivie d'une phase d'installation du soutènement (béton projeté et tirants d'ancrage).

Le tableau suivant récapitule la chronologie des phases pour les talus :

Tableau VI.39: Séquence d'excavation Top-Down des talus du portail

Phase de calcul	Opération simulée dans PLAXIS 3D
Phase 2	Excavation du 1er niveau de talus (désactivation du volume de sol supérieur)
Phase 3	Mise en place du soutènement du niveau 1 (activation coque et ancrages)
Phase 4	Excavation du 2ème niveau de talus
Phase 5	Mise en place du soutènement du niveau 2
Phase 6	Excavation du 3ème niveau de talus
Phase 7	Mise en place du soutènement du niveau 3
Phase 8	Excavation du 4ème niveau de talus
Phase 9	Mise en place du soutènement du niveau 4
Phase 10	Excavation du 5ème niveau de talus (jusqu'à la cote du radier de l'entrée)
Phase 11	Mise en place du soutènement du niveau 5
Phase 12	(Fin des talus)

VI.6.3 Séquence d'excavation du tunnel (Phase 12 et suivantes)

Le creusement du tunnel suit les principes de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM), caractérisée par un fractionnement de la section et des passes d'avancement très courtes pour s'adapter à la mauvaise qualité du Flysch (GSI = 18).

- **Phase 12 (Excavation de la 1ère passe) :** Le modèle simule l'excavation de la calotte (partie supérieure du tunnel) sur une longueur d'avancement très prudente de **1 mètre**. Lors de cette phase, le pré-soutènement (la voûte parapluie homogénéisée et les boulons en fibre de verre au front de taille) est actif pour pré-confiner le terrain.

- **Phase 13 (Pose du soutènement provisoire) :** Activation immédiate de la plaque (Plate) représentant notre section équivalente (Béton projeté de 30 cm + Cintres HEB 220) calculée précédemment, afin de bloquer les convergences de cette première passe.

VI.7 Résultats Et Analyse

Cette section est consacrée à la présentation et à l'interprétation des résultats de la modélisation numérique sous PLAXIS 3D, portant spécifiquement sur l'étude de stabilité du portail du tunnel. Afin de reproduire fidèlement le comportement du massif et l'interaction sol-structure, notre analyse respecte scrupuleusement la chronologie d'exécution réelle des travaux.

Ainsi, l'étude s'articule logiquement autour de deux grandes étapes de construction :

- **Dans un premier temps,** nous analyserons l'évolution du creusement à ciel ouvert. Il s'agira d'évaluer la stabilité globale lors de l'excavation et de la mise en place successive des soutènements pour les différents niveaux du talus du portail.
- **Dans un second temps,** nous aborderons la phase des excavations en souterrain, en étudiant l'impact direct du creusement de du tunnel.

Pour chacune de ces séquences, l'analyse portera conjointement sur l'évolution cinématique du terrain (suivi des déplacements) et sur l'évaluation mécanique détaillée des efforts sollicitant les éléments de renforcement Cette démarche phase par phase nous permet de valider la stabilité de l'ouvrage tout au long de sa réalisation.

VI.7.1 Déplacements du Talus du portail

- **État initial du massif (Phases 00 et 01)**

La répartition des contraintes montrée par le dégradé de couleurs est physiquement cohérente avec la mécanique des roches et des sols :

- **Convention de signe :** Dans Plaxis, les contraintes de compression sont notées négativement. Le fait de voir des valeurs aller de $\sim 0 \text{ kN/m}^2$ en surface jusqu'à un minimum de -2433 kN/m^2 à la base signifie que le massif est en compression croissante, ce qui est normal.

C'est ici que l'on voit que le Gravity Loading a bien fonctionné :

- **Près de la surface** : Les bandes de couleurs (bleu clair, cyan) ne sont pas parfaitement horizontales ; elles **suivent la forme de la pente**. La contrainte s'adapte à la topographie.
- **En profondeur** : Plus on descend vers la base du modèle (zones jaune, orange, rouge), plus l'influence de la topographie de surface s'atténue. Les lignes de contraintes ont tendance à s'horizontaliser, ce qui correspond exactement au comportement attendu de la diffusion des contraintes dans un massif profond.

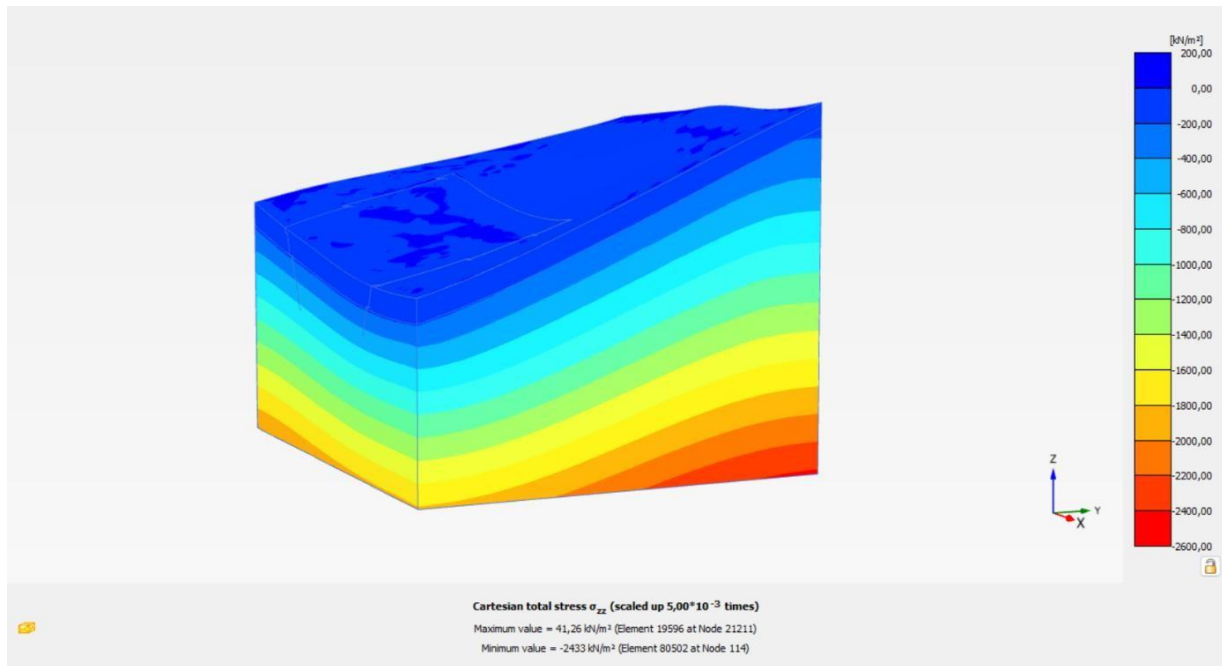
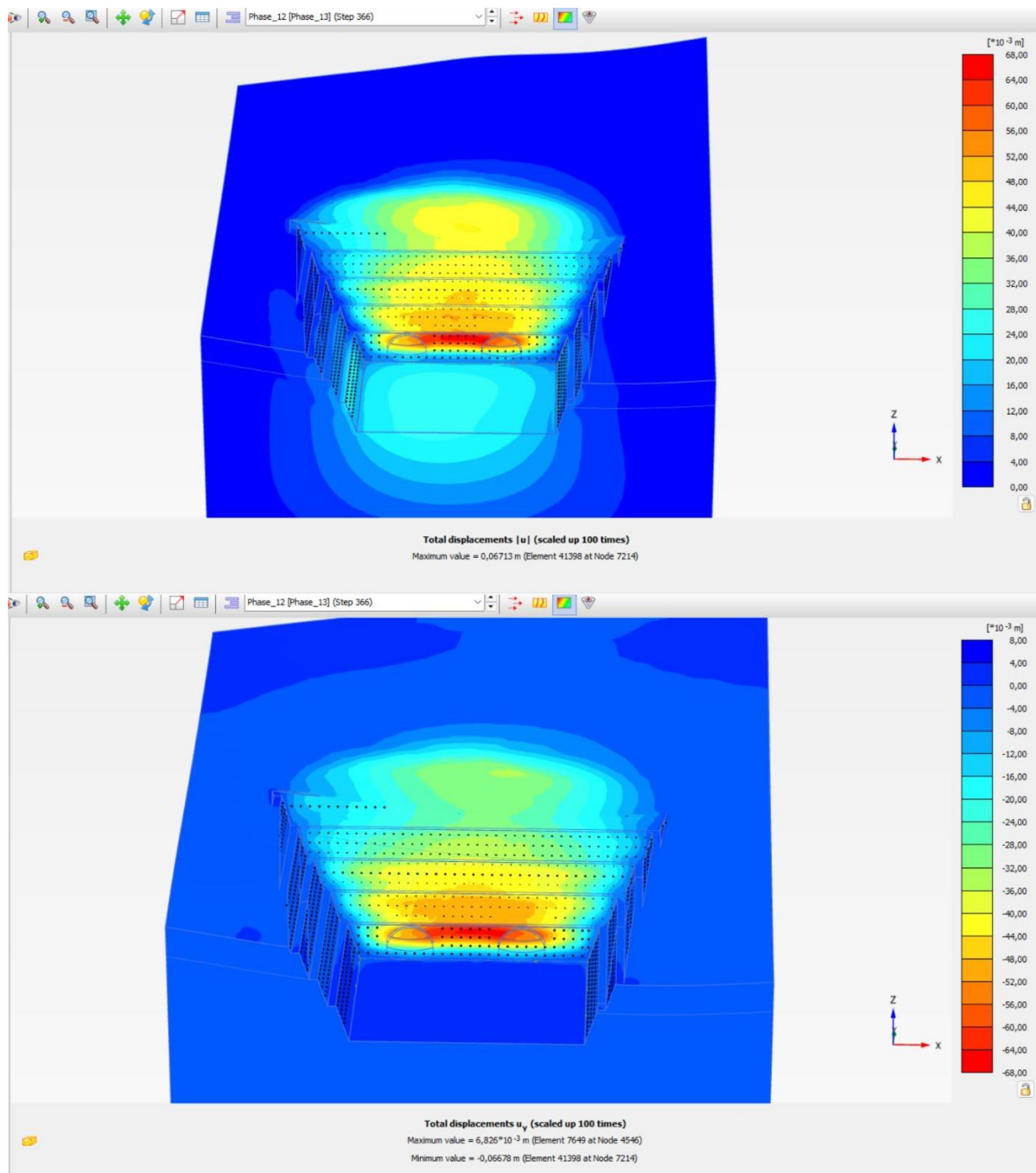


Figure VI.87: Phase 0 : État initial du massif (Gravity Load Phase)

- **Phase 12 : Excavation finale du talus (Déplacements)**

Interprétation : L'analyse des trois composantes de déplacement révèle que le mouvement dominant du massif lors de l'excavation finale des talus est longitudinal selon -Y (-66,8 mm), c'est-à-dire dirigé vers l'entrée du portail. Cette composante représente 99,5% du déplacement total (66,8/67,1 mm), démontrant que le versant glisse quasi exclusivement dans la direction longitudinale du tunnel et non verticalement ni transversalement. La composante verticale (tassement -34,8 mm / soulèvement +23,9 mm) est secondaire et localisée au front de taille. Ce comportement est parfaitement cohérent avec le mécanisme de glissement directionnel du versant décrit au Chapitre V et justifie la priorité accordée au soutènement longitudinal (boulons inclinés, tirants d'ancrage) dans la conception du portail.



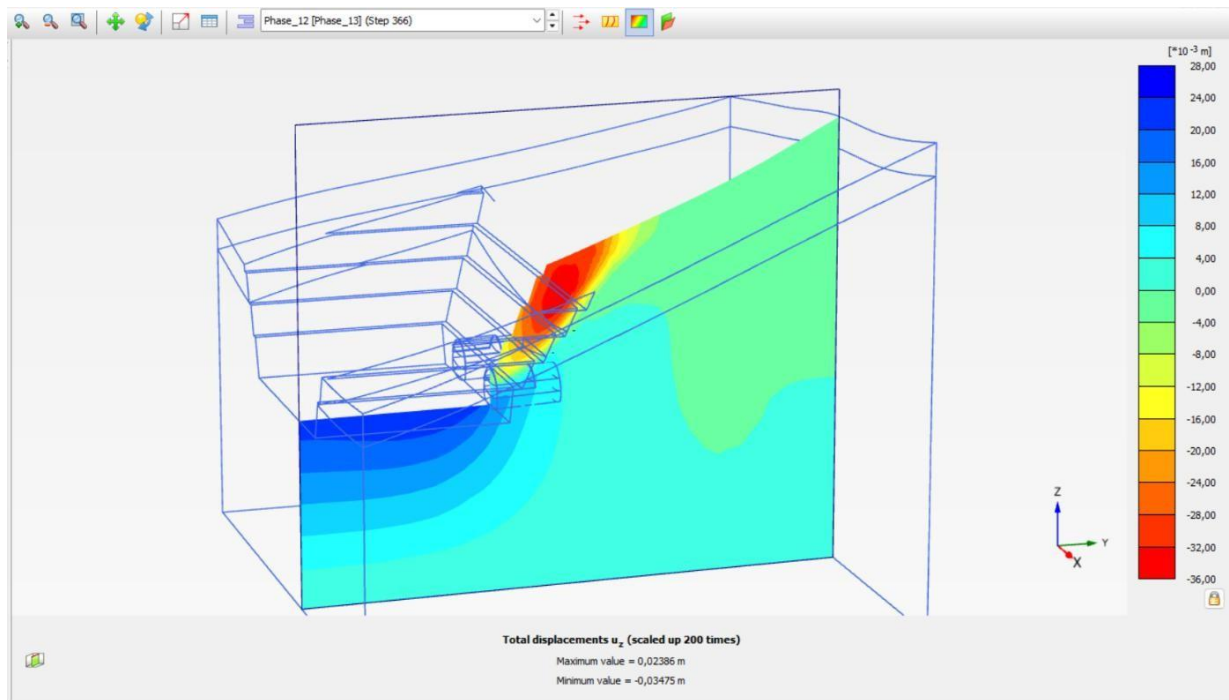


Figure VI.88: Phase 12 : Dernier niveau (Déplacement total du talus finalisé)

Déplacement total $|u| \max = 70,04 \times 10^{-3} \text{ m}$ (70,04 mm)

Les déplacements maximaux atteignent 70,04 mm. Cette valeur s'explique par l'exposition totale de la grande hauteur du front terrassé. La zone de déformation maximale se concentre logiquement au centre de l'excavation. Le mouvement global traduit une détente du versant vers le vide créé. Ces déformations restent maîtrisées et traduisent un comportement cohérent de décompression géologique, stabilisé par le système de soutènement.

Tableau VI.40: Déplacements Phase_12

Figure	Composante	Valeur maximale	Valeur minimale	Direction dominante
Fig. VI.66	$ u $ total	+67,13 mm		Vers portail (-Y)
Fig. VI.67	u_y longitudinal	+6,83 mm	-66,78 mm	Vers entrée portail (-Y)
Fig. VI.68	u_z vertical	+23,86 mm (soulèvement)	-34,75 mm (tassement)	Vertical $\pm Z$

VI.7.2 Efforts dans les éléments de soutènement

Cette section se concentre sur l'analyse mécanique des éléments de soutènement (béton projeté et tirants d'ancrage) lors de la phase la plus critique (Phase 12), lorsque le talus est entièrement excavé. L'objectif est de vérifier le niveau de sollicitation de ces structures de soutènement face aux poussées du massif.

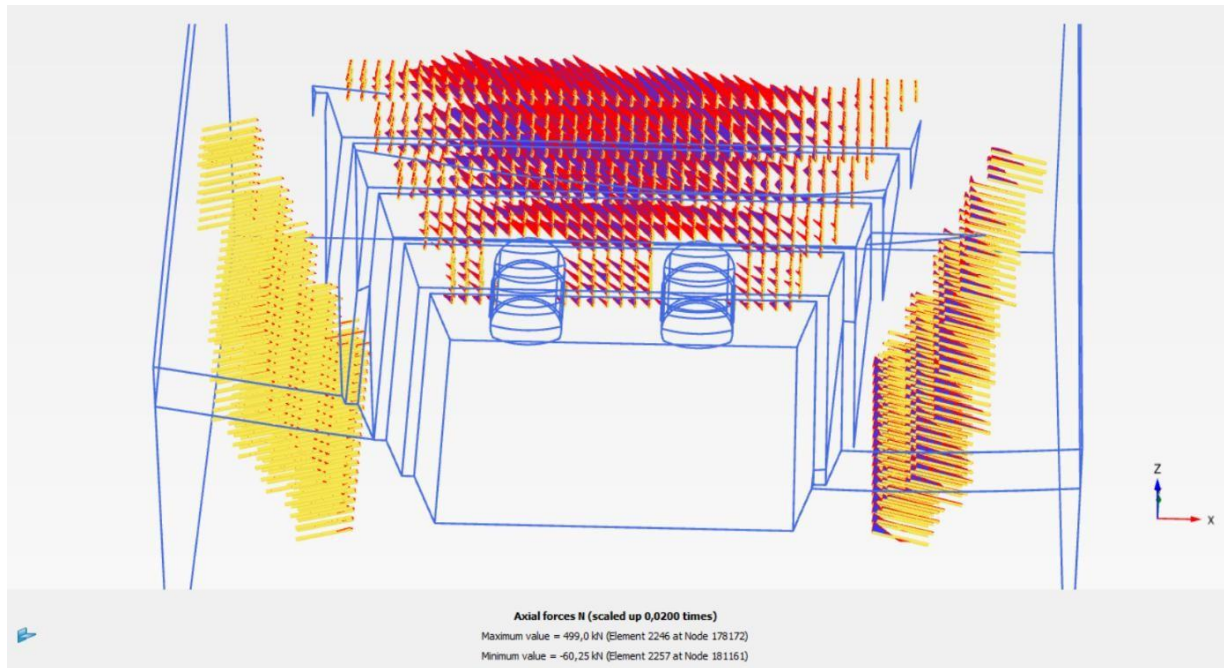


Figure VI.89: Efforts normaux dans les tirants d'ancrage (Axial forces N)

Valeurs extrêmes : Max = +499 kN (Traction) ; Min = -60 kN (Compression)

Les tirants travaillent exactement comme prévu : en traction pure, ancrés dans le massif stable derrière la surface de rupture potentielle. L'effort de 499 kN se concentre sur les rangées supérieures, là où la décompression est maximale après déblaiement de la première berme.

- **Valeur parasite à ignorer :** La légère compression (-60 kN) est une anomalie numérique locale de redistribution du maillage.
- **Valeur réelle pour le dimensionnement :** +499 kN (Traction). C'est cette valeur maximale qui permet de vérifier la limite élastique des aciers et la longueur de scellement.
- **Efforts normaux dans le béton projeté (N1 et N2)**

Le comportement dominé par la compression est la signature classique de l'effet voûte dans un soutènement de talus. La coque en béton projeté se déforme légèrement vers l'extérieur sous la poussée du massif, mais cette déformation est bloquée par les tirants et par la

géométrie en encorbellement des banquettes : il s'en suit une mise en compression généralisée de la coque, exactement comme une voûte en maçonnerie sous poids propre. N_1 (direction horizontale, axe 1) et N_2 (direction verticale, axe 2) donnent des compressions cohérentes autour de $-2\,700\text{ KN/m}$ ce qui représente La section n'est pas critique en compression pure, mais la combinaison $N + M$ va gouverner le dimensionnement.

- **Valeurs parasites à ignorer** : Les pics de compression extrêmes atteignant $-7\,852\text{ KN/m}$ (pour N_1) et $-6\,346\text{ KN/m}$ (pour N_2), situés dans les zones basses d'appui et aux angles géométriques, sont des concentrations de contraintes purement numériques (singularités d'appui). Il est totalement irréaliste de dimensionner la structure sur ces valeurs extrêmes qui ne reflètent pas le comportement global de la paroi. De même, les pics locaux en traction aux pieds des banquettes sont ignorés.

- **Valeurs réelles pour le dimensionnement** : Pour le ferrailage, on s'affranchit de ces singularités numériques en extrayant une valeur lissée et représentative de la zone courante. Le dimensionnement se fera donc sur la base d'un effort normal de compression de $-2\,700\text{ KN/m}$, qui correspond à la véritable sollicitation moyenne du soutènement.

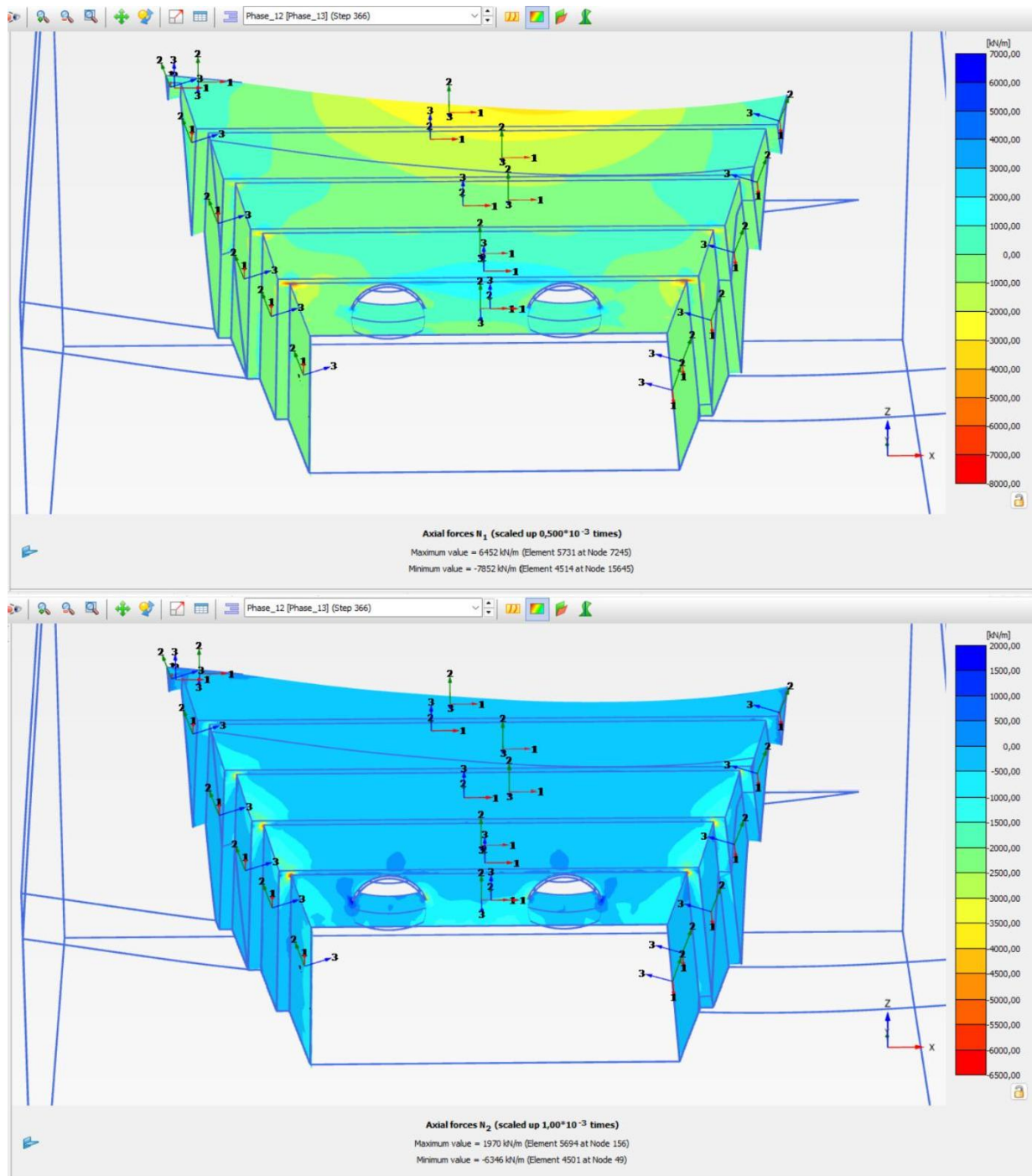


Figure VI.90: Efforts normaux dans le béton projeté N1 et N2)

Moments fléchissants dans le béton projeté (M_{11} , M_{22} , M_{12})

- **Moment $M_{11} \pm 130 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$ (flexion autour de l'axe vertical, dans le plan horizontal)**

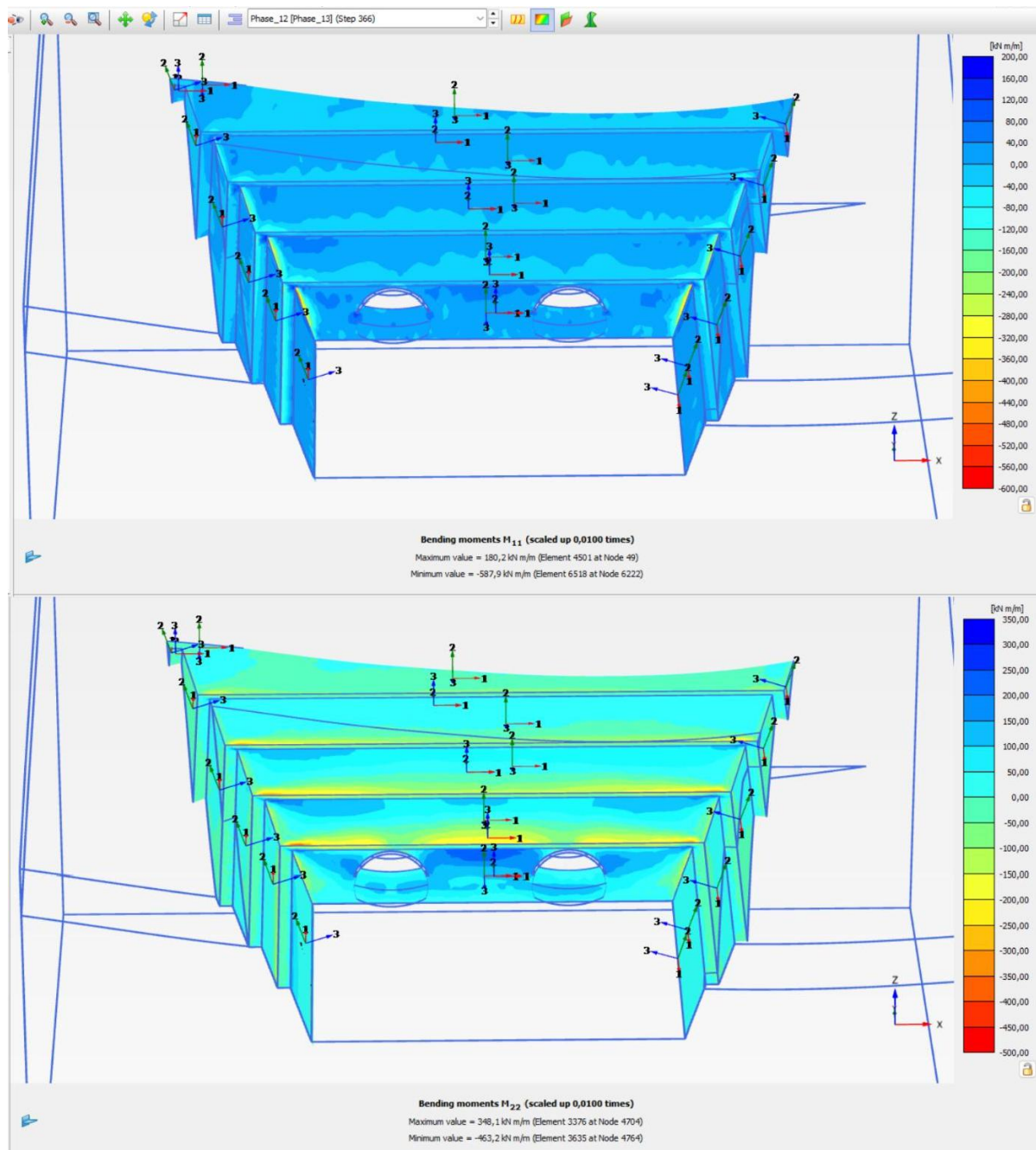
M_{11} traduit la flexion de la paroi dans sa propre surface, selon la direction horizontale. Ce moment naît de la variabilité latérale de la pression des terres : entre deux rangées de tirants, la paroi se cambre légèrement vers l'excavation, comme une dalle appuyée sur appuis ponctuels. La valeur $\pm 130 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ est modérée elle justifie un treillis soudé mais pas un ferrailage lourd.

- **Moment $M_{22} +254 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$ (flexion autour de l'axe horizontal, dans le plan vertical)**

C'est le moment le plus structurant mécaniquement. M_{22} correspond à la flexion verticale de la paroi entre deux bermes successives : la paroi se comporte comme une dalle verticale bi-appuyée sur les banquettes, chargée par la pression horizontale des terres. La valeur $+254 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$, visible en bandes jaunes régulières aux mi-hauteurs entre bermes, est cohérente avec une pression de terres de l'ordre de 100_150 kPa sur une portée de 1,5–2 m entre banquettes. C'est cette composante qui dimensionne le ferrailage en traction sur la face extérieure (côté massif) de la coque.

- **Moment de torsion $M_{12} \sim 20 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$**

Ce moment de torsion est la conséquence directe du caractère tridimensionnel de la fouille : les deux tubes de tunnel n'ont pas le même avancement, et la géométrie en gradins dissymétrique génère des sollicitations hors plan. La valeur $\sim 20 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$ est secondaire (facteur 10 sous M_{22}) et n'intervient pas dans le dimensionnement principal du treillis. Elle sera prise en compte uniquement dans la vérification de la résistance au cisaillement de la section.



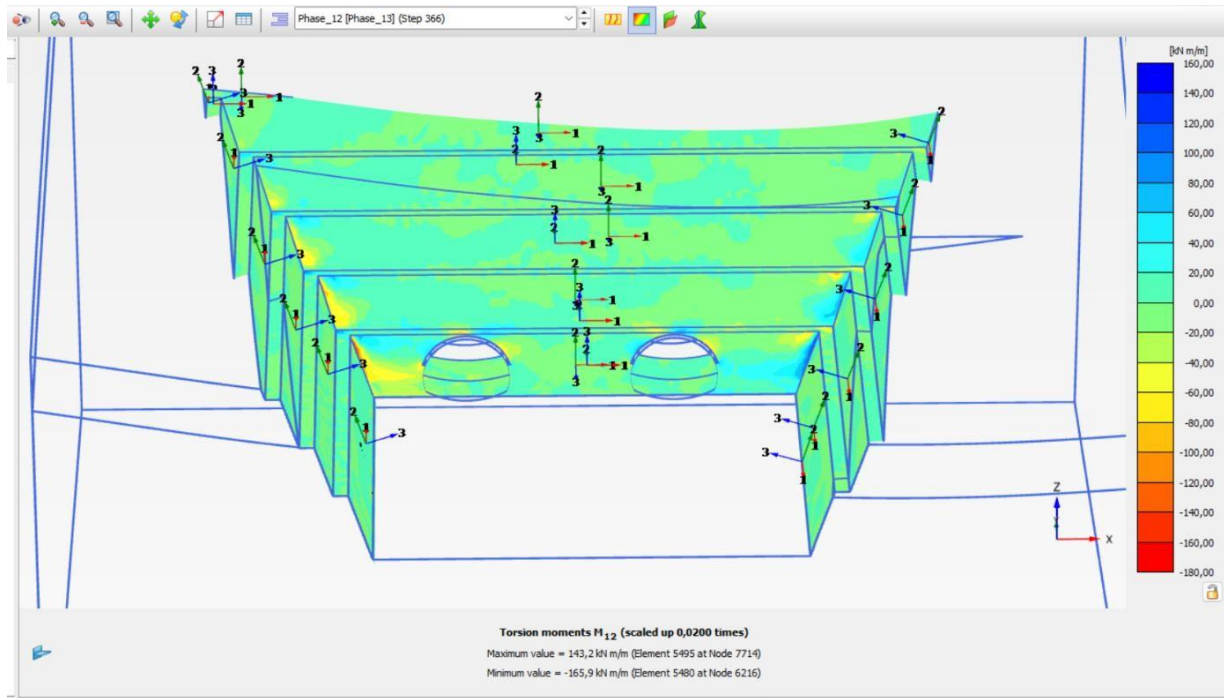
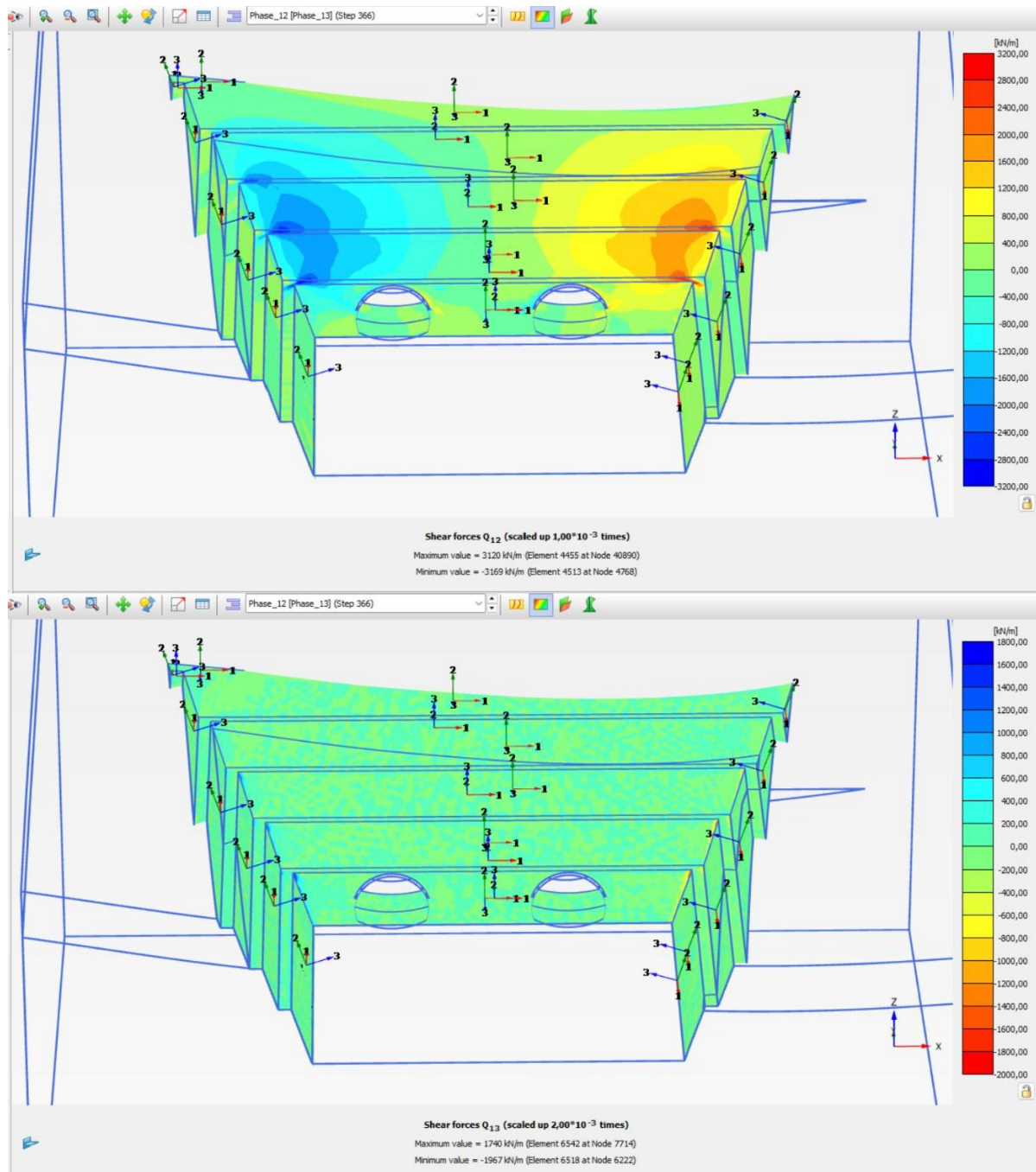


Figure VI.91: Moments fléchissants et de torsion dans le béton projeté (M_{11} , M_{22} , M_{12})

- Efforts tranchants Q_{12} , Q_{13} , Q_{23} 400 kN/m

Les trois composantes de cisaillement ont une distribution quasi uniforme sur la quasi-totalité de la surface (plage verte $\pm 200\text{--}400$ kN/m), avec des pics locaux irréalistes aux points d'ancrage des tirants. Ces pics sont un artefact classique de l'introduction d'une force ponctuelle dans un maillage de coques : le solveur concentre le saut de tranchant sur un seul nœud. La valeur de 400 kN/m en zone courante représente un cisaillement moyen



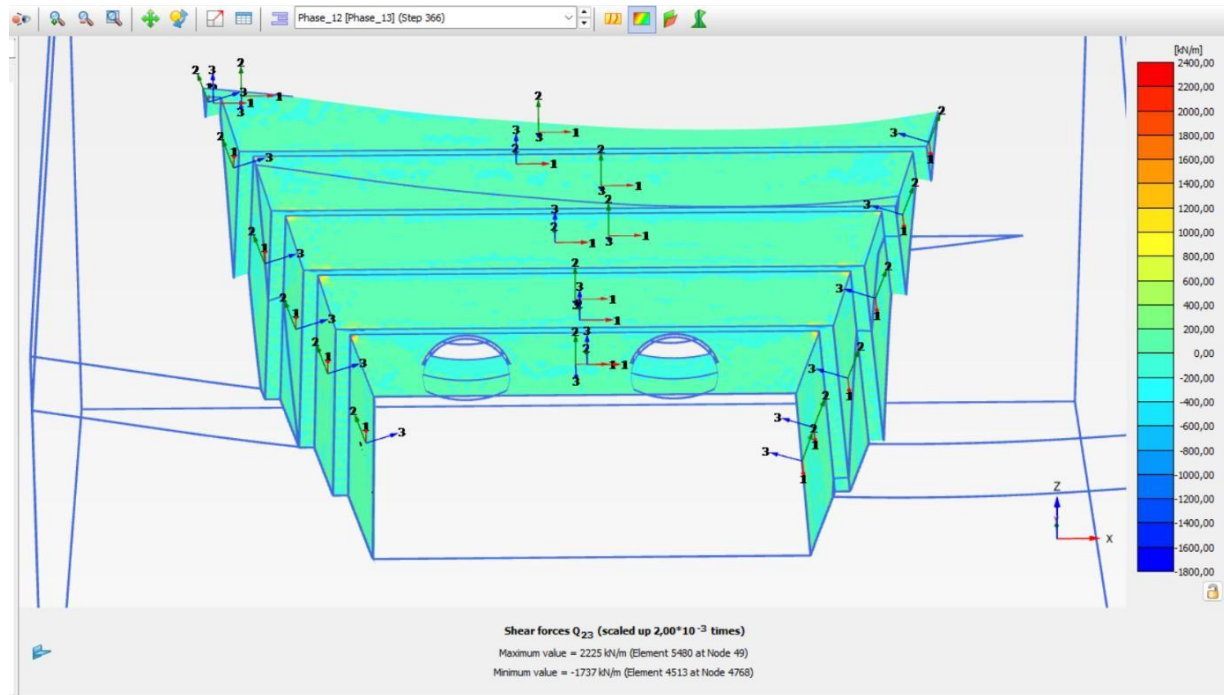
Figures VI.92: Efforts tranchants dans le béton projeté (Q_{12} , Q_{13} , Q_{23})

Tableau VI.41: Synthèse des valeurs retenues

Composante	Valeur brute PLAXIS	Valeur parasite (à ignorer)
Effort axial N (traction/comp.)	Max = +499,0 KN Min = -60,25 KN	-60,25 KN (compression) → anomalie numérique
N_1 (direction locale 1 = horiz.)	Max = +6 452 KN/m Min = -7 852 KN/m	-7 852 KN/m (pic angles) → singularité
N_2 (direction locale 2 = vert.)	Max = +1 970 KN/m Min = -6 346 KN/m	-6 346 KN/m (angles bas) → singularité
M_{11} (flexion autour axe 2 = vert.)	Max = +180,2 KN·m/m Min = -587,9 KN·m/m	-587,9 KN·m/m (coins) → concentration nodale
M_{22}	Max = +348,1	-463,2 KN·m/m

(flexion autour axe 1 = horiz.)	KN·m/m Min = -463,2 KN·m/m	(angles) → singularité géom.
M₁₂ (moment de torsion)	Max = +143,2 KN·m/m Min = -165,9 KN·m/m	Pics aux jonctions → effet 3D localisé
Q₁₂ (cisaillement dans le plan)	Max = +3 120 KN/m Min = -3 169 KN/m	±3 169 KN/m → pics attaches tirants
Q₁₃ (hors-plan dir. 1)	Max = +1 740 KN/m Min = -1 967 KN/m	-1 967 KN/m (coins) → singularité nodale
Q₂₃ (hors-plan dir. 2)	Max = +2 225 KN/m Min = -1 737 KN/m	+2 225 KN/m (nœud 49) → même origine

VI.7.3 Les résultats des calculs Phase d'exécution : Tunnel Excavation

Déplacements totaux $|u|_{\text{Max}} = 72,94 \text{ mm}$

La répartition des couleurs montre clairement un bulbe de décompression qui se développe de manière centrée autour des deux galeries. La zone rouge/jaune, correspondant aux déplacements les plus importants, est concentrée entre la plateforme d'excavation et le haut des voûtes de tunnel. Cela démontre que le système de soutènement est activement sollicité pour contenir la convergence du massif.

Impact du soutènement : Le fait que les zones de forte déformation (couleurs chaudes) restent confinées à proximité immédiate de l'excavation et ne se propagent pas en profondeur vers le massif sain confirme l'efficacité du soutènement primaire. La forme en "entonnoir" des isolignes de déplacement traduit une détente progressive du versant, caractéristique des grands déblais frontaux, confirmant que l'interaction sol-structure est bien gérée par le modèle.

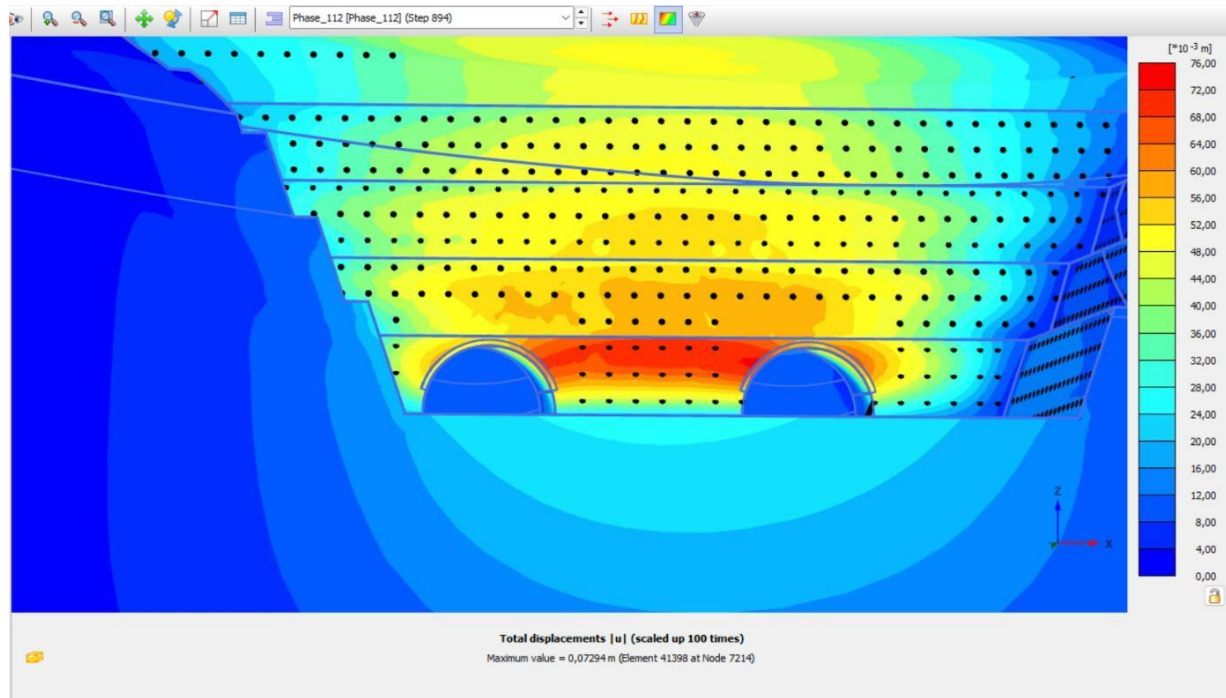
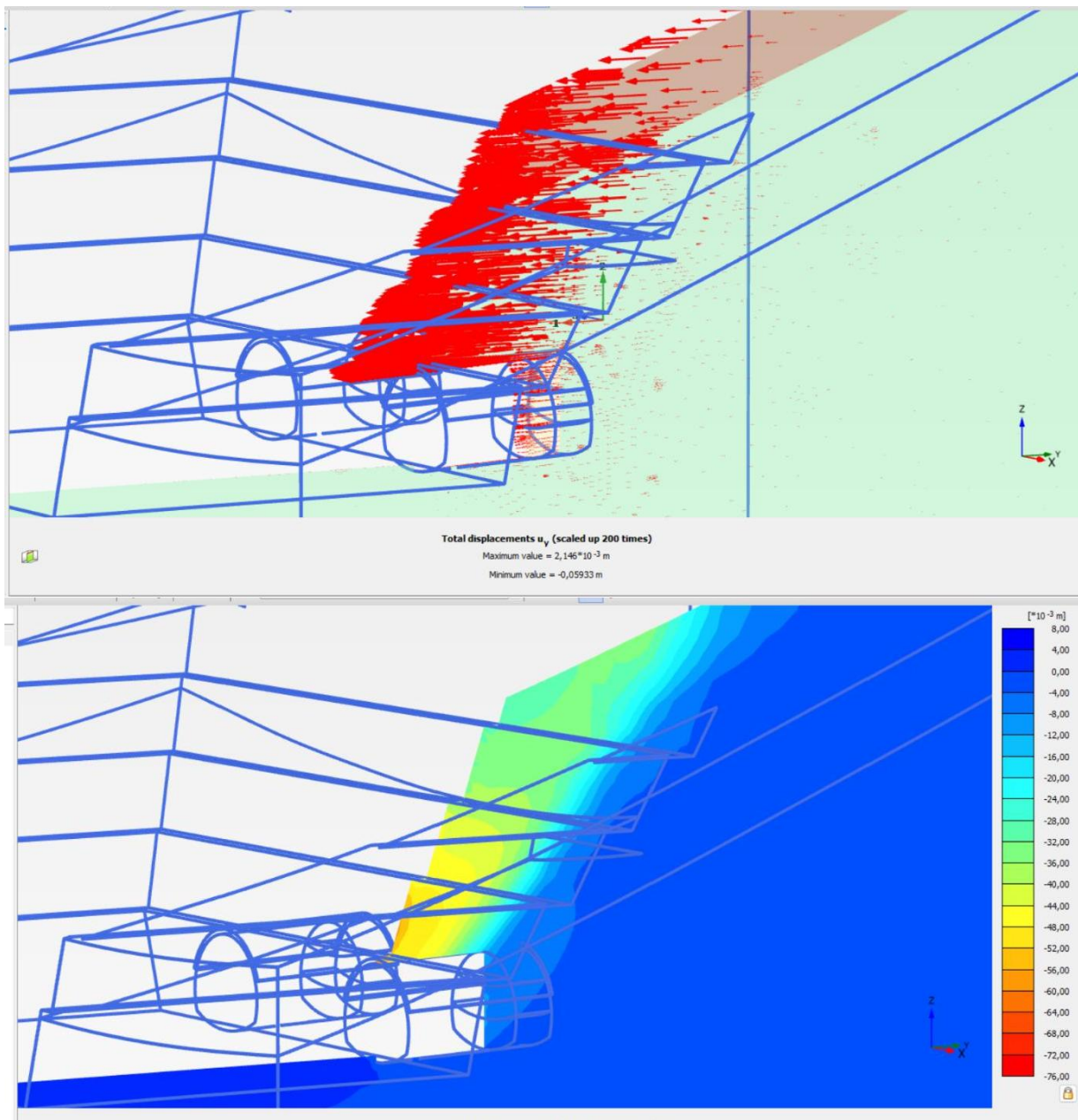


Figure VI.93 : Déplacements totaux du massif après excavation total du tunnel

Déplacements horizontaux u_y Max = +2,15 mm / Min = -59,33 mm

- Le massif se déplace horizontalement vers l'intérieur des galeries. Le maximum de -59,33 mm se localise au front d'excavation actif, avant fermeture de l'anneau sur la travée courante. C'est la zone la plus vulnérable du cycle d'excavation : le massif frontal n'est pas encore confiné et converge librement. Dès que le béton projeté est appliqué et que l'anneau est fermé, ce mouvement est bloqué et les déplacements résiduels restent sous 8 mm en zone courante., comportement cohérent avec les paramètres retenus ($c = 37$ kPa, $\phi = 30^\circ$, GSI = 18).



Figures VI.94 : Déplacements selon y après excavation total du tunnel

Déplacements verticaux u_z Max = +26,17 mm / Min = -38,80 mm

Deux mécanismes antagonistes se développent simultanément et sollicitent l'anneau en sens opposés.

- Le tassement de -38,80 mm se développe à l'aplomb des radiers et sous les voûtes. Il traduit la convergence gravitaire du massif vers le vide créé par l'excavation : le poids des terres sus-jacentes s'exerce directement sur la coque en béton projeté dès que le soutènement est posé. Ce tassement est inévitable dans un massif de faible raideur ($E = 1$ GPa), mais son amplitude reste admissible pour un GSI 18.

- Le soulèvement de +26,17 mm apparaît au droit du talus frontal et de la zone de décompression au-dessus des voûtes. Il résulte du relâchement des contraintes de confinement horizontal lors de l'avancement : en supprimant la butée frontale, l'excavation libère l'énergie stockée dans le massif qui se traduit par un déplacement vertical ascendant.
- Interprétation pour la stabilité : L'opposition entre ces deux zones (tassement du radier vs soulèvement des terres au-dessus) confirme la sollicitation intense de l'anneau de soutènement. La fermeture rapide de l'anneau (bouclage avec le radier) est précisément ce qui permet de contenir ces mouvements différentiels et de garantir que les déformations restent dans le domaine élasto-plastique admissible pour votre massif classé GSI 18.

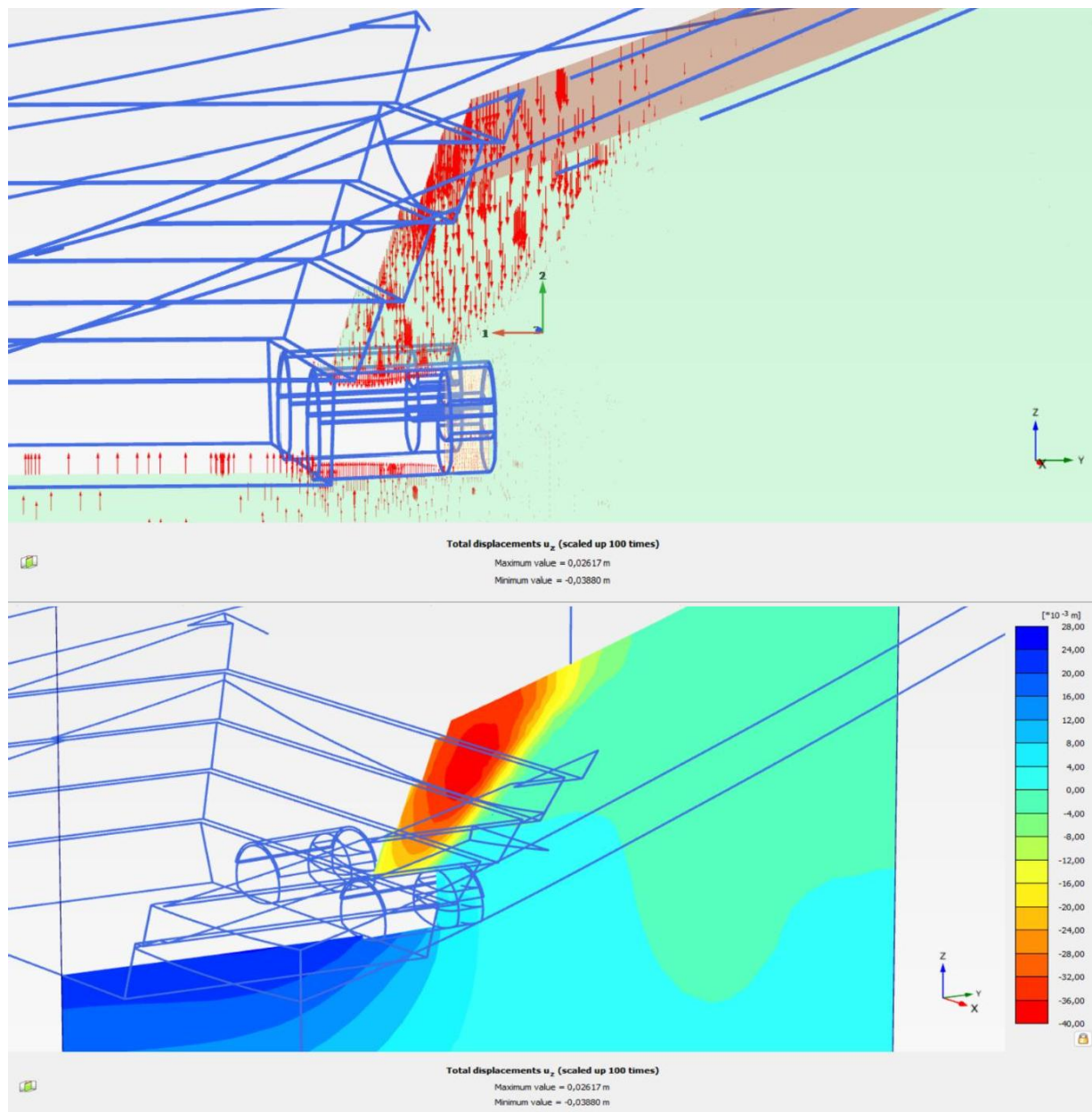


Figure VI.95 : Déplacements selon z après excavation total du tunnel

- **Efforts normaux : La mise en charge de l'anneau (N1 et N2)**

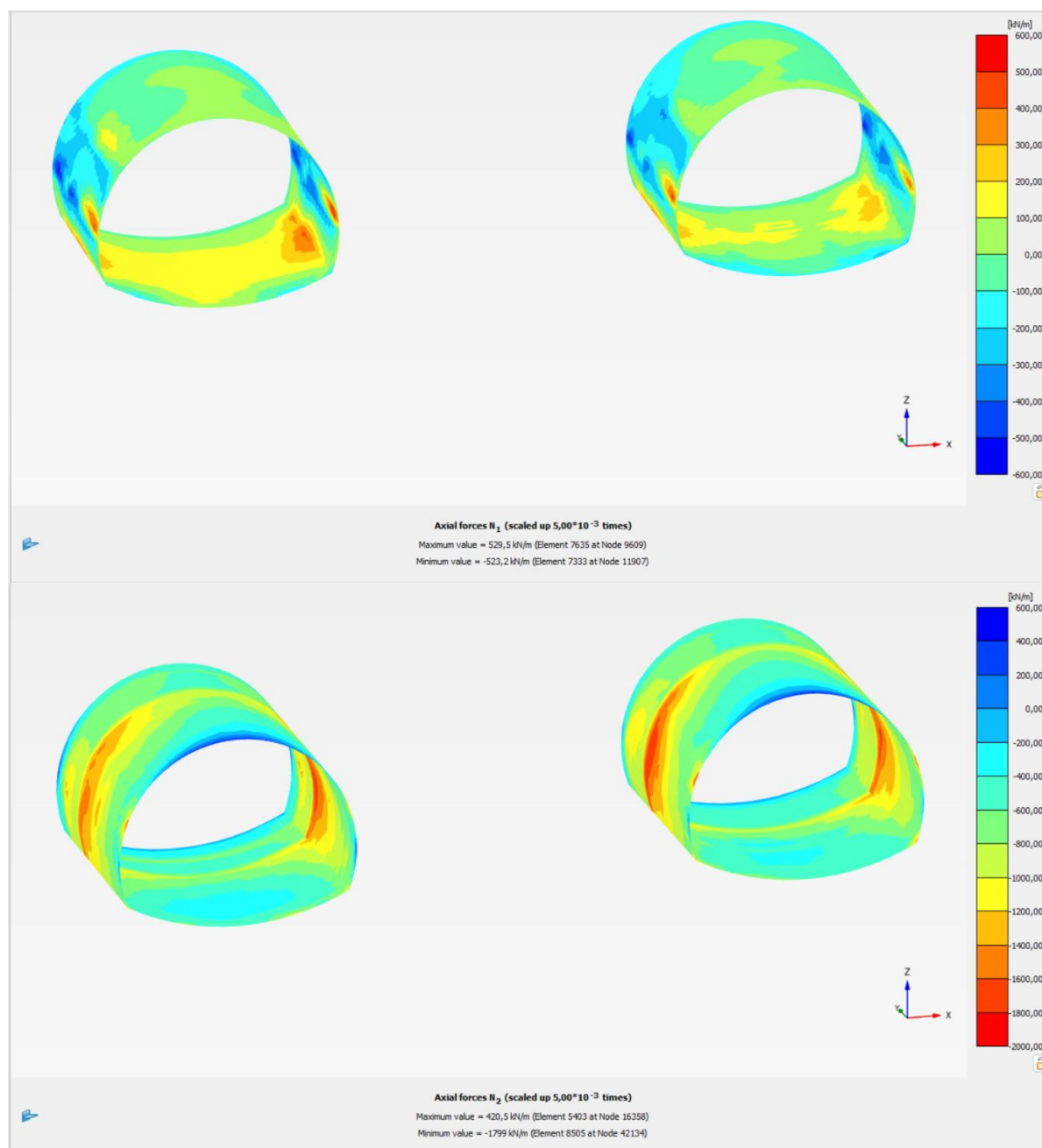
Le rôle primaire du soutènement fermé est de travailler en compression pour s'opposer à la pression du terrain.

N_2 (compression annulaire) : Max = +420,5 kN/m / Min = -1 799 kN/m

N_2 est l'effort structurellement dominant. La carte montre une compression quasi-uniforme sur toute la circonférence des deux tubes, avec un minimum de -1 799 kN/m concentré aux reins de la voûte et aux pieds de cintres précisément là où la pression du terrain est maximale et où la courbure de l'anneau génère le plus de poussée centripète. Cette valeur traduit le fonctionnement voulu de l'anneau fermé : la charge du massif est convertie en compression annulaire que le béton projeté et les cintres HEB 220 reprennent par effet voûte. La mince bande en bleu cyan visible à la clé de voûte (+420 kN/m, légère traction) résulte de l'ovalisation de la section sous charge asymétrique elle est modérée et maîtrisable par le treillis soudé.

N_1 (effort transversal) : Max = +529,5 kN/m / Min = -523,2 kN/m

N_1 traduit les réajustements locaux liés à la tendance à l'ovalisation de la section dans sa direction horizontale. L'amplitude quasi-symétrique (± 523 kN/m) confirme une sollicitation bidirectionnelle équilibrée. Les zones en traction modérée, visibles en vert-jaune aux reins, nécessitent un ferrailage continu par treillis pour éviter la fissuration du béton sous traction directe. Ces valeurs restent bien inférieures à la compression annulaire N_2 et ne gouvernent pas le dimensionnement de la section.



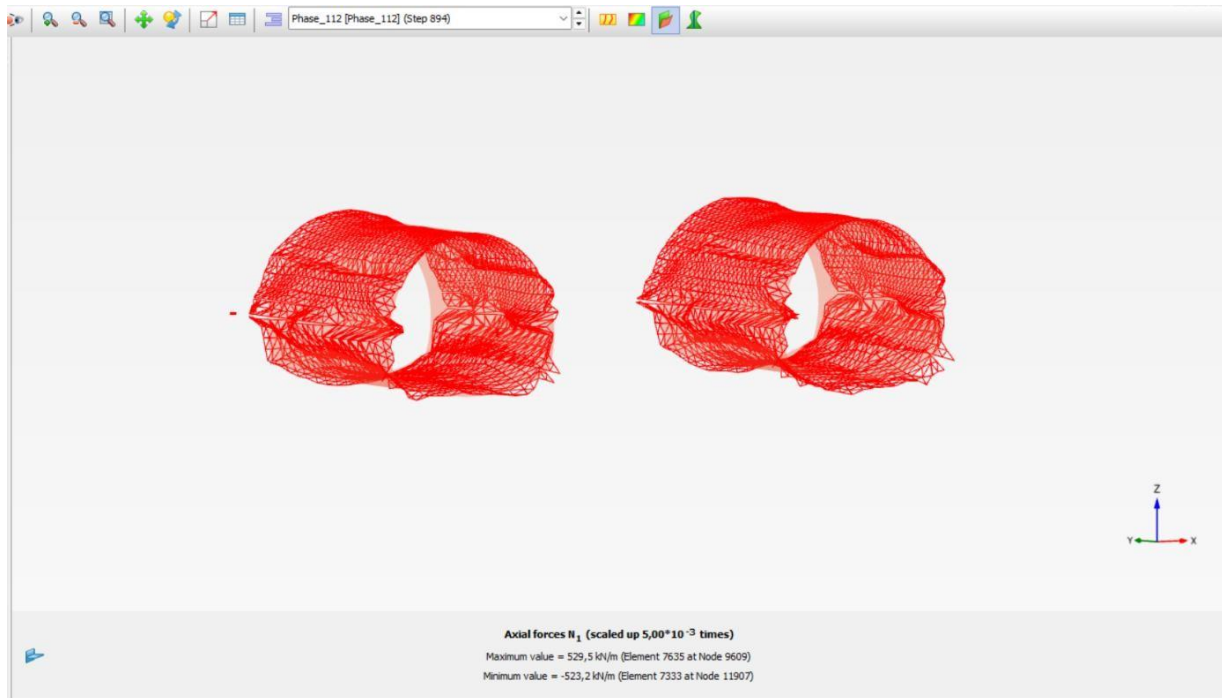


Figure VI.96: Forces axiales N_1 et N_2 sur le soutènement du tunnel

- **Moments fléchissants : La déformation de la coque (M_{11} et M_{22})**

Bien que la structure travaille principalement en compression, la pression MPa exercée par l'environnant n'est pas uniforme, ce qui engendre de la flexion.

$$M_{11} : \text{Max} = +67,06 \text{ KN.m/m} / \text{Min} = -44,49 \text{ KN.m/m}$$

Le diagramme en fil de fer montre clairement que M_{11} se développe principalement au radier et à la base des piédroits. Le maximum de $+67,06 \text{ Kn.m/m}$ au radier est la conséquence directe du soulèvement du terrain sous les galeries : le fond pousse vers le haut pendant que les piédroits maintiennent les appuis, créant une flexion positive au centre du radier exactement comme une poutre encastree chargée en son milieu. La valeur négative de $-44,49 \text{ kN/m}$ aux jonctions radier-piédroits traduit l'encastrement partiel de cette liaison. Cette composante est structurellement importante car elle sollicite la fibre intérieure du radier en traction zone sans couverture de terrain donc particulièrement exposée à la fissuration.

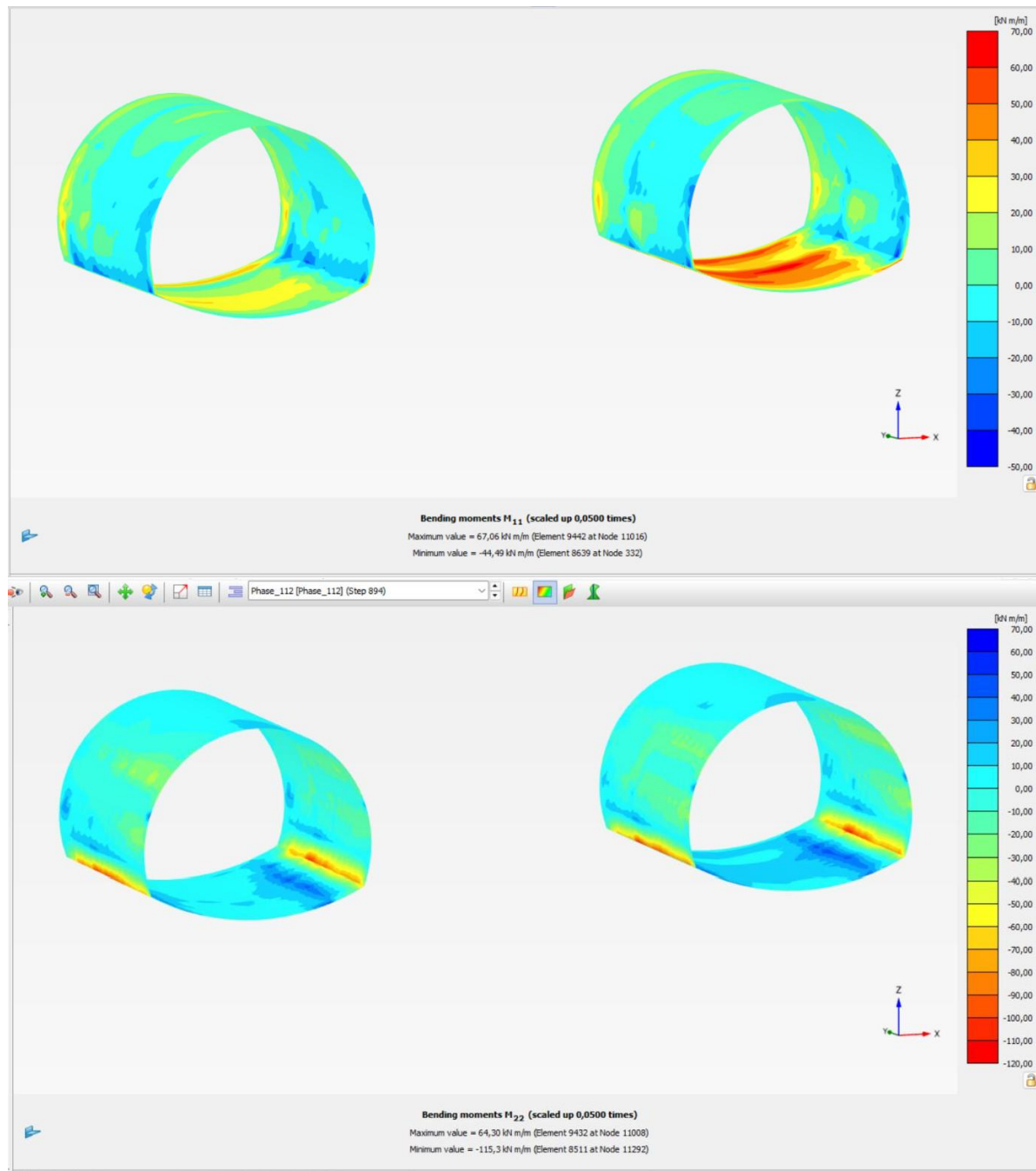
$$M_{22} : \text{Max} = +64,30 \text{ KN.m/m} / \text{Min} = -115,3 \text{ KN.m/m}$$

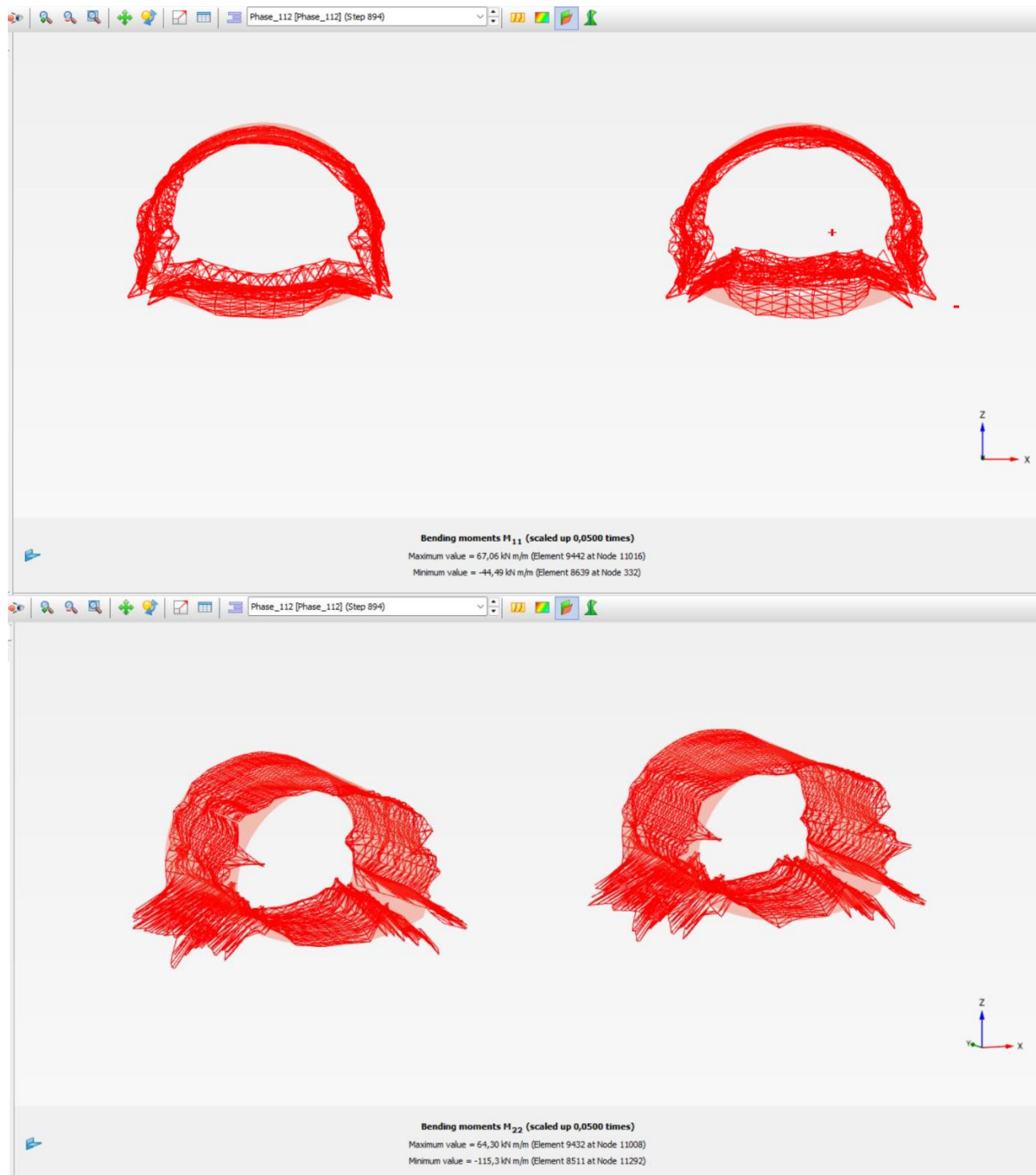
M_{22} est le moment fléchissant le plus critique de la section tunnel. Le minimum de $-115,3 \text{ Kn.m/m}$ se concentre aux pieds de voûte et aux reins des piédroits, là où la poussée latérale du massif est maximale et où la section passe d'une courbure convexe à une zone quasi-droite. Le diagramme en fil de fer confirme cette localisation : les épis les plus longs pointent précisément aux pieds de cintres, signe que la flexion y est dominante. Combiné à la compression annulaire $N_2 = -1\,799 \text{ KN/m}$, ce moment génère une flexion composée qui

constitue le cas de charge dimensionnant pour la vérification de la section mixte béton projeté + HEB 220 à l'ELU.

M_{12} (torsion) : Max = +18,43 KN.m/m / Min = -20,80 KN.m/m

La carte en contours montre un champ de torsion diffus et de faible amplitude sur l'ensemble de la surface des deux tubes. Les valeurs restent inférieures à 21 KN·m/m facteur 5 sous M_{22} et sont la conséquence de l'avancement séquentiel en demi-section qui crée une dissymétrie transitoire de chargement entre la calotte et le stross. Cet effort est secondaire et ne gouverne pas le ferrailage principal.





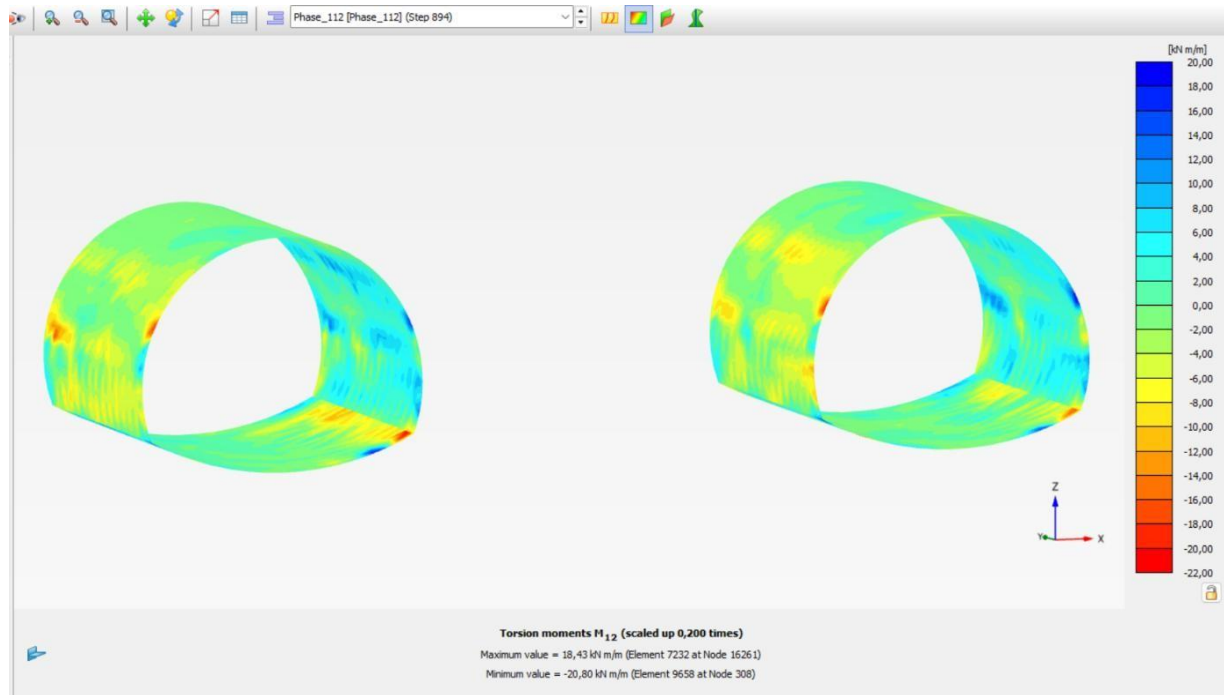


Figure VI.97: Moments fléchissants M_{11} et M_{22} M_{12} sur le soutènement de la calotte

- L'examen des efforts tranchants (Q_{12} , Q_{13} , Q_{23})

Q_{12} : Max = +862,3 kN/m / Min = -966,7 kN/m

C'est la composante de cisaillement la plus importante. La carte montre une distribution fortement dissymétrique entre la face amont (orange-rouge, valeurs positives élevées) et la face aval (bleue, valeurs négatives) des deux tubes. Cette dissymétrie est directement liée à l'avancement séquentiel : la travée en cours de creusement reçoit une charge frontale asymétrique qui génère un cisaillement important dans le plan de la section. Les valeurs proches de ± 966 kN/m aux pieds droits résultent du transfert de la réaction verticale de la voûte vers le radier à travers une section de hauteur limitée.

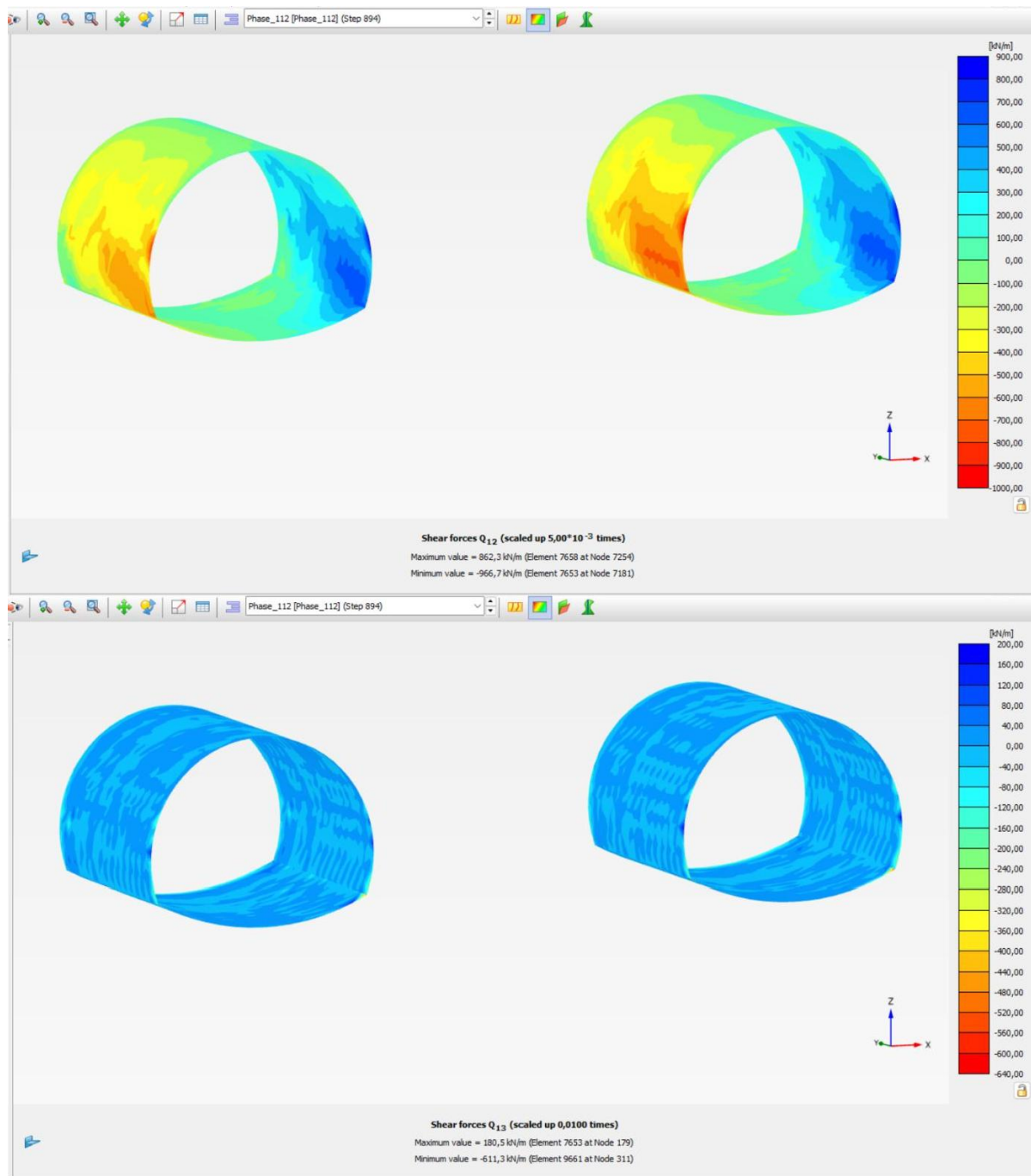
Q_{13} : Max = +180,5 kN/m / Min = -611,3 kN/m

La carte est remarquablement uniforme quasi-entièrement bleue cyan entre 0 et -160 kN/m sur toute la circonférence. Seuls deux points isolés atteignent -611 kN/m aux pieds de cintres, là où le cintre repose provisoirement sur le terrain non encore excavé en attente du stross. C'est à cet appui temporaire que se concentre l'intégralité de la réaction verticale du cintre chargé. Cette singularité disparaîtra dès la fermeture complète de l'anneau avec le radier définitif.

Q_{23} : Max = +703,4 kN/m / Min = -697,8 kN/m

La distribution est symétrique et concentrée en une bande étroite à la base des deux voûtes, visible en rouge-jaune sur la figure. Cette localisation précise correspond au joint de reprise entre la calotte et le stross zone de discontinuité géométrique où le cisaillement vertical entre

les deux phases d'excavation est maximal. La valeur de ± 700 kN/m est cohérente avec le poids de la demi-voûte chargée avant fermeture de l'anneau inférieur, et confirme que le dimensionnement de la connexion calotte-stross est critique pour la stabilité transitoire de l'excavation.



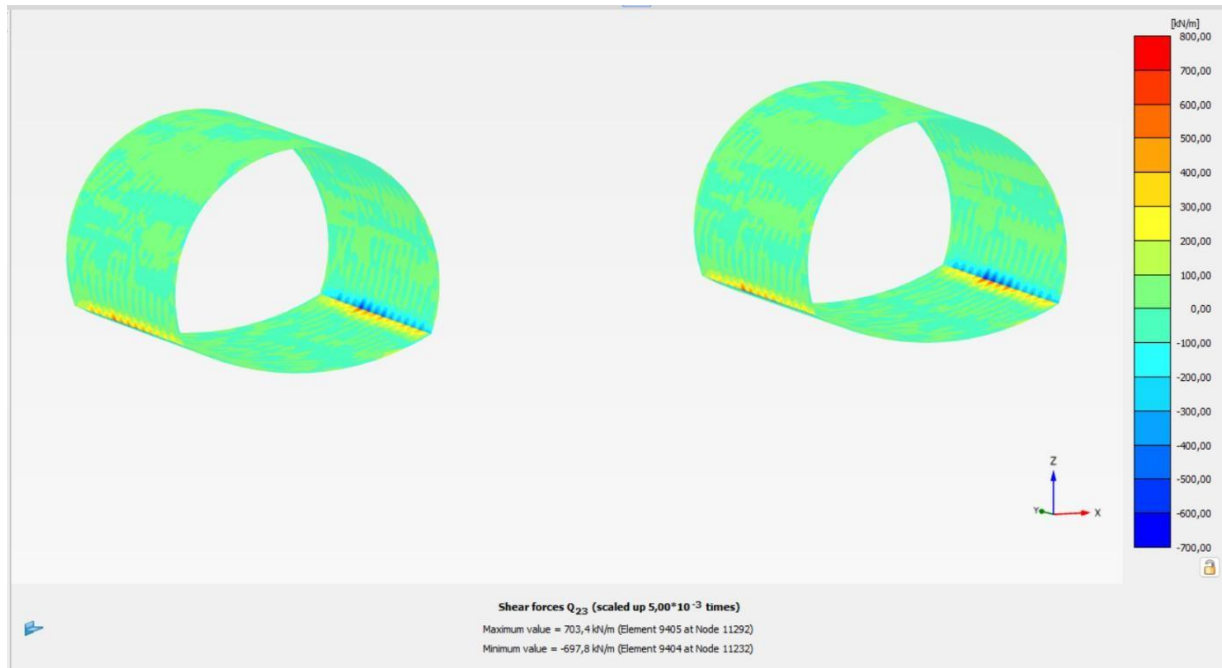
Figures VI.98: Efforts tranchants Q_{12} et Q_{13} Q_{23} sur le soutènement de la calotte

Tableau VI.42 : Récapitulatif des efforts dans le soutènement - Phase Excavation Totale (Phase_112, Step 943)

Composante	Valeur max (traction/+)	Valeur min (comp./-)
N_1 (transversal)	+529,5 KN/m	-523,2 KN/m
N_2 (annulaire)	+420,5 KN/m	-1 799 KN/m
M_{11} (radier)	+67,06 KN·m/m	-44,49 KN·m/m
M_{22} (piédroits)	+64,30 KN·m/m	-115,3 KN·m/m
M_{12} (torsion)	+18,43 KN·m/m	-20,80 KN·m/m
Q_{12} (principal)	+862,3 KN/m	-966,7 KN/m

Q_{13} (secondaire)	+180,5 KN/m	-611,3 KN/m
Q_{23} (vertical)	+703,4 KN/m	-697,8 KN/m

CHAPITRES VII : VÉRIFICATION STRUCTURELLE DES SOUTÈNEMENTS

VII.1 VÉRIFICATION STRUCTURELLE ET GÉOTECHNIQUE DES TIRANTS D'ANCRAGE

VII.1.1 Paramètres et données d'entrée

Tableau VII.43: Paramètres et données d'entrée

Donnée d'Entrée	Valeur	Unité
Effort sollicitant maximum (Fk)	500	KN
Type d'armature retenu	6 Torons T15	-
Section unitaire d'un toron T15	834	mm ²
Section totale de l'armature d'acier (As)	834	mm ²
Limite de rupture spécifiée (fp;k)	1860	MPa
Limite élastique spécifiée (ft;k)	1670	MPa
Frottement unitaire limite de calcul (Tskin;d)	85	kN/m
Module de Young de l'acier (E)	200 000	MPa

L'Effort Sollicitant Axial (La Demande Plaxis)

L'effort axial agissant de calcul à l'État Limite Ultime (ELU) est établi selon la combinaison réglementaire de l'Approche 2 de l'Eurocode 7 :

$$Ed = \gamma_{ser} \cdot Fk$$

Dans le cadre de cette note, la valeur maximale extraite directement de Plaxis ne intègre pas ces pondérations ($\gamma_{ser} = 1,35$) : $Ed = 675 \text{ KN}$

VII.1.2 vérifications structurelles

La capacité de charge structurale ultime de calcul de l'armature en acier est régie par l'équation suivante :

$$R_{t;d} = (f_{p;k} \cdot A_s) / \gamma_s$$

Le critère de validation structural impose la vérification de l'inéquation :

$$E_d \leq R_{t;d} / \gamma_{rd, str}$$

Application Numérique :

$$A_s = 834 \text{ mm}^2$$

$$f_{p;k} = 1860 \text{ MPa} = 1\,860\,000 \text{ kPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_{rd, str} = 1,05$$

$$R_{(t;d)} = (1860 \times 0,6 \times 834) / 1,15 \times 10^{-3} = 809 \text{ kN}$$

$$R_{t;d} / \gamma_{rd, str} = 809 / 1,05 = 770,47 \text{ kN}$$

Vérification : $675 \text{ kN} \leq 770,47 \text{ kN} \rightarrow \text{CONDITION STRUCTURALE VALIDÉE (OK)}$

VII.1.3. Dimensionnement géotechnique du bulbe

La capacité théorique de reprise du sol par mobilisation du frottement latéral est donnée par l'équation :

$$R_s = \pi \times 0,17 \times 1,1 \times 150 \times 12 = 1056 \text{ kN}$$

$$T_{skin} = R_s / 12 = 88 \text{ kN / m}$$

Selon les prescriptions impératives de la norme TA2020, les calculs de l'Étape 2 constituent un pré-dimensionnement. L'équation de calcul de la résistance est :

$$R_d = R_k / \gamma_{a;ELU} \text{ avec } R_k = R_s / \gamma_{rd} = 88 / 1,4 = 62,85 \text{ kN/m}$$

L'inéquation finale d'équilibre à l'ELU, sachant que le facteur de modèle géotechnique sur essais réels vaut $\gamma_{Rd;GEO} = 1,0$, impose :

En appliquant les coefficients normatifs ($\gamma_{a;ELU} = 1,10$; $\gamma_{Rd;GEO} = 1,0$) :

- $(R_d = R_k / \gamma_a = 62,85 / 1,1 = 57 \text{ kN/m})$
- $E_d / 12 = 56 \text{ kN / m}$
- $E_d / 12 \leq R_d / \gamma_{rd;geo}$ vérifié

VII.1.4. Sécurité lors de la mise en tension (Essai et Vérin)

Afin de garantir que l'armature d'acier ne subisse aucune détérioration ou déformation plastique permanente sous l'action du vérin lors de l'essai, la force appliquée doit respecter l'inéquation :

$$P_e \leq R_{\max}$$

L'équation de définition du plafond absolu $R_{\max}$ est définie par la norme TA2020 :

$$R_{\max} = A_s \times \text{MIN} (0,95 \times f_{p;k} ; 0,80 \times f_{t;k})$$

$$0,95 \times 0,6 \times 1860 = 1060 \text{ MPa}$$

$$0,80 \times 1760 = 1336 \text{ MPa}$$

$$R_{\max} = 834 \times 1060 / 1000 = 884 \text{ kN}$$

. L'ESSAI EST PARFAITEMENT SÉCURISÉ (OK).

VII.1.5. Synthèse des vérifications réglementaires

Tableau VII.44 : RÉCAPITULATIF DES VÉRIFICATIONS RÉGLEMENTAIRES

Type de Vérification	Equation / Condition	Valeur Limite	Valeur Projet	Statut / Décision
Structurelle (Acier)	$E_d \leq R_{t;d}$	770,47 KN	675 KN	CONFORME (OK)
Validation sur Site	$(R_d / \gamma_{rd;geo} \geq E_d \cdot$	57 KN	56,25 KN	OK
Sécurité du Vérin	$P_e \leq R_{\max}$	884 KN	150 KN	SÉCURISÉ (OK)

VII.2 Application numérique au soutènement provisoire : Méthode de la section équivalente

Lors de la modélisation numérique de l'interaction terrain-soutènement sous PLAXIS 3D, la représentation explicite et géométrique de la coque en béton projeté et des cintres métalliques engendrerait une complexité excessive du maillage tridimensionnel et rendrait l'analyse du transfert des efforts particulièrement ardue. Pour contourner cette difficulté, la méthode retenue s'appuie sur l'approche de la « section équivalente » (equivalent section approach)

formellement décrite par Carranza-Torres et Diederichs (2009). Cette technique structurale permet de modéliser le soutènement composite provisoire sous la forme d'un anneau continu et homogénéisé, doté de propriétés mécaniques globales équivalentes.

Toutefois, pour vérifier la capacité portante et la résistance structurale de chaque composant de manière isolée, il est impératif de décomposer les sollicitations globales (l'effort normal N , le moment fléchissant M et l'effort tranchant Q) induites par le terrain et calculées par le logiciel sur cette section fictive.

Conformément à la méthodologie de Carranza-Torres, cette décomposition analytique est réalisée en appliquant la théorie des coques minces (thin shell formulation). Selon cette approche, la répartition des efforts internes obéit au principe de compatibilité des déplacements : les moments et les cisaillements se distribuent aux différents matériaux proportionnellement à leur coefficient de flexibilité (K), tandis que l'effort normal se répartit au prorata de leur coefficient de compressibilité axiale (D).

VII.2.1 Hypothèse De Calcul :

L'ensemble des calculs de dimensionnement présentés ci-après est ramené à une bande de soutènement de référence d'un mètre de largeur ($b = 1$ m), ce qui correspond à l'espacement longitudinal des profilés métalliques retenu pour cet ouvrage ($n = 1$).

VII.2.2 Calcul des rigidités et coefficients de répartition

Sur la base des caractéristiques mécaniques et géométriques du projet, les rigidités de chaque composant se définissent comme suit :

VII.2.2.1 Béton projeté (Classe C20/25)

L'épaisseur considérée est de 30 cm (0,30 m), garantissant un enrobage optimal des cintres.

- Module de déformation : $E_2 = 20\,000$ MPa
- Section transversale : $A_2 = 0,30 \times 1,00 = 0,30$ m²
- Moment d'inertie : $I_2 = (1,00 \times 0,30^3) / 12 = 0,00225$ m⁴

Les coefficients de compressibilité axiale (D_2) et de flexibilité (K_2) du béton sont donc :

$$D_2 = E_2 \cdot A_2 = 20\,000 \times 10^3 \times 0,30 = 6\,000\,000 \text{ kN/ml}$$

$$K_2 = E_2 \cdot I_2 = 20\,000 \times 10^3 \times 0,00225 = 45\,000 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{ml}$$

VII.2.2.2 Cintre métallique (HEB 220, Acier S235)

L'utilisation d'un cintre lourd HEB 220 apporte une inertie massive au soutènement.

- Module d'élasticité : $E1 = 210\,000\text{ MPa}$
- Section d'acier : $A1 = 91,0\text{ cm}^2 = 0,0091\text{ m}^2$
- Moment d'inertie (axe fort) : $I1 = 8\,091\text{ cm}^4 = 0,00008091\text{ m}^4$

Les coefficients de compressibilité axiale (D1) et de flexibilité (K1) de l'acier sont :

$$D1 = E1 \cdot A1 = 210\,000 \times 10^3 \times 0,0091\text{ m}^2 = 1\,911\,000\text{ kN/ml}$$

$$K1 = E1 \cdot I1 = 210\,000 \times 10^3 \times 0,00008091\text{ m}^4 = 16\,991\text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{ml}$$

VII.2.2.3 Rigidités totales de la section composite

Par superposition, les caractéristiques totales du soutènement s'écrivent :

$$D_{\text{tot}} = D1 + D2 = 1\,911\,000 + 6\,000\,000 = 7\,911\,000\text{ kN/ml}$$

$$K_{\text{tot}} = K1 + K2 = 16\,991 + 45\,000 = 61\,991\text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{ml}$$

VI.2.2.4 Synthèse des répartitions pour la vérification structurelle

En appliquant les lois de distribution de la méthode de la section équivalente (formulation des coques minces), nous obtenons les pourcentages exacts de reprise des efforts.

Répartition de l'Effort Normal (N) : distribué au prorata de la compressibilité axiale (D).

- Cintre métallique ($pN1$) = $1\,911\,000 / 7\,911\,000 = 24,16\%$
- Béton projeté ($pN2$) = $6\,000\,000 / 7\,911\,000 = 75,84\%$

Répartition du Moment Fléchissant (M) et Effort Tranchant (Q) : distribués au prorata de la rigidité flexionnelle (K).

- Cintre métallique ($pM1, pQ1$) = $16\,991 / 61\,991 = 27,41\%$
- Béton projeté ($pM2, pQ2$) = $45\,000 / 61\,991 = 72,59\%$

Les efforts extraits du modèle PLAXIS 3D sont multipliés par ces coefficients pondérateurs afin d'évaluer les contraintes réelles agissant sur chaque matériau. Le tableau récapitulatif ci-dessous synthétise les lois de transfert intégrées dans les feuilles de calcul :

Tableau VII.45: Les effort agissant sur chaque soutènement

Sollicitation Globale (Plaxis 3D)	Cintre Métallique (HEB 220)	Béton Projeté (30 cm)
Effort Normal (N_{tot})	$N_1 = N_{tot} \times 24,16 \%$	$N_2 = N_{tot} \times 75,84 \%$
Moment Fléchissant (M_{tot})	$M_1 = M_{tot} \times 27,41 \%$	$M_2 = M_{tot} \times 72,59 \%$
Effort Tranchant (Q_{tot})	$Q_1 = Q_{tot} \times 27,41 \%$	$Q_2 = Q_{tot} \times 72,59 \%$

VII.3 Extraction et la division des efforts internes sur le cintre et béton projeté

Une fois le calcul d'interaction sol-structure achevé sous PLAXIS 3D, les sollicitations s'exerçant sur la section équivalente du soutènement sont extraites (via le module Output du logiciel) pour chaque phase critique de l'excavation. Les résultats bruts se présentent initialement sous forme d'enveloppes d'efforts globaux.

Les données extraites comportent un très grand nombre de points de calcul. Pour le dimensionnement, la démarche consiste d'abord à isoler les nœuds ou les éléments de plaque présentant les combinaisons d'efforts les plus défavorables.

Une fois ces valeurs critiques identifiées, elles ne sont pas appliquées directement au dimensionnement. Conformément à la méthode de la section équivalente de Carranza-Torres, ces résultats bruts ont été exportés et traités dans un tableur Excel spécialement paramétré pour cette étude. Ce fichier Excel nous a permis d'appliquer automatiquement les coefficients de répartition théoriques afin de diviser et d'affecter la part exacte des efforts encaissée par les cintres métalliques et celle reprise par la coque en béton projeté.

Enfin, l'élaboration de ce tableur a servi de passerelle informatique : il a permis de structurer les données d'efforts non pondérées sous un format compatible, facilitant ainsi leur importation directe et automatisée vers le logiciel de calcul de structure (FIN EC 2020) pour procéder à la vérification normative individuelle de chaque composant.

VII.4 Vérification structurelle du soutènement (Logiciel FIN EC 2020)

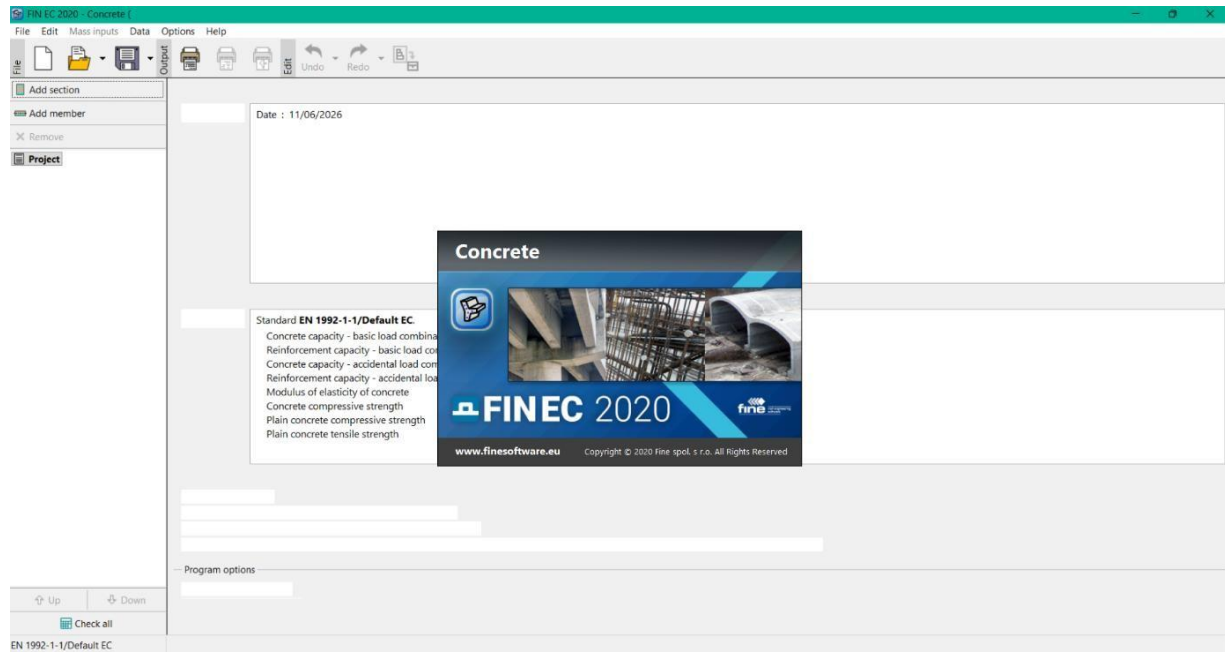
Pour statuer sur la stabilité du soutènement provisoire, la capacité portante des éléments structurels est analysée à l'aide de la suite logicielle FIN EC 2020. Ce programme permet de réaliser des vérifications rigoureuses conformément aux normes européennes (Eurocodes). L'analyse est scindée en deux modules distincts.

VII.4.1 Vérification de la coque en béton projeté

FIN EC 2020 Concrète Eurocode 2 (EN 1992-1-1)

VII.4.1.1 Modélisation de la section et introduction des charges

La modélisation dans le logiciel FIN EC 2020 consiste à définir les paramètres géométriques et matériels de la section étudiée.



Figures VII.99: Interface FIN EC 2020 CONCRETE

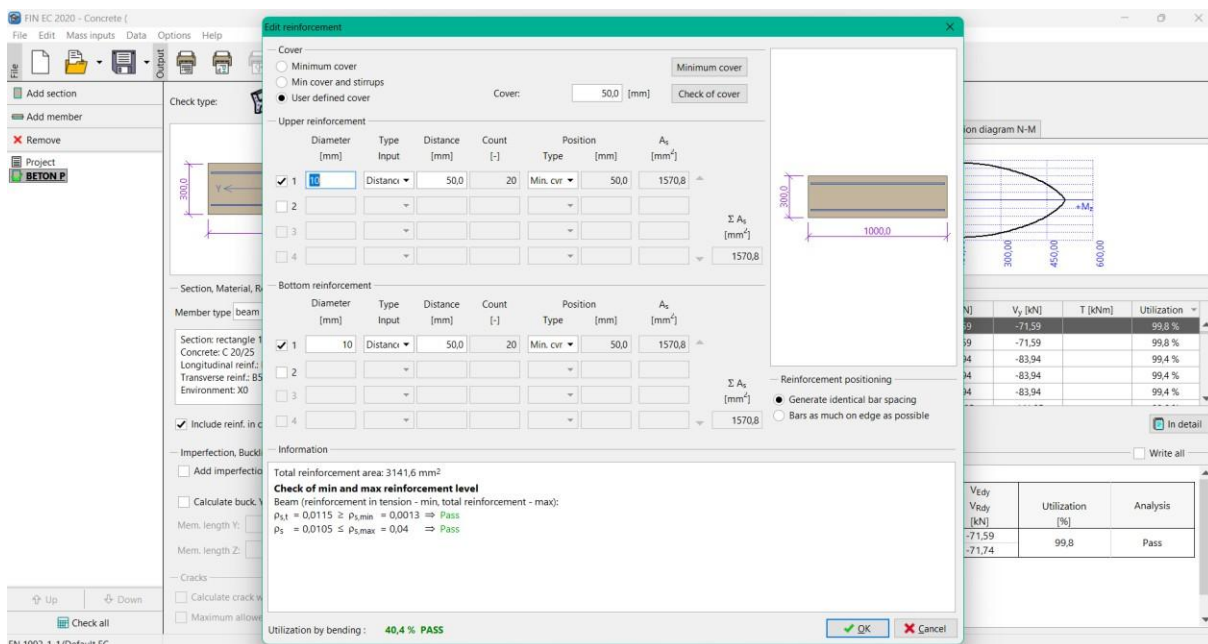
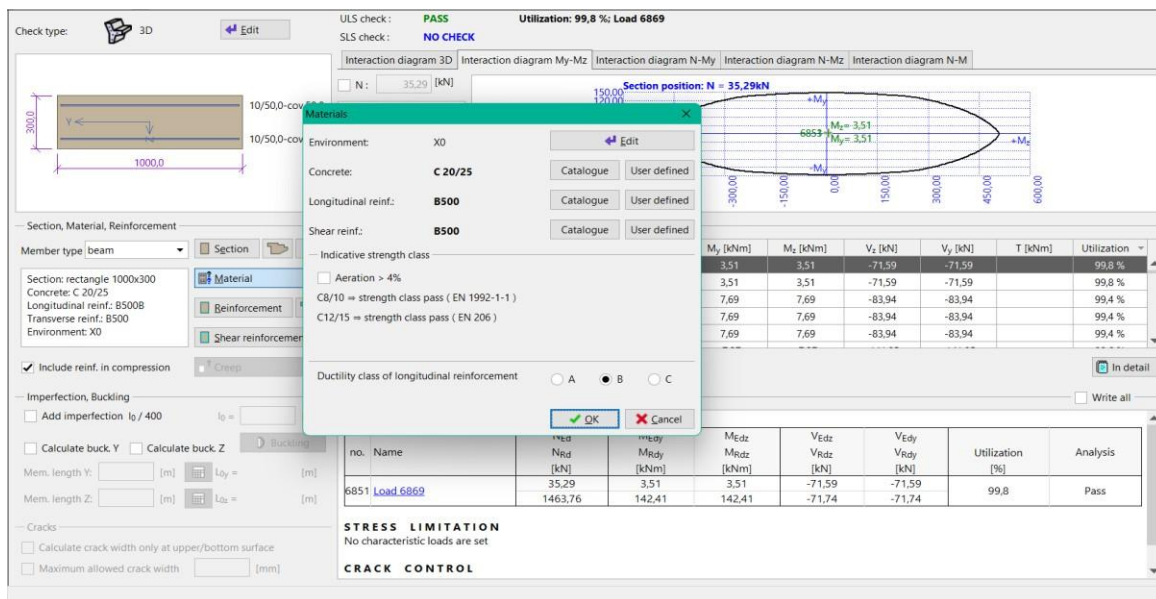
Tableau VII.46 : résume les paramètres géométriques et matériels de la section étudiée.

Paramètre	Valeur
Largeur b (1 ml de tunnel)	1 000 mm
Épaisseur h	300 mm
Enrobage (cover)	50 mm
Classe béton	C20/25
Armatures longitudinales	B500

Disposition armatures

2 nappes Ø10 mm
espacement 50 mm

Les efforts non pondérés issus de PLAXIS 3D sont introduits en tant que combinaisons de charges à l'État Limite Ultime (ULS – Basic design). Chaque nœud critique extrait de PLAXIS constitue un cas de charge (« Load ») dans le logiciel.



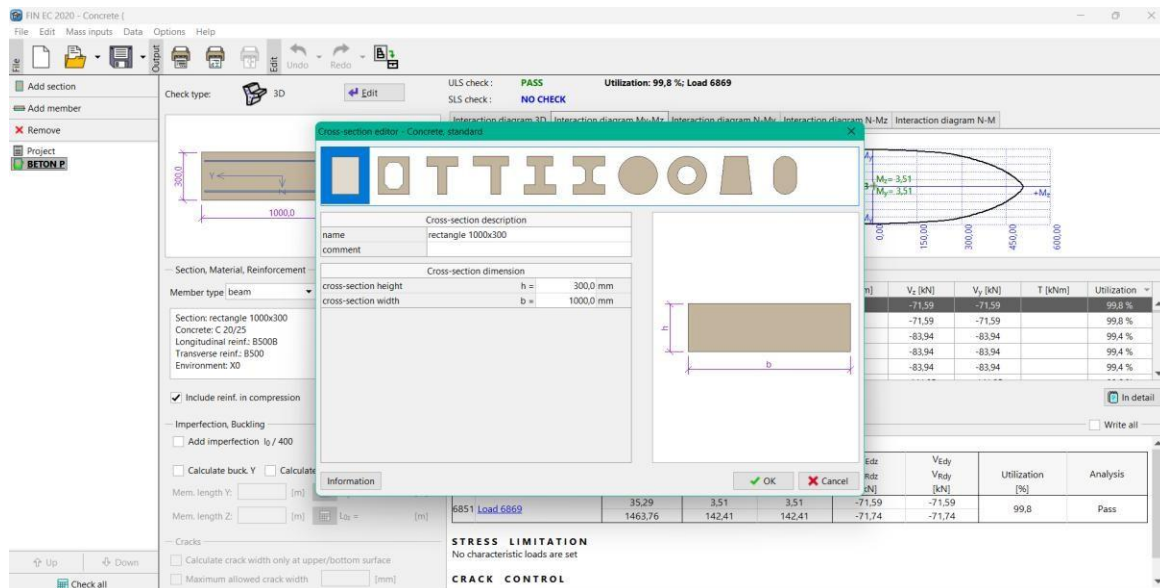


Figure VII.100: définitions de la section rectangulaire ($b \times h = 1000 \times 300$ mm) et paramètres matériels C20/25, B500

VII.4.1.2 Analyse des résultats et vérification de la capacité portante

Le logiciel contrôle la section pour l'ensemble des cas de charges importés. Le taux de travail global est déterminé par le cas de charge le plus critique.

Le cas de charge dimensionnant est le Load 6869. Il sollicite la section avec les efforts de calcul suivants :

Tableau VII.47: Récapitulatif du cas de charge le plus défavorable

Effort interne	Valeur de calcul
Effort normal NED	+35,29 kN
Moment fléchissant MED,y	3,51 kN·m
Moment fléchissant MED,z	3,51 kN·m
Effort tranchant VED,z	-71,59 kN

Effort tranchant $V_{Ed,y}$	-71,59 kN
Effort tranchant résultant V_{Ed}	101,2 kN

VI.4.1.3 Vérification Traction Flexion (Diagramme d'interaction N-M)

Le programme FIN EC génère la courbe de capacité de la section en béton armé (diagramme d'interaction). Cette courbe délimite la frontière entre le domaine de stabilité et le domaine de rupture.

- **Vérification du taux d'armature**

Taux d'armature tendue :

$$\rho_{s,t} = \frac{A_{st}}{(b_t \times d)} = \frac{1571}{(280,5 \times 526,8)} = 0,0106$$

Taux d'armature de la section :

$$\rho_s = A_s/A_c = 3142/(300 \times 10^3) = 0,0105$$

Taux d'armature minimum

$$\rho_{(s,min)} = \max(0,26 \times f_{ctm}/f_{yk}; 0,0013)$$

$$\rho_{(s,min)} = \max(0,26 \times 2,2/500; 0,0013)$$

$$\rho_{(s,min)} = \max(0,00114; 0,0013) = 0,0013$$

Tableau VII.48: : Vérification réglementaire des taux d'armatures minimale et maximale

Condition	Résultat
$\rho_{s,t} = 0,0106 \geq \rho_{s,min} = 0,0013$ (taux armature minimum)	PASS
$\rho_s = 0,0105 \leq \rho_{s,max} = 0,04$ (taux armature maximum)	PASS

- **Axe neutre et déformations aux fibres extrêmes**

Tableau VI.8 : Paramètres géométriques et déformations extrêmes de la section en béton

Paramètre	Valeur
Direction de l'axe neutre	355,70°
Hauteur de CS en compression (x)	99,1 mm
Hauteur efficace (d)	315,1 mm
Déformation minimale béton	-3,50 ‰
Déformation maximale béton	+9,72 ‰
Déformation minimale armature	-1,42 ‰
Déformation maximale armature	+7,63 ‰

$$\xi = x / d = 99,1 / 315,1 = 0,31 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow \text{PASS}$$

- **Vérification de la capacité N-M (diagramme d'interaction)**

Tableau VII.49: Vérification de la capacité portante de la section sous interaction effort normal et moments fléchissants (ELU)

Condition	Résultat
$N_{Ed} = 35,29 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 1\,463,76 \text{ KN}$	PASS
$M_{Ed,y} = 3,51 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq M_{Rd,y} = 142,41 \text{ KN}\cdot\text{m}$	PASS
$M_{Ed,z} = 3,51 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq M_{Rd,z} = 142,41 \text{ KN}\cdot\text{m}$	PASS
Taux d'utilisation Traction–Flexion	2,5 %

Le point de coordonnées (N_{Ed}, M_{Ed}) se situe très largement à l'intérieur du domaine de sécurité du diagramme d'interaction. Un taux de 2,5 % confirme que la section est massivement surdimensionnée vis-à-vis des seuls efforts normaux et fléchissants.

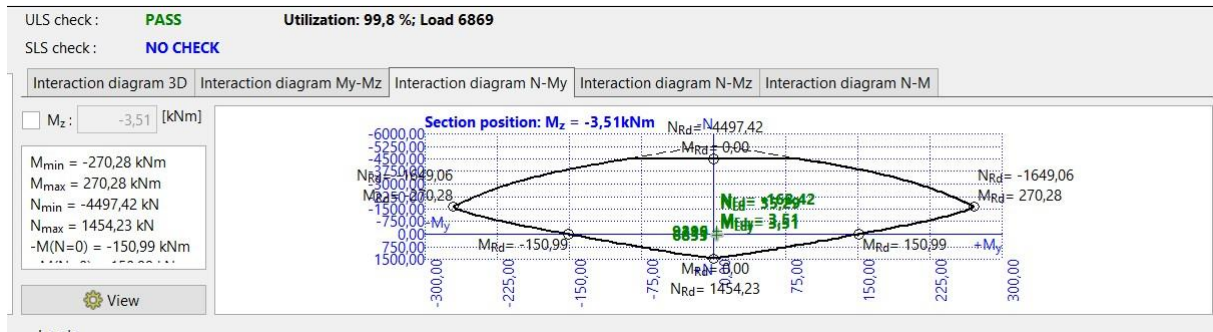


Figure VII.101: diagramme d'interaction N-M, distribution des déformations et contraintes à la section (Load 6869)

VI.4.1.4 Vérification à l'Effort Tranchant (Cisaillement) critère de vérification

Le critère de vérification pour la section de béton projeté est la résistance au cisaillement. Le logiciel applique le modèle du « substitute framework » (treillis de Mörsch) conformément à l'EN 1992-1-1.

Paramètres de calcul

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200/d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200/535,9)}; 2) = \min(1,611; 2) = 1,611$$

$$\rho_l = \min(A_{sl}/(b_w \times d); 0,02) = \min(1571/(424,3 \times 535,9); 0,02) = \min(0,00691; 0,02) = 0,00691$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,611^{1,5} \times \sqrt{20} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \min(-N_{Ed}/A_c; 0,2 \times f_{cd}) = \min(-35,29/(300 \times 10^3); 0,2 \times 13,33) = \min(-0,118; 2,667) = -0,118 \text{ MPa}$$

Résistance au cisaillement VRdc

$$V_{Rdc} = (\max(C_{Rd,c} \times k \times (r/3)(100 \times \rho_l \times f_{ck}); v_{min} + k_{1} \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$= (\max(0,12 \times 1,611 \times (r/3)(100 \times 0,00691 \times 20); 0,32) + 0,15 \times (-0,118)) \times 424,3 \times 535,9 = 101,5 \text{ KN}$$

Tableau VII.50: : Vérification de la résistance à l'effort tranchant de la section en béton (ELU)

Condition	Résultat
$V_{Ed} = 101,2 \text{ kN} \leq V_{Rdc} = 101,5 \text{ KN}$ (béton non armé aux armatures transversales)	PASS ✓
Taux d'utilisation Cisaillement	99,8 % PASS ✓

Puisque $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$, la section résiste au cisaillement extrême sans nécessiter d'armatures transversales spécifiques (étriers). Seules les « armatures prescrites » (Prescribed shear reinforcement) sont requises.

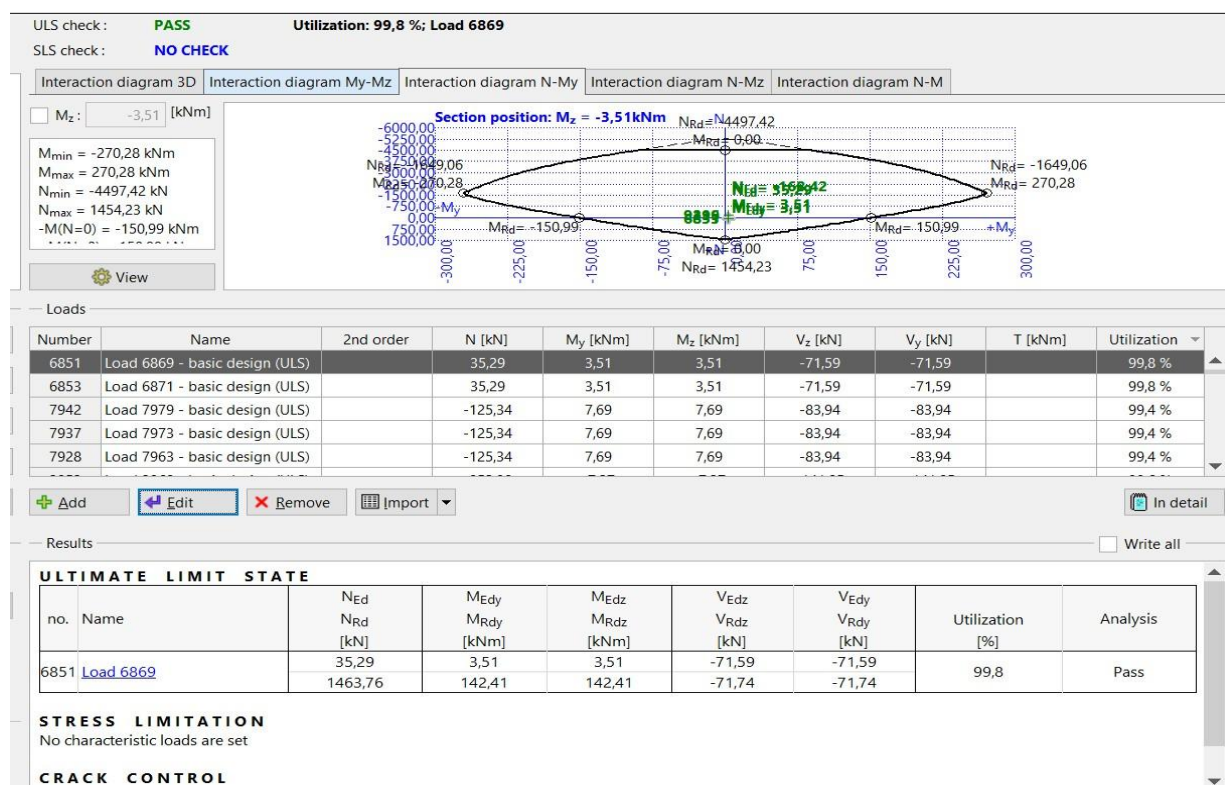


Figure VII.102: : détail de la vérification cisaillement Load 6869 formules, calcul de VRdc et statut PASS (99,8 %)

VI.4.2 Taux de travail Interprétation du logiciel

Pour chaque module, le logiciel restitue un taux de travail (Utilization ratio) exprimant le rapport entre la sollicitation agissante et la capacité résistante de la section. Un taux inférieur à 100 % signifie que la condition de résistance est satisfaite (« PASS »).

Tableau VII.51: : Récapitulatif des taux d'utilisation et statuts de vérification de la coque en béton

Vérification	Taux d'utilisation	Statut
Traction + Flexion bi-axiale (N-M)	2,5 %	PASS ✓
Cisaillement (Effort tranchant résultant)	99,8 %	PASS ✓
Torsion	—	N/A

VI.4.3 Lexique et abréviations du logiciel

Pour une interprétation correcte des notes de calcul générées par FIN EC 2020, les abréviations normatives (Eurocode 2) suivantes sont utilisées :

Tableau VII.52: Lexique des variables et symboles de calcul du logiciel FIN EC 2020

Abréviation	Signification
ULS	Ultimate Limit State État Limite Ultime (ELU) : vérification de la résistance mécanique
SLS	Serviceability Limit State – État Limite de Service (ELS) : vérification des contraintes et de la fissuration
CS	Cross-Section Section transversale étudiée
NEd, MEd, VEd	Valeurs agissantes de calcul : Effort normal, Moment fléchissant, Effort tranchant
NRd, MRd, VRdc	Valeurs résistantes de calcul : capacités maximales de la section avant rupture

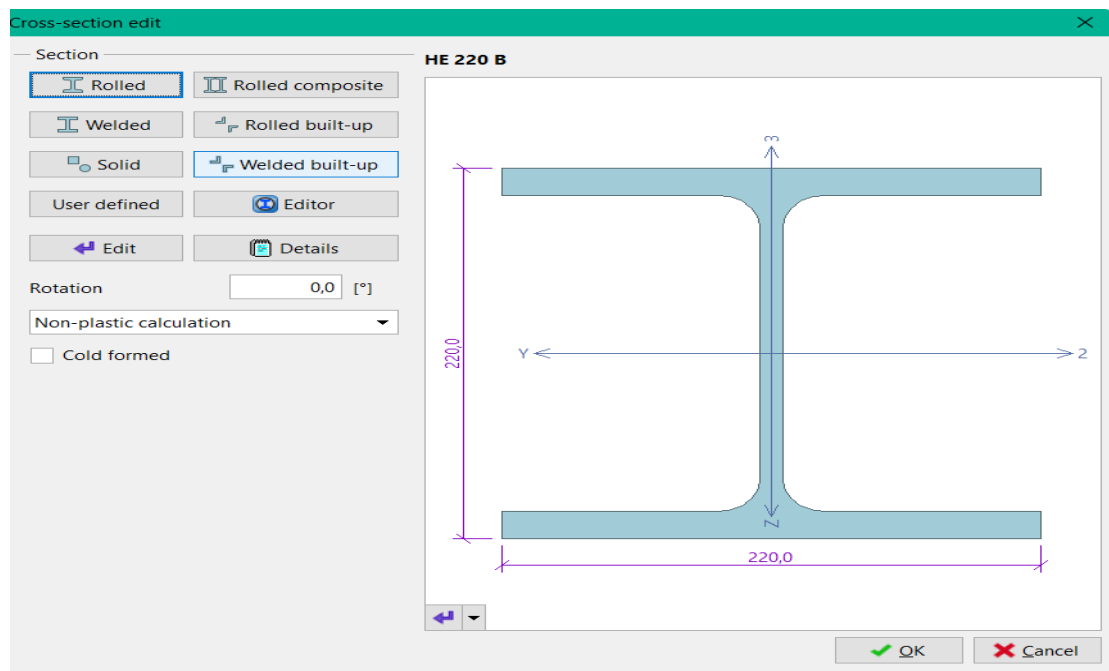
ρ_s	Taux d'armature de la section
ε / σ	Déformations (‰) et contraintes (MPa) dans le béton (σ_c) et l'acier (σ_s)

VII.5. Vérification des cintres métalliques (Module FIN EC – Steel)

La vérification de la capacité portante des cintres métalliques est réalisée à l'aide du module « Steel » du logiciel FIN EC, conformément aux prescriptions strictes de l'Eurocode 3 (EN 1993-1-1).

Tableau VII.53: Caractéristiques géométriques et mécaniques du profilé HEB 220

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Nuance de l'acier	-	(S235)	-
Limite d'élasticité	f_y	235	MPa
Hauteur totale	h	220	mm
Largeur des semelles	b	220	mm
Épaisseur de l'âme	t_w	9,5	mm
Épaisseur des semelles	t_f	16,0	mm
Aire de la section transversale	A	91,04	cm ²
Moment d'inertie (Axe fort)	I_y	8091	cm ⁴
Moment d'inertie (Axe faible)	I_z	2843	cm ⁴
Module de résistance élastique (Axe fort)	$W_{el,y}$	735,5	cm ³
Module de résistance élastique (Axe faible)	$W_{el,z}$	258,5	cm ³



Figures VII.103: Section transversal de profilé HEB 220

VII.5.1. Paramètres matériels et sollicitations agissantes (Load 3742)

Le soutènement métallique est assuré par un profilé laminé lourd de type HEB 220. Le logiciel FIN EC a identifié le cas de charge Load 3742 comme étant le plus défavorable de toute la structure.

Tableau VII.54: Synthèse des efforts internes de calcul (ULS) pour le Load 3742

Effort interne	Valeur de calcul
Effort normal N_{Ed}	-357,385 KN
Moment fléchissant $M_{Ed,y}$ (axe fort)	-31,049 KN·m
Moment fléchissant $M_{Ed,z}$ (axe faible)	+31,049 KN·m
Effort tranchant $V_{Ed,z}$	4,907 KN

Effort tranchant $V_{Ed,y}$	4,907 kN
---	----------

Figure VII.104: Sollicitations agissantes (Load 3742)

VII.5.2. Classification de la section transversale

Conformément à l'Eurocode 3, la section est classifiée pour évaluer le risque de voilement local. Le logiciel détermine que la section HEB 220 est géométriquement de Classe 1. Toutefois, la vérification est volontairement effectuée en Classe 3 (« checked as class 3 »), ce qui constitue une approche sécuritaire : les résistances sont calculées sur la base de la limite élastique (modules W_y et W_z), sans exploitation de la réserve de plastification.

VII.5.3. Vérification de la capacité au cisaillement

Le logiciel contrôle la résistance au cisaillement sur les deux axes. L'effort tranchant agissant (4,907 kN est comparé aux résistances de calcul.

Tableau VII.55: : Vérification de la résistance à l'effort tranchant

Magnitude	Chargement	Résistance	Taux d'utilisation	Statut
V_z	4,907 kN	378,811 kN	1,3 %	PASS

V_y	4,907 KN	856,395 KN	0,6 %	PASS
-------	----------	------------	-------	------

VII.5.4. Vérification de la résistance aux efforts normaux et moments

Les capacités de la section sont calculées sans tenir compte des instabilités :

Compression pure $N_{c,Rd}$: 2 139,440 KN

Flexion axe fort $M_{c,Rd,y}$: 172,853 KN·m

Flexion axe faible $M_{c,Rd,z}$: 60,737 KN·m

Résistance à la compression axiale

La résistance plastique de calcul de la section transversale soumise à une compression uniforme est donnée par la

Formule suivante :

$$N_{c,Rd} = (A \cdot f_y) / \gamma_{M0}$$

En remplaçant par les valeurs numériques numériques homogènes :

$$N_{c,Rd} = (9104,000 \times 235,000) / 1,000 = 2\,139\,440,000 \text{ N}$$

$$N_{c,Rd} = 2\,139,440 \text{ kN}$$

Cette valeur théorique est rigoureusement identique à la valeur de résistance limite sous l'effort axial fournie par le

Logiciel FIN EC.

Résistance à la flexion suivant l'axe fort (y-y)

Pour une section vérifiée en Classe 3, l'Eurocode 3 impose l'utilisation du module de résistance élastique de la

Section transversale. La résistance de calcul à la flexion par rapport à l'axe fort y-y est définie par :

$$M_{c,Rd,y} = (W_{el,y} \cdot f_y) / \gamma_{M0}$$

Application numérique :

$$M_{c,Rd,y} = (735\,500,000 \times 235,000) / 1,000 = 172\,842\,500,000 \text{ N·mm}$$

$$M_{c,Rd,y} = 172,843 \text{ kN·m}$$

Résistance à la flexion suivant l'axe faible (z-z)

De manière analogue, la résistance de calcul à la flexion élastique par rapport à l'axe faible z-z est déterminée par :

$$M_{c,Rd,z} = (W_{el,z} \cdot f_y) / \gamma_{M0}$$

Application numérique :

$$M_{c,Rd,z} = (258\,500,000 \times 235,000) / 1,000 = 60\,747\,500,000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_{c,Rd,z} = 60,748 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La valeur de calcul retenue par le logiciel FIN EC pour cette configuration est de :

$$M_{c,Rd,z} = 60,737 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Vérification de l'interaction compression - flexion biaxiale

Conformément aux critères de l'Eurocode 3 pour une section de Classe 3 sous sollicitations combinées de compression et de moments de flexion biaxiaux, le critère d'interaction linéaire enveloppe est vérifié par l'équation suivante :

$$(N_{Ed} / N_{c,Rd}) + (M_{Ed,y} / M_{c,Rd,y}) + (M_{Ed,z} / M_{c,Rd,z}) \leq 1,000$$

Les sollicitations de calcul issues de l'analyse structurale globale s'établissent comme suit :

- **Effort normal de calcul : $N_{Ed} = 357,385 \text{ kN}$**
- **Moment fléchissant axe fort : $M_{Ed,y} = 31,049 \text{ kN}\cdot\text{m}$**
- **Moment fléchissant axe faible : $M_{Ed,z} = 31,049 \text{ kN}\cdot\text{m}$**

En introduisant les valeurs résistantes ajustées du progiciel, l'application numérique donne :

$$(357,385 / 2139,440) + (31,049 / 172,853) + (31,049 / 60,737) = 0,85$$

VII.5.5. Vérification de l'interaction (Compression + Flexion bi-axiale)

Le contrôle dimensionnant consiste à vérifier l'effet cumulé. Le logiciel applique l'équation d'interaction élastique.

Tableau VII.56: Bilan de l'interaction compression et flexion déviée

Composante	Ratio partiel	Contribution
Compression $N_{Ed} / N_{c,Rd}$	0,167	19,4 %
Flexion $M_{Ed,y} / M_{c,Rd,y}$	0,180	21,0 %
Flexion $M_{Ed,z} / M_{c,Rd,z}$	0,511	59,6 %

TOTAL (Interaction)	0,858	85,8 % < 100
----------------------------	--------------	------------------------

Check: **PASS** Maximal utilization: 85,8%; Load 3742.

Decisive load: Load 3742; Cross-section class: 1 according to input calculated as class 3

Check of shear due to shear force V_z :
 $4,907 \text{ kN} < 378,811 \text{ kN}$ **PASS**

Check of shear due to shear force V_y :
 $4,907 \text{ kN} < 856,395 \text{ kN}$ **PASS**

Internal forces: $N = -357,385 \text{ kN}$; $M_y = -31,049 \text{ kNm}$; $M_z = 31,049 \text{ kNm}$

Parameters: Member length: 1,000 [m]

Section, Material: HE 220 B

Material: EN 10210-1 : S 235

Perforation, Web stiffeners: no perforation set

Web stiffeners: Spacing: $a_y =$ [m]

Number	Name	2nd order	N [kN]	M_z [kNm]	M_y [kNm]	V_z [kN]	V_y [kN]	M_z [kNm]	T_z [kNm]	T_y [kNm]	B [kNm ²]	Utilization
3737	Load 3737		-364,537	-26,956	-26,956	7,773	7,773					77,0 %
3738	Load 3738		-402,655	-9,436	-9,436	-3,512	-3,512					39,8 %
3739	Load 3739		-344,598	6,874	6,874	-3,429	-3,429					31,4 %
3740	Load 3740		-402,655	-9,436	-9,436	-3,512	-3,512					39,8 %
3741	Load 3741		-364,537	-26,956	-26,956	7,773	7,773					77,0 %
3742	Load 3742		-357,385	-31,049	-31,049	-4,907	-4,907					85,8 %

Calculation parameters: ☐ Check slenderness Limit slenderness: []

Buckling parameters: ☐ Calculate with buckling

Lateral torsional buckling parameters: ☐ Calculate with buckling

☐ Buckling separately for each Load

Buckling Z: $L_{crz} = (- \text{no -}) L_z = (1,000) \text{ m}$ $k_z = (\text{no input})$

Buckling Y: $L_{cry} = (- \text{no -}) L_y = (1,000) \text{ m}$ $k_y = (\text{no input})$

Buckling My: $L_{y1} = (- \text{no -}) (\text{no input})$

Buckling Mz: $L_{z1} = (- \text{no -}) (\text{no input})$

Figures VII.105: Toutes les combinaisons sont vérifiées

VII.5.6. Conclusion de la vérification

Sous le cas de charge le plus défavorable (Load 3742), le profilé HEB 220 présente un taux d'utilisation maximal de 85,8 %. Ce ratio est inférieur au seuil réglementaire de 100 %, validant la structure. Le confinement physique continu par le béton projeté ayant été modélisé, l'effet de flambement est négligé, confirmant la sécurité intrinsèque du profilé.

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons étudié de manière approfondie la problématique complexe de la stabilité du portail Sud du tunnel autoroutier bitube de Djimla. L'implantation de cette infrastructure majeure dans un versant au relief escarpé nous a confrontés à un contexte géologique et géotechnique particulièrement délicat, caractérisé par des formations de flysch (alternance de grès, d'argilites et de schistes) fortement tectonisées et altérées, surmontées par des dépôts colluviaux meubles.

L'exploitation des données issues des reconnaissances géotechniques, couplée aux classifications empiriques (RMR, AFTES), a mis en évidence la qualité très médiocre du massif (classe V, GSI de 18). Pour traduire ce comportement de manière analytique, nous avons utilisé le logiciel RocData afin de déterminer les paramètres géomécaniques équivalents du terrain en nous basant sur le critère de Hoek-Brown.

Sur la base de ces paramètres rigoureusement définis, nous avons élaboré un modèle numérique tridimensionnel avancé à l'aide du logiciel PLAXIS 3D. Cette approche spatiale nous a permis de reproduire fidèlement l'interaction sol-structure et le phasage réel des travaux. Nos premières simulations ont rapidement démontré l'incapacité des systèmes de soutènement classiques (tel que le clouage passif) à retenir les déformations d'un massif aussi décomprimé.

I. Articles et Ouvrages Scientifiques

- [1] Ayberk Kaya, Fikri Bulut, Selçuk Alemdağ et Aytuna Sayin (2011)
- [2] Barton et al. (1974)
- [3] Benson (1940)
- [4] Bieniawski, Z.T. (1972-1973)
- [5] Bieniawski, Z.T. (1989)
- [6] Bowles (1988)
- [7] Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design (5th ed.). McGraw-Hill.
- [8] Dysli (2001)
- [9] E.B. Aygar et C. Gokceoglu (2021)
- [10] Edden Umaga Dinata, I Gde Budi Indrawan et Arifudin Idrus (2021)
- [11] Farhadi Ayoublou, Majid Taromi et Abbas Eftekhari (2019)
- [12] Gary K. Rogers (1989)
- [13] Gibson (1953)
- [14] Guang-yao Cui, Bo-han Song et Dao-yuan Wang (2021)
- [15] Hammouri et al. (2008)
- [16] Hanwen Zhu, Wenwen Ba, Junchao Bao, Fuhua Wang, Libo Ding et Zhanping Song (2021)
- [17] Hoek (2007)
- [18] Hoek, Carranza-Torres et Corkum (2002)
- [19] Kenney (1959)
- [20] Li (2012)
- [21] Li et al. (2023)
- [22] Lianjin Tao, Sen Hou, Xu Zhao, Wenge Qiu, Tianbin Li, Chunxiao Liu et Ke Wang (2014)
- [23] Lunne et al. (1997)
- [24] M. Marence (2002)
- [25] Marinos, V. (2007)
- [26] Marinos et Hoek (2001)
- [27] Oke, Vlachopoulos et Marinos (2014)
- [28] Peila (1994)

- [29] Qiuqing Pan et Daniel Dias (2016)
- [30] Senneset et al. (1989)
- [31] Shen et al. (2014)
- [32] Terzaghi (1955)
- [33] Terzaghi, Peck et Mesri (1996)
- [34] **Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling**
Auteur: Dimitrios Kolymbas
- [35] Wang et al. (2016)
- [36] Xiaojun Liu, Chao Yang et Jing Yu (2015)
- [37] X. Zhao, T.B. Li, L.J. Tao, S. Hou, L.Y. Li et W.G. Qiu (2014)
- [38] Zaruba et al. (1969)

II. Guides, Normes et Règlements

- [39] AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain) (2003)
- [40] Carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500 000
- [41] CETU (Centre d'Études des Tunnels)
- [42] FHWA (Federal Highway Administration) - C. Jeremy Hung, James Monsees, Nasri Munfah et John Wisniewski (2009)
- [43] Guide JICA RDA (2018)
- [44] ICTAAL (Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison)
- [45] ICTAARN (Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes et des Routes Nationales)
- [46] Japan Society of Civil Engineers - Standard Specifications for Tunneling: Mountain Tunnels (2007)
- [47] Japanese Geotechnical Society - Mountain tunnel construction method (2007)
- [48] RPOA (Règlement Parasismique Algérien) (2008)
- [49] EUROCODE 02
- [50] EUROCODE 03
- [51] EUROCODE 07
- [52] TA 2020

III. Outils informatiques et Logiciels mentionnés dans l'étude

- [53] AutoCAD
- [54] Global Mapper
- [55] PLAXIS 3D
- [56] Rhinoceros 3D
- [57] RocData (Rocscience)
- [58] FIN EC 2020
- [59] GOOGLE EARTH PRO

ANNEXE A : Forages et Photos de Carottes

COUPE DE SONDAGE

REALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM

Nom du Project

Km 33+668 TUNNEL

X : 752219,97

Y : 4054773,25

INGENIEUR :

MOKHTAR TACHI

Coordonner

Elevation (m)

Profondeur du Sondage (m)

Forage

Conducteur de travaux

Date de début

Date de la fin

454.22

43.00

Atalay 76-300

Mouhamed Bouz

24/07/25

05/08/25

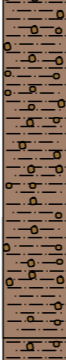
DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES			
PROFONDEUR (m)	DATE	HEUR	REMARQUES
11,5			

Enveloppe

Diamètre Extérieur (mm) =

Diamètre Intérieur (mm) =

Longueur (m) :

PROFONDEUR (m)	SINOYAU % REUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARROSAGE	FRACTURE/30 cm	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE %	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION									
												NORMES SPT					GRAPH				
												0-15	15-30	30-45	N ₃₀		10	20	30	40	50
1	65%	0%			0.00 - 07.50 m Colluvium Brown to brownish-gray, poorly sorted colluvial deposit composed of sub-angular to sub-rounded fine- to medium-grained gravel, with occasional block-sized sandstone and marl fragments, embedded in a sandy clay matrix.																
2	65%	0%																			
3	65%	0%																			
4	65%	0%																			
5	SPT		SPT 1	4,50 - 4,62								50			R						
6	65%	0%			07.50 - 43.00m ; Sandstone – Siltstone – Claystone/Shale Gray to dark gray, completely weathered, weak-very weak, Claystone interbedded with thin layers of shaly marls.																
7	65%	0%																			
8	65%	0%																			
9	65%	0%																			
10	SPT		SPT 2	9,00 - 9,28								39	50		R						
11	65%	0%																			
12	SPT		SPT 3	10,50 - 10,61								50			R						
13	65%	0%																			
14	65%	0%																			
15	65%	0%																			

REGIDITE		DENSITE		DOSAGE		FRACTURES / 30 cm	
N = 0 - 2	V.MOU	N = 0 - 4	Trés lâche	0 - 10 %	Trace	> 1	large (W)
N = 3 - 4	MOU	N = 5 - 10	Lâche	10 - 20 %	Petit	1 - 2	Modéré (M)
N = 5 - 8	M.REGIDE	N = 11 - 30	Moyennement Dense	20 - 35 %	Adjective (ou une)	2 - 10	fermer (C)
N = 9 - 15	REGIDE	N = 31 - 50	Dense	35 - 50 %	et	10 - 20	Intense (I)
N = 16 - 30	V.REGIDE	N > 50	Trés Dense			> 20	ecrasé (Cr)
N > 30	DURE						
RESISTANCE		AVANCEMENT		RESISTANCE		UD : Echantillon paisible	
I	TRES FORE	I	Frais	0 - 25 %	Tres faible	D	Echantillon perturbé
II	FORE	II	légèrement altérés	25 - 50 %	Faible	SPT	Norme Pen. essais
III	MOYEN	III	Mod. résisté	50 - 75 %	Foir	VST	Essais de cisaillement
IV	FAIBLE	IV	hautement résisté	75 - 90 %	Bon	P	Essai de pressiométrie
V	TRES FAIBLE	V	Comp. résisté	90 - 100 %	Excellent	K	Echantillon de noyau

Page 2

PROFONDEUR (m)	SINOYAU % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON OWNO.	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	RESISTANCE	ARROSAGE	FRACTURE/ 30 cm.	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	No. de coups			N ₃₀	GRAPH				
												0-15	15-30	30-45		10	20	30	40	50
31	65%	0%			07,50 - 43.00m ; Sandstone – Siltstone – Claystone/Shale Gray to dark gray, completely weathered, weak-very weak, Claystone interbedded with thin layers of shaly marls.															
32	65%	0%																		
33																				
34	65%	0%																		
35	65%	0%																		
36	65%	0%																		
37	65%	0%																		
38	65%	0%																		
39	65%	0%																		
40	65%	0%																		
41	65%	0%																		
42	65%	0%																		
43	65%	0%																		
FINAL DEPTH : 43.00 m																				

COUPE DE SONDAGE

REALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM

Nom du Project

Km 33+670.9 VIADUCT

X : 752250.1574 Y : 4054756.931

INGENIEUR : MOKHTAR TACHI

Coordonner

Elevation (m)

Profondeur du Sondage (m)

Forage

Conducteur de travaux

Date de début

Date de la fin

450.55

35.00

Atalay 76-300

Mouhamed Bouz

29/09/24

16/10/24

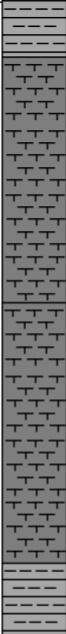
DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES			
PROFONDEUR (m)	DATE	HEUR	REMARQUES
10,00			

Enveloppe

Diamètre Extérieur (mm) =

Diamètre Intérieur (mm) =

Longueur (m) :

PROFONDEUR (m)	SINOYAU % REUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARROSAGE	FRACTURE/30 cm	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION									
												N ₁₀ N ₁₅ N ₃₀ N ₄₀ N ₅₀					GRAPH				
1	65%	0%			0.00 - 06.75 m Colluvium Brownish gray to light gray, sub-angular to sub-rounded fine- to medium-grained gravel, with occasional block-sized sandstone and marl fragments, embedded in a sandy clay matrix.																
2	65%	0%																			
3	100%	0%																			
4	100%	0%																			
5	100%	0%																			
6	100%	0%																			
7	100%	0%			06.75 - 35.00 m Sandstone – Siltstone – Claystone/Shale – Marl intercalation Gray to dark gray, completely weathered, weak to very weak, sandstone and siltstone interbedded with frequent claystone to shale layers																
8	100%	0%																			
9	100%	0%																			
10	100%	0%																			
11	100%	0%																			
12	100%	0%																			
13	100%	0%																			
14	100%	0%																			
15	100%	0%																			

REGIDITE		DENSITE		DOSAGE		FRACTURES / 30 cm	
N = 0 - 2	V.MOU	N = 0 - 4	Trés lâche	0 - 10 %	Trace	> 1	large (W)
N = 3 - 4	MOU	N = 5 - 10	Lâche	10 - 20 %	Petit	1 - 2	Moderé (M)
N = 5 - 8	M.REGIDE	N = 11 - 30	Moyennement Dense	20 - 35 %	Adjective (ou une)	2 - 10	fermer (CI)
N = 9 - 15	REGIDE	N = 31 - 50	Dense	35 - 50 %	et	10 - 20	Intense (I)
N = 16 - 30	V.REGIDE					> 20	ecrasé (Cr)
N > 30	DURE						
RESISTANCE		PENETRATION		PENETRATION		PENETRATION	
I	TRES FORE	I	Frais	0 - 25 %	Tres faible	UD	Echantillon paisible
II	FORE	II	légèrement altérés	25 - 50 %	Faible	D	Echantillon perturbé
III	MOYEN	III	Mod. résisté	50 - 75 %	Foir	SPT	Norme Pen. essais
IV	FAIBLE	IV	hautement résisté	75 - 90 %	Bon	VST	Essais de cisaillement
V	TRES FAIBLE	V	Comp. résisté	90 - 100 %	Excellent	P	Essai de pressiométrie
						K	Echantillon de noyau

Page 2



SONDAGE N° : TBH-8
FICHE N° : 3

PROFONDEUR (m)	SINOYAU % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO.	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	RÉSISTANCE	AFROSAGE	FRACTURE/30 cm	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	No. de coups				GRAPH				
												0-15	15-30	30-45	N ₃₀	10	20	30	40	50
31	100%	15%			06.75 - 35.00 m Sandstone – Siltstone – Claystone/Shale – Marl intercalation Gray to dark gray, completely weathered, weak to very weak, sandstone and siltstone interbedded with frequent claystone to shale layers FINAL DEPTH : 35.00 m															
32	100%	0%																		
33	100%	0%																		
34	100%	0%																		
35	100%	0%																		

COUPE DE SONDAGE

REALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM

Nom du Project

Km 33+675 TUNNEL

X : 752253.45

Y : 4054754.36

INGENIEUR :

MOKHTAR TACHI

DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES

Coordonner

Elevation (m)

Profondeur du Sondage (m)

Forage

Conducteur de travaux

Date de début

Date de la fin

24/08/25

07/09/25

DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES			
PROFONDEUR (m)	DATE	HEUR	REMARQUES
9,00			

Enveloppe

Diamètre Extérieur (mm) =

Diamètre Interieur (mm) =

Longueur (m) :

[illegible]

REGIDITE		DENSITE		DOSAGE		FRACTURES / 30 cm	
N = 0 - 2	V.MOU	N = 0 - 4	Tréslache	0 - 10 %	Trace	> 1	large (W)
N = 3 - 4	MOU	N = 5 - 10	Lache	10 - 20 %	Petit	1 - 2	Moderé (M)
N = 5 - 8	M.REGIDE	N = 11 - 30	Moyennement Dense	20 - 35 %	Adjective (ou une)	2 - 10	fermer (C)
N = 9 - 15	REGIDE	N = 31 - 50	Dense	35 - 50 %	et	10 - 20	Intense (I)
N = 16 - 30	V.REGIDE	N > 50	Trés Dense			> 20	ecrasé (Cr)
N > 30	DURE						
RESISTANCE		APPARENTE		APPARENTE		UD : Echantillon paisible	
I	TRES FORE	I	Frais	0 - 25 %	Tres faible	D : Echantillon perturbé	
II	FORE	II	légèrement altérés	25 - 50 %	Faible	SPT : Norme Pen. essais	
III	MOYEN	III	Mod. résisté	50 - 75 %	Foir	VST : Essais de cisaillement	
IV	FAIBLE	IV	hautelement résisté	75 - 90 %	Bon	P : Essai de pressiometrie	
V	TRES FAIBLE	V	Comp. résisté	90 - 100 %	Excellent	K : Echantillon de noyau	

PROFONDEUR (m)	SINOYAU % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO.	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	RESISTANCE	ARROSAGE	FRACTURE/30 cm	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION									
												Darbe Sayisi									
												No. de coups									
												0-15	15-30	30-45	N ₃₀	GRAPH					
												10	20	30	40	50					
16	100%	0%																			
17	100%	0%																			
18	100%	0%																			
19	100%	0%																			
20	100%	0%																			
21	100%	10%																			
22	100%	0%																			
23	100%	0%																			
24	100%	0%																			
25	100%	0%																			
26	100%	0%																			
27	100%	0%																			
28	100%	0%																			
29	100%	0%																			
30	100%	0%																			

09,50 - 46,00
09,50 - 46,00
Sandstone – Siltstone –
Claystone/Shale – Marl
intercalation
Gray to dark gray, completely
weathered, weak to very weak,
sandstone and siltstone interbedded
with claystone to shale layers

PROFONDEUR (m)	SINOYAU % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON ON NO.	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	RESISTANCE	APPROSAGE	FRACTURE/ 30 cm.	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE %	No. de coups				N ₃₀	GRAPH				
												0-15	15-30	30-45			10	20	30	40	50
31	100%	15%																			
32	100%	0%																			
33	100%	0%																			
34	100%	0%																			
35	100%	0%																			
36	100%	10%																			
37	100%	10%																			
38	100%	10%																			
39	100%	10%																			
40	100%	20%																			
41	100%	10%																			
42	100%	20%																			
43	100%	0%																			
44	100%	0%																			
45	100%	10%																			

09,50 - 46,00
Sandstone – Siltstone – Claystone/Shale – Marl intercalation
Gray to dark gray, completely weathered, weak to very weak, sandstone and siltstone interbedded with claystone to shale layers

PROFONDEUR (m)	SINOYAU % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON ON NO.	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	RESISTANCE	APPROSAGE	FRACTURE/ 30 cm.	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE %	No. de coups					GRAPH				
												0-15	15-30	30-45	N ₃₀		10	20	30	40	50
46	100%	0%			09.50 - 46.00 Sandstone – Siltstone – Claystone/Shale – Marl intercalation																
47	100%	40%			46.00 - 51.00 m ; LIMESTONE Gray to light gray, slightly to moderately weathered, strong, limestone with closed fractures and calcite veins, locally interbedded with thin shale layers.																
48	100%	95%																			
49	100%	50%																			
50	100%	55%																			
51	100%	60%																			
					FINAL DEPTH : 51.00 m																

FORAGE/BOREHOLE-TBH-7



Forage/Borehole TBH-7, Caisse:1, 0.00-4.50 m



Forage/Borehole TBH-7, Caisse:2, 4.50-9.00 m



Forage/Borehole TBH-7, Caisse:3, 9.00-13.50 m



Forage/Borehole TBH-7, Caisse:4, 13.50-18.00 m



Forage/Borehole TBH-7, Caisse5, 18.00-22.50 m

FORAGE/BOREHOLE-TBH-7



Forage/Borehole TBH-7 Caisse:6, 22.50-27.00 m



Forage/Borehole TBH-7 Caisse:7, 27.00-33.00 m



Forage/Borehole TBH-7 Caisse:8, 33.00-39.00 m



Forage/Borehole TBH-7 Caisse:9, 39.00-43.00 m

FORAGE/BOREHOLE-TBH-8



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:1, 0.00-4.00 m



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:2, 4.00-7.00 m



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:3, 7.00-10.00 m



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:4, 10.00-14.00 m



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:5, 14.00-17.00 m

FORAGE/BOREHOLE-TBH-8



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:6, 17.00-20.00 m



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:7, 20.00-24.00 m



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:8, 24.00-27.00 m



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:9, 27.00-30.00 m



Forage/Borehole TBH-8, Caisse10, 30.00-33.00 m

FORAGE/BOREHOLE-TBH-8



Forage/Borehole TBH-8, Caisse:6, 33.00-35.00 m

FORAGE/BOREHOLE-TBH-8A



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse:1, 0.00-3.50 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse:2, 3.50-7.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse:3, 7.00-11.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse:4, 11.00-14.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse5, 14.00-17.00 m

FORAGE/BOREHOLE-TBH-8A



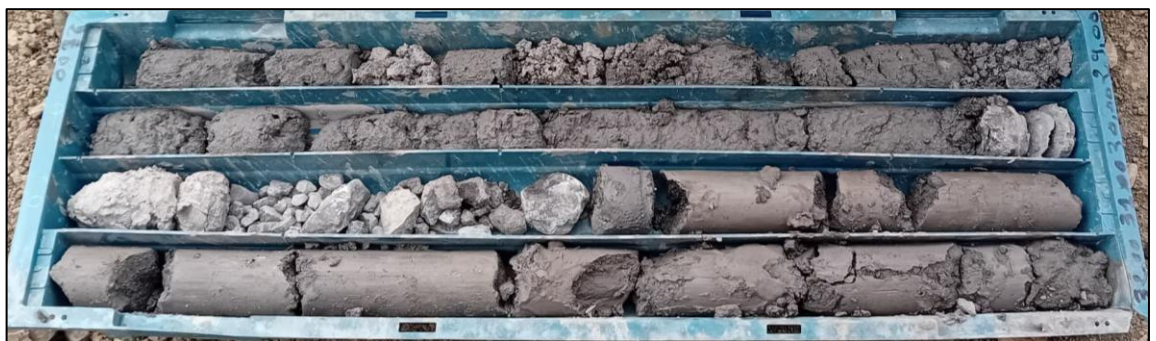
Forage/Borehole TBH-8A, Caisse6, 17.00-20.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse:7, 20.00-24.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse8, 24.00-28.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse9, 28.00-32.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse10, 32.00-36.00 m

FORAGE/BOREHOLE-TBH-8A



Forage/Borehole TBH-8A, 11 36.00-40.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse12, 40.00-44.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse13, 44.00-48.00 m



Forage/Borehole TBH-8A, Caisse9, 48.00-51.00 m

**PROJET : ETUDE DE LA PENETRANTE RELIANT LE PORT DJENDJEN
A L'A.E.O**

Rapport des investigations géotechniques complémentaires

**Rapports de Sondages PK 38+580 – PK 38+960
PK 35+368**



AOUT 2015

**Hakim SAOUDI
INGENIEUR GEOLOGUE**

36, Rue des frères Benali Hydra, Alger - Algerie
N.I.F.: 000816097786155 / N.A.L.: 16281846041 / R.C.N.: 16/00 - 0977861 B 08
Tel 021.60.79.30 - 021.60.79.50 Fax 021.60.79.24
e-mail : algeria@europea92spa.it - infoalgeria@europea92spa.it
www.eurleuropea92algeria.com - www.europea92spa.it

SOMMAIRE

SONDAGE PK 38+580

- Liste des échantillons de sondage PK 38+580
- Photos des caisses à carottes de sondage PK 38+580
- Log géologique de sondage PK 38+580
- Essai de perméabilité de type Lefranc (prof De : 04.30m à 10.60m)

SONDAGE PK 38+960

- Liste des échantillons de sondage PK 38+960
- Photos des caisses à carottes de sondage PK 38+960
- Log géologique de sondage PK 38+960
- Essai de perméabilité de type Lugeon (prof De : 10.00m à 20.00m)

SONDAGE PK 35+368

- Liste des échantillons de sondage PK 35+368
- Photos des caisses à carottes de sondage PK 35+368
- Log géologique de sondage PK 35+368
- Essai de perméabilité de type Lugeon (prof De : 07.00m à 25.00m)

SONDAGE

PK 35+368

Tableau : Liste des échantillons de sondage pk 35+368

N°E.P	Profondeur		
	De	A	
1	06.00	06.30	Remanie
2	08.40	08.85	Remanie
3	11.00	11.30	Remanie
4	14.75	15.00	Remanie
5	17.00	17.30	Remanie
6	19.60	19.90	Remanie
7	21.20	22.00	Remanie

LES PHOTOS DES CAISSES DE SONDAGE PK 35+368

Caisse 01/05

Sondage : PK 35+368

Profondeur : 00,00 m à 5,00 m



Caisse 02/05

Sondage : PK 35+368

Profondeur : 05,00 m à 10,00 m



LES PHOTOS DES CAISSES DE SONDAGE PK 35+368

Caisse 03/05

Sondage : PK 35+368

Profondeur : 10,00 m à 15,00 m



Caisse 04/05

Sondage : PK 35+368

Profondeur : 15,00 m à 20,00 m



LES PHOTOS DES CAISSES DE SONDAGE PK 35+368

Caisse 05/05

Sondage : PK 35+368

Profondeur : 15,00 m à 25,00 m



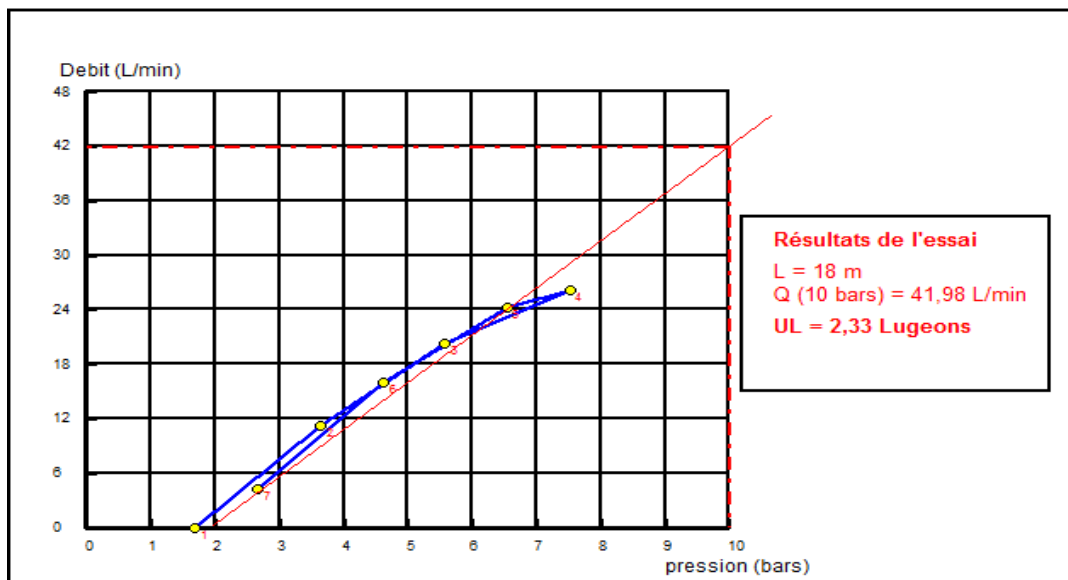
LOG GEOLOGIQUE : PK 35+368

RAPPORT DE FORAGE															
Sondage : S-OA12-2															
Projet : Pénétrante autoroutière : port DJEN DJEN - EL.EULMA						Dossier N° :									
Endroit : PK 35+368						Client : REZZANI DE EECHER									
Date début : 17.08.2015 Date fin : 24.08.2015 Profondeur forée (m) : 25 Niveau d'eau (m) :			Coordonnées GPS: X : Y : Z :			Boue de forage : eau clair Type forage : carottage Foreuse : CASAGRANDE C8			Etat des échantillons : Intact ☐ Remanié ☐ Paraffiné ☐ Roche ☐						
Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE		
			25 50 75 100												
1.5	-1.30		95 %		20							Argiles marrons grisâtres, schisteuses, compacts, graveleuses et caillouteuses			
	1.30		95 %		50							Argiles marrons rougeâtres, compacts, graveleuses et caillouteuses			
3.0	-2.30														
	2.30		100 %		45							Grès marron rougeâtre, fracturés et oxydés			
4.5	-4.15		100 %		20										
	4.15		100 %		30		CR								
6.0			90 %		30										
			95 %		50		CR								
9.0			95 %		45										
			90 %		25		CR								
12.0			90 %												
			90 %		42		CR								
15.0			90 %		30										
			95 %		50		CR								
18.0			95 %		50										
			90 %		15		CR								
21.0			95 %		40		CR								
			95 %		10										
24.0			95 %												
	-25.00		95 %												
25.5	25.00											Fin du forage à une profondeur de 25 m.			
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg (WL, LP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AO : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rd : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par : Hakim SAOUDI						Vérifié par : Hakim SAOUDI				26/08/2015		Page : 1 de 1			

© SolTests 2013

ESSAI Lugeon : PK 35+368 (TR : 07,00m à 25,00m)

Etude : Pénétrante autoroutière : port DJEN DJEN - EL EULMA Localisation : JIJEL Base du forage : 25 m Niveau d'eau avant essai : m Hauteur du manomètre : 0,8 m Date de l'essai : 24.08.2015					Essai d'eau Lugeon Sondage N° : PK 35+368 Profondeur : 25			
Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Débit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
0	10	5,6	0	0	0,00	1,68	0,00	1,68
2	10	5,6	0	112	11,20	1,68	0,033	3,65
4	10	5,6	0	202	20,20	1,68	0,097	5,58
6	10	5,6	0	262	26,20	1,68	0,157	7,52
5	10	5,6	0	243	24,30	1,68	0,137	6,54
3	10	5,6	0	160	16,00	1,68	0,063	4,62
1	10	5,6	0	43	4,30	1,68	0,006	2,67



ANNEXE B Résultats des analyses de laboratoire



Nom de l'entreprise: MAPA İNŞAAT AŞ.

Nom de projet : Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est

Sondage N°: TBH-07

TABLEAU RECAPITULATIF																					
BH N°	profondeur (m)	Teneur En Eau (%)	Densité apparente sol (t/m³)	Granulométrie		Sédimentométrie		Détermination de la Limite D' Atterberg			Classe de sol (USCS)	Cisaillement Rectiligne (UU)		Compression triaxiale sur matériaux (UU)		compressibilité à l'oedomètre			ELL	Détermination de La résistance à la Compression Uniaxiale (Naturel) q _u (kg/cm²)	Point de Résistance de charge index I _s (50) (kg/cm2)
				# 4 Retent (% >4,75 mm)	# 200 Passant (% <0,075 mm)	limon %	Argile %	Limite du Liquidité (LL)	Limite du Plasticité (PL)	l'indice de Plasticité (PI)		cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)	cohésion (kg/cm²)	angle de frottement (°)	P _c (kg/cm2)	C.C (%)	C _g (%)			
TBH-07	4.50-4.62	16.8		17.8	50.6	36.8	13.8	28.1	14.0	14.1	CL										
	9.00-9.28	10.1		28.4	14.5	14.2	0.3	NP	NP	NP	SM										
	10.50-10.61	12.1		20.8	18.9	18.1	0.8	NP	NP	NP	SM										

ingenieur en charge

Gökmen Özgümüş

ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.	date debut	19/11/2025
Nom de projet :	Realisation de la Liaison Autoroutière Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est	date de la fin	20/11/2025
Sondage N°:	TBH-07	Norme de l'essai:	ASTM D2216

TENEUR EN EAU									
Numero de sondage		TBH-07	TBH-07	TBH-07					
Echantillon N0									
Profondeur		4.50-4.62	9.00-9.28	10.50-10.61					
Boite No		153	116	10					
Echantillon humide+Poids de la tarre (gr)	A	246.58	344.02	453.58					
Echantillon sec+ Poids de la tarre (gr)	B	224.17	321.75	414.42					
Poids de la tarre (gr)	C	90.53	100.27	91.68					
Poid de l'eau (A-B) (gr)	m ₁	22.41	22.27	39.16					
Masse de sol sec (B-C) (gr)	m ₂	133.64	221.48	322.74					
Teneur en eau, % (m ₁ / m ₂) x 100	w	16.77	10.06	12.13					

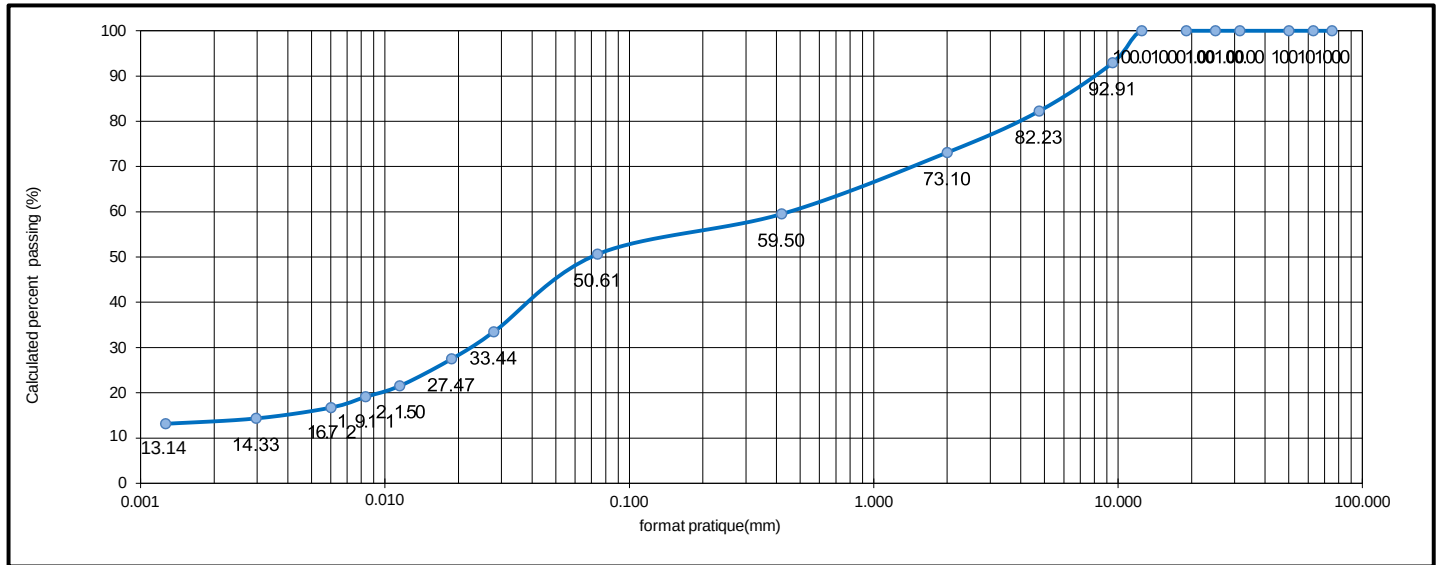
ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique



Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est
Numero de sondage :	TBH-07
Echantillon N0:	-
Profondeur (m):	4.50-4.62m

Date debut	24/11/2025
Date de la fin	29/11/2025
La norme de l'essai :	ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	133.64	100.00
2 1/2 "	63	133.64	100.00
2 "	50	133.64	100.00
1 1/2 "	37.5	133.64	100.00
1 "	25	133.64	100.00
3/4"	19	133.64	100.00
1/2 "	12.5	133.64	100.00
3/8 "	9.5	124.16	92.91
# 4	4.75	109.89	82.23
# 10	2	97.69	73.10
# 40	0.42	40.70	59.50
# 200	0.074	34.62	50.61
	0.002		13.78
		Toplam Numune ağı (gr)	133.6

Argile limoneu %
50.61

Gravier %	Sable%	limon %	Argile %
17.77	31.61	36.83	13.78

D ₁₀	
D ₃₀	
D ₆₀	
C _u	
C _c	

LL	PL	PI
28.08	14.03	14.05

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	CL

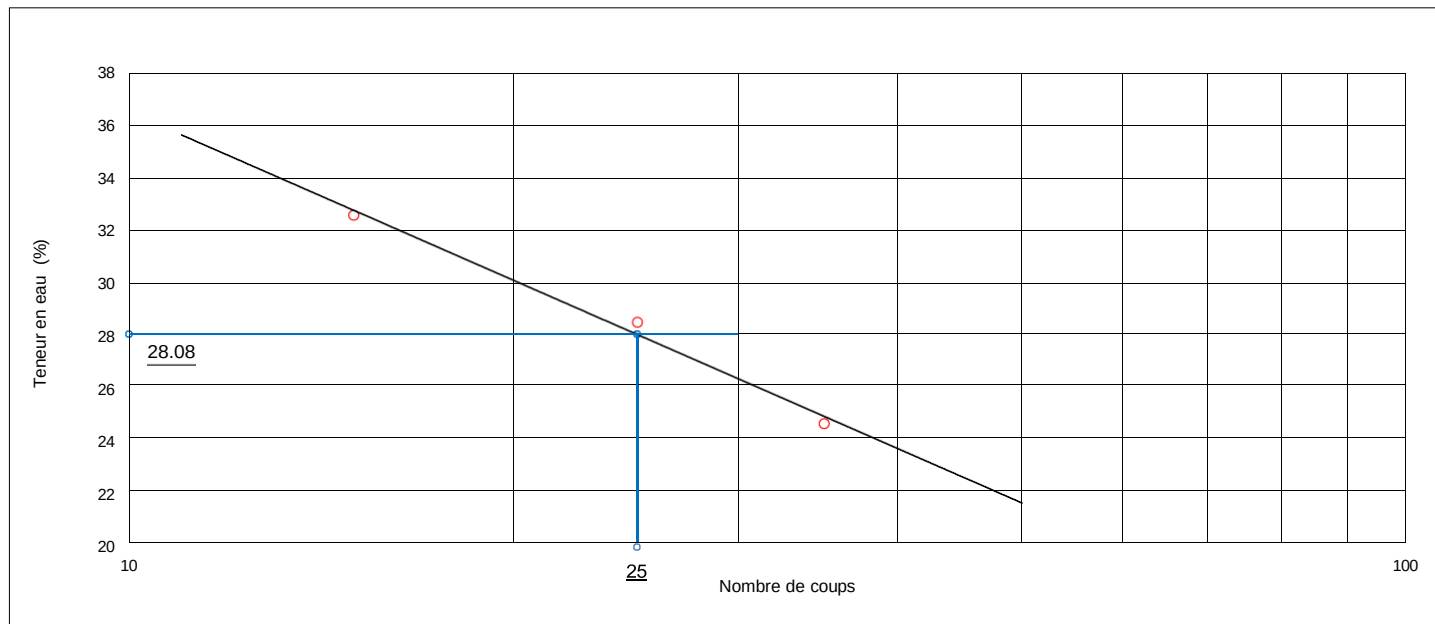


ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.						
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est						
Numero de sondage :	TBH-07						
Echantillon N0 :	-						
Profondeur (m) :	4.50-4.62m						
		Date debut		30/11/2025			
		Date de la fin		01/12/2025			
		La norme de l'essai :		ASTM D 4318			

DETERMINATION DES LIMITES D' ATTERBERG (METHODE DE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDITE					LA LIMIT PLASTICITE	
Nombre de coups		15	25	35				
Nombre de pot		7	8	11			33	85
Masse de sol humide et pot (gr)	A	30.26	29.58	30.00			18.52	19.37
Masse de sol sec et pot (gr)	B	27.30	27.00	27.30			18.28	19.20
Masse vide, pot propre (gr)	C	18.22	17.96	16.37			16.58	17.98
Masse de l'eau interstitiel (gr)	m ₁	2.96	2.58	2.70			0.24	0.17
Masse de sol sec (B - C) (gr)	m ₂	9.08	9.04	10.93			1.70	1.22
Teneur en eau (m ₁ /m ₂)*100 (%)	w	32.60	28.54	24.70			14.12	13.93



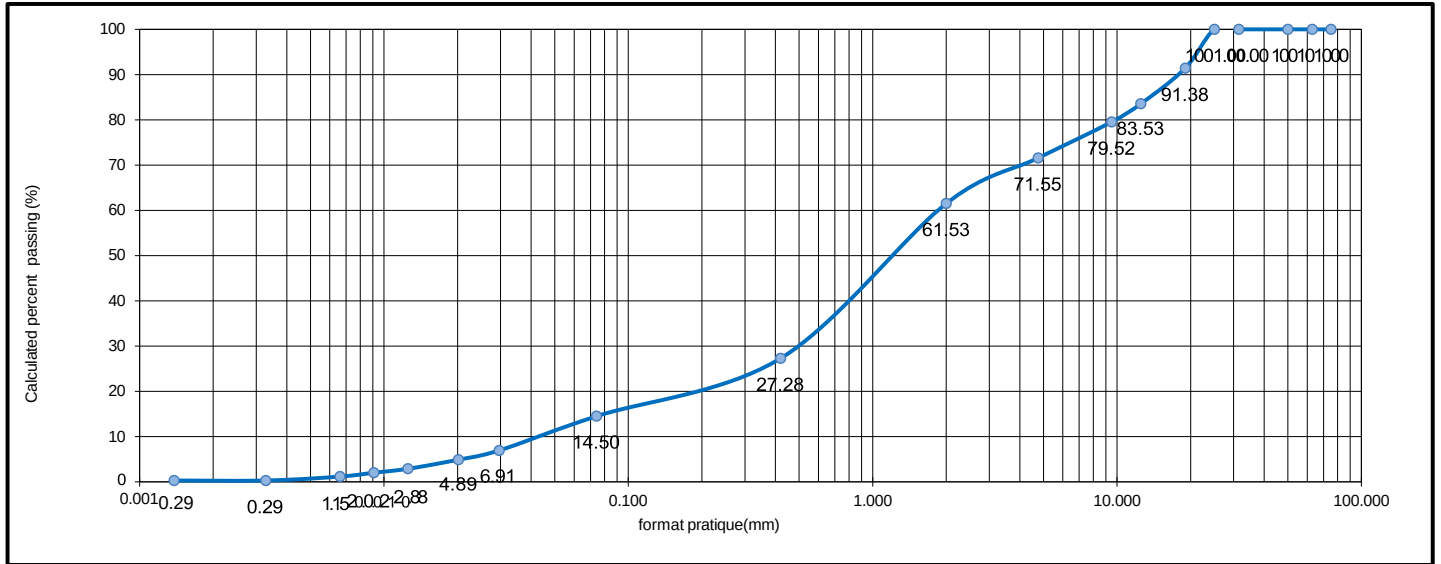
Limite du Liquidité (LL)	28.08
Limite du Plasticité(PL)	14.0
Indice de Plasticité (PI)	14.1



ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.				
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est				
Numero de sondage :	TBH-07				
Echantillion N0:	-				
Profndeur (m):	9.00-9.28m				
			Date debut	24/11/2025	
			Date de la fin	29/11/2025	
			La norme de l'essai :	ASTM D 422	

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	221.48	100.00
2 1/2 "	63	221.48	100.00
2 "	50	221.48	100.00
1 1/2 "	37.5	221.48	100.00
1 "	25	221.48	100.00
3/4"	19	202.38	91.38
1/2 "	12.5	185.01	83.53
3/8 "	9.5	176.12	79.52
# 4	4.75	158.47	71.55
# 10	2	136.27	61.53
# 40	0.42	22.17	27.28
# 200	0.074	11.78	14.50
	0.002		0.29
		Toplam Numune ağı.(gr)	221.5

Argile limoneu %
14.50

Gravier %	Sable%	limon %	Argile %
28.45	57.05	14.21	0.29

D ₁₀	0.04
D ₃₀	0.475402157
D ₆₀	1.865555887
C _u	43.42742924
C _c	2.820134942

LL	PL	PI
NP	NP	NP

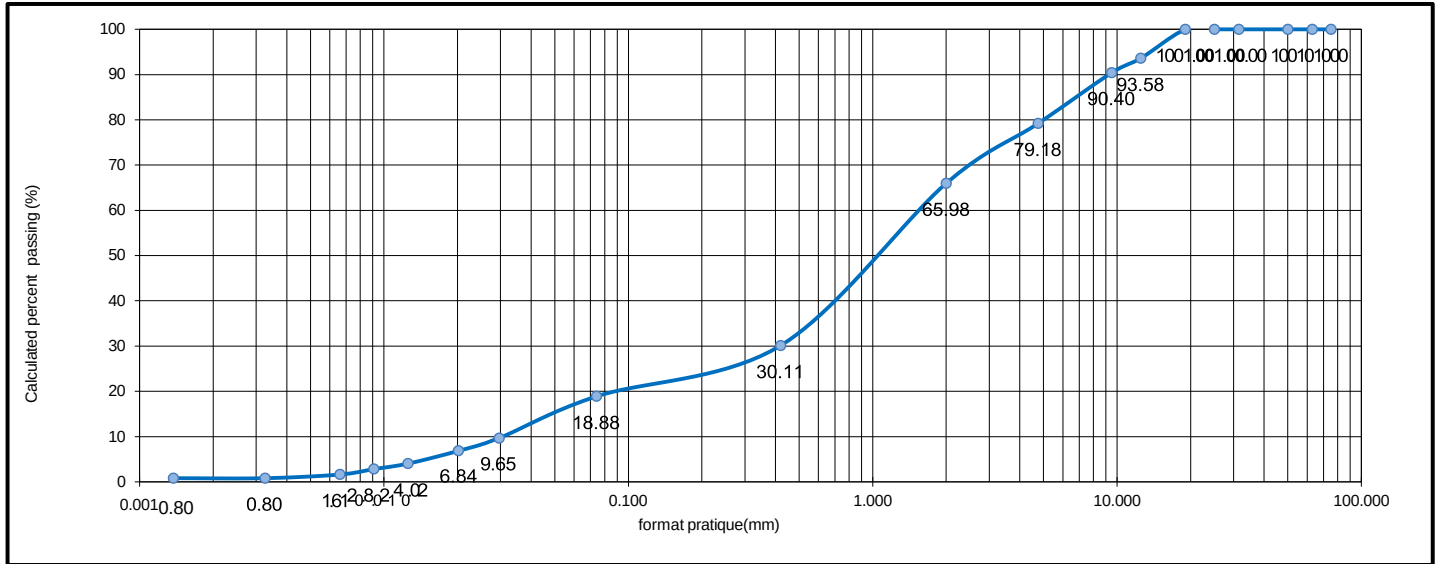
Type du Material Fine	
Classe du sol (USCS)	SM



ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.		
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est		
Numero de sondage :	TBH-07		
Echantillon N0:	-		
Profondeur (m):	10.50-10.61m		
		Date debut	24/11/2025
		Date de la fin	29/11/2025
		La norme de l'essai :	ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	322.74	100.00
2 1/2 "	63	322.74	100.00
2 "	50	322.74	100.00
1 1/2 "	37.5	322.74	100.00
1 "	25	322.74	100.00
3/4"	19	322.74	100.00
1/2 "	12.5	302.02	93.58
3/8 "	9.5	291.76	90.40
# 4	4.75	255.56	79.18
# 10	2	212.94	65.98
# 40	0.42	22.82	30.11
# 200	0.074	14.31	18.88
	0.002		0.80
		Toplam Numune ağı.(gr)	322.7

Argile limoneu %
18.88

Gravier %	Sable%	limon %	Argile %
20.82	60.30	18.08	0.80

D ₁₀	0.03
D ₃₀	0.41
D ₆₀	1.54
C _u	50.39
C _c	3.61

LL	PL	PI
NP	NP	NP

Type du Material Fine	
Classe du sol (USCS)	SM



ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique



Nom de l'entreprise: MAPA İNŞAAT AŞ.

Nom de projet : Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est

Sondage N°: TBH-8A

TABLEAU RECAPITULATIF																						
BH N°	profondeur (m)	Teneur En Eau (%)	Densité apparente sol (t/m³)	Granulométrie		Sédimentométrie		Détermination de la Limite D' Atterberg			Classe du sol (USCS)	Cisaillement Rectanglé (UU)		Compression triaxiale sur matériaux (UU)		compressibilité a l'oedomètre			ELL	UCS with Elastic Modulus	Détermination de La resistance a la Compression Uniaxiale (Nature) q _u (kg/cm2)	Point de Résistance de charge index
				# 4 Retant (%<4,75 mm)	# 200 Passant (%<0,075 mm)	limon %	Argile %	Limite du Liquidité (LL)	Limite du Plasticité (PL)	L'indice de Plasticité (PI)		cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)	cohésion (kg/cm²)	angle de frottement (°)	P _c (kg/cm2)	CC (%)	C _g (%)				
TBH-8A	1.50-1.95																					
	1.95-2.25	7.32	1.691	42.3	34.7	31.6	3.1	35.8	18.8	17.0	GM					1.34	0.07	0.03	1.21			
	3,00 - 3,45	10.20		16.5	41.3	34.6	6.7	36.4	16.0	20.4	SM											
	4.10-4.50	21.71	1.680	15.4	69.3	49.8	19.5	47.5	20.1	27.4	CL					1.34	0.10	0.04	1.20			
	4,50 - 4,95	16.32		31.9	48.3	39.8	8.5	34.4	17.0	17.4	GM											
	6.00-6.45																					
	7.50-7.95	25.48		13.0	51.2	38.2	12.9	30.0	17.6	12.3	CL											
	8.60-9.05																					
	10.50-10.65	8.06		21.8	20.3	20.3	0.0	NP	NP	NP	SM											
	48.00-50.00	Nokta Yükleme Deneyine Uygun Olarak Belirtilen Aralıkta Homojen Seçilmiş Minimum 3 Adet Nokta Yükleme Deneyi / Alınan numunelerin derinlikleri MUTLAKA Yazılacaktır.																			23.37	
	50.20-51.00																			16.20	308.08	

ingenieur en charge

Gökmen Özgümüş

ingenieur geologique



Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.	date debut	20/11/2025
Nom de projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est	date de la fin	22/11/2025
Sondage N°:	TBH-8A	Norme de l'essai:	ASTM D2216

TENEUR EN EAU									
Numero de sondage		TBH-8A	TBH-8A	TBH-8A	TBH-8A	TBH-8A	TBH-8A		
Echantillon N0									
Profondeur		1.95-2.25	3.00-3.45	4.10-4.50	4.50-4.95	7.50-7.95	10.50-10.65		
Boite No		17	18	4	110	184	lb		
Echantillon humide+Poids de la tarre (gr)	A	341.94	298.47	368.04	251.40	272.26	342.56		
Echantillon sec+ Poids de la tarre (gr)	B	327.19	281.20	319.87	229.99	236.54	324.07		
Poids de la tarre (gr)	C	131.14	111.89	97.94	98.78	96.34	94.54		
Poid de l'eau (A-B) (gr)	m ₁	14.75	17.27	48.17	21.41	35.72	18.49		
Masse de sol sec (B-C) (gr)	m ₂	196.05	169.31	221.93	131.21	140.20	229.53		
Teneur en eau, % (m ₁ / m ₂) x 100	w	7.52	10.20	21.71	16.32	25.48	8.06		

ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise :

MAPA İNŞAAT AŞ.

Date du début : 09/12/2025

Nom du Projet :

Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est

Date de la fin : 09/12/2025

Numero de Sondage :

TBH-8A

Determination de La resistance la Compression Uniaxiale (Nature)

numero de sondage	profondeur (m)	Diamètre de l'échantillon (cm)	Echantillon Longueur (cm)	Poids de l'échantillon (gr)	Densite apparente sol (gr/cm ³)	Charge de rupture (kN)	Résistance en compression uniaxiale (kg/cm ²)	Module d'élasticité ϵ (Gpa)	Le coefficient de Poisson ν
TBH-8A	50.20-51.00	6.30	12.60	984.56	2.507	94.4	308.8	16.2	0.10



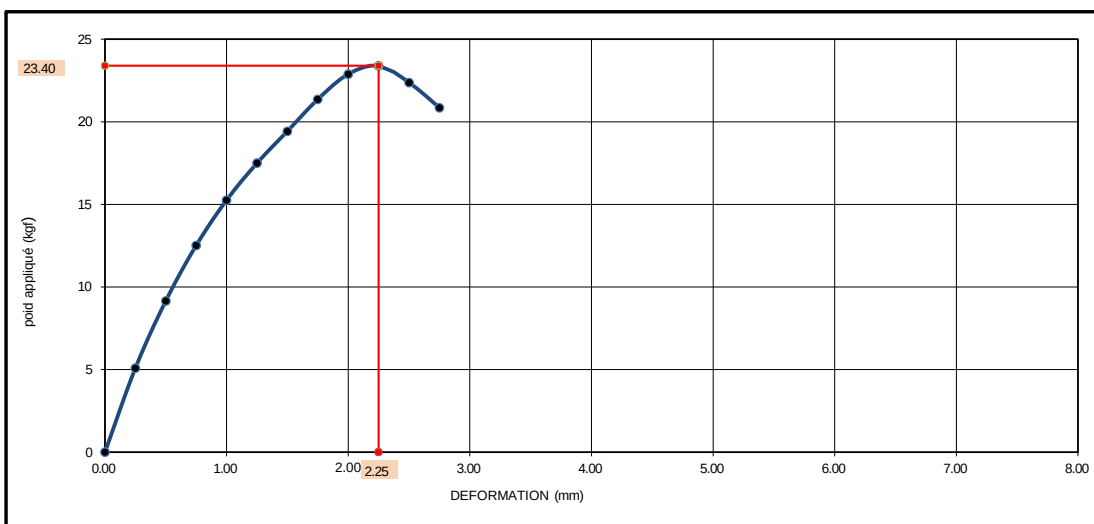
ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Laboratory MAPA

Nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.		
Nom du projet: Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est		
Numero de sondage : TBH-8A		Date de début : 03/12/2025
Echantillon N°:		Date de la fin : 04/12/2025
Profondeur (m): 1.95-2.25m		La norme de l'essai: ASTM D2166

RAPPORT D'ESSAI DE PRESSION D'AXE UNIQUE

Hauteur de l'échantillon (cm)	9.80
Diametre de l'échantillon (cm)	4.90
Masse de l'échantillon Humide (cm)	380.25
Masse de l'échantillon sec (cm)	312.58
Section de l'échantillon (cm ²)	18.86
Volume de l'échantillon (cm ³)	184.80
Densité Humide naturelle (t/m ³)	2.058
Teneur en eau (%)	21.65
Densité seche (t/m ³)	1.691
La densité spécifique des solides	
Indice de vide (eo)	
Porosité (n)	
Degré de saturation (%)	



poid de repture P (kg)	23.40
Champ ajusté A (cm ²)	19.30
Résistance a la compression qu (kg/cm ²)	1.21

ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

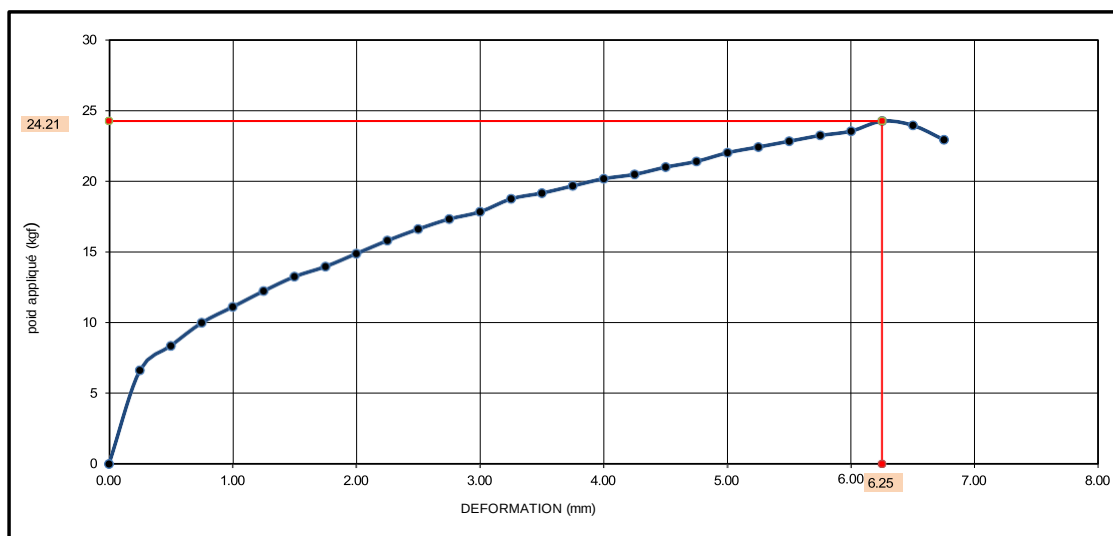


Laboratory MAPA

Nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.		
Nom du projet: Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est		
Numero de sondage : TBH-8A		Date de début : 03/12/2025
Echantillon N°:		Date de la fin : 04/12/2025
Profondeur (m): 4.10-4.50m		La norme de l'essai: ASTM D2166

RAPPORT D'ESSAI DE PRESSION D'AXE UNIQUE

Hauteur de l'échantillon (cm)	9.80
Diametre de l'échantillon (cm)	4.90
Masse de l'échantillon Humide (cm)	385.27
Masse de l'échantillon sec (cm)	310.49
Section de l'échantillon (cm ²)	18.86
Volume de l'échantillon (cm ³)	184.80
Densité Humide naturelle (t/m ³)	2.085
Teneur en eau (%)	24.08
Densité seche (t/m ³)	1.680
La densité spécifique des solides	
Indice de vide (eo)	
Porosité (n)	
Degré de saturation (%)	



poid de rupture P (kg)	24.21
Champ ajusté A (cm ²)	20.14
Résistance a la compression qu (kg/cm ²)	1.20

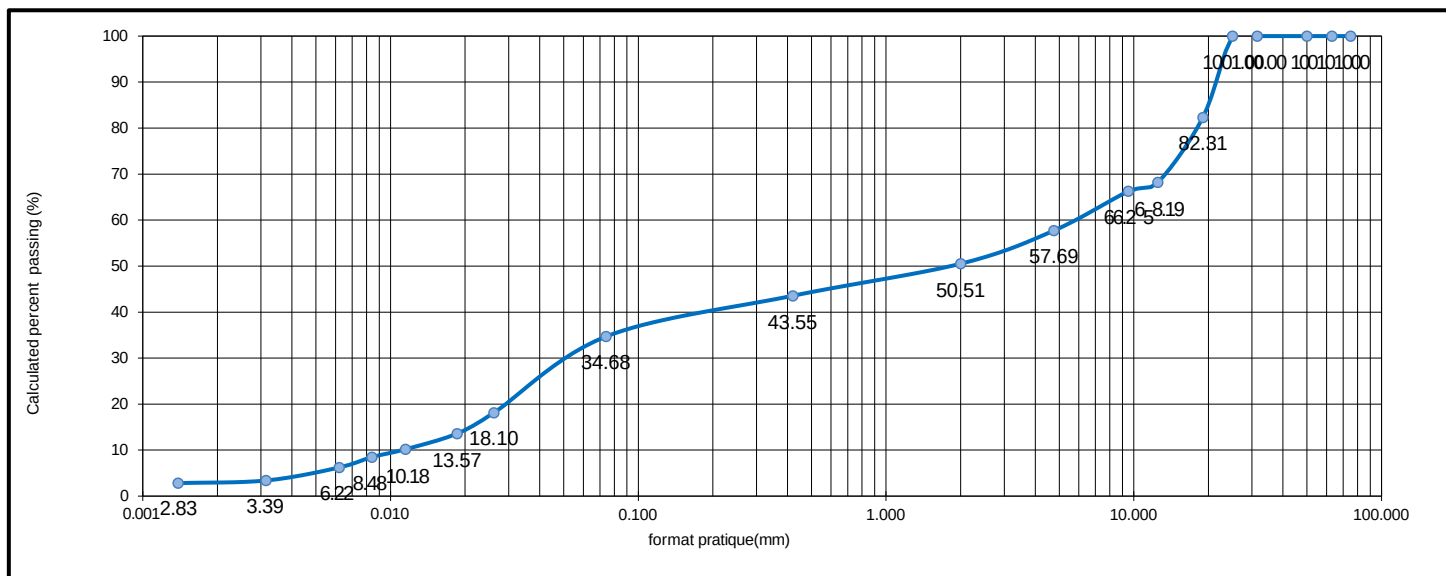
ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique



Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est
Numero de sondage :	TBH-8A
Echantillon N0:	-
Profondeur (m):	1.95-2.25m

Date debut	24/11/2025
Date de la fin	29/11/2025
La norme de l'essai :	ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	196.05	100.00
2 1/2 "	63	196.05	100.00
2 "	50	196.05	100.00
1 1/2 "	37.5	196.05	100.00
1 "	25	196.05	100.00
3/4"	19	161.37	82.31
1/2 "	12.5	133.69	68.19
3/8 "	9.5	129.89	66.25
# 4	4.75	113.11	57.69
# 10	2	99.03	50.51
# 40	0.42	43.11	43.55
# 200	0.074	34.33	34.68
	0.002		3.08
		Toplam Numune ağı (gr)	196.1

Argile limoneu %
34.68

Gravier %	Sable%	limon %	Argile %
42.31	23.01	31.60	3.08

D ₁₀	0.01
D ₃₀	0.055143465
D ₆₀	5.725079826
C _u	515.1790681
C _c	0.047795083

LL	PL	PI
35.78	18.77	17.01

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	GM

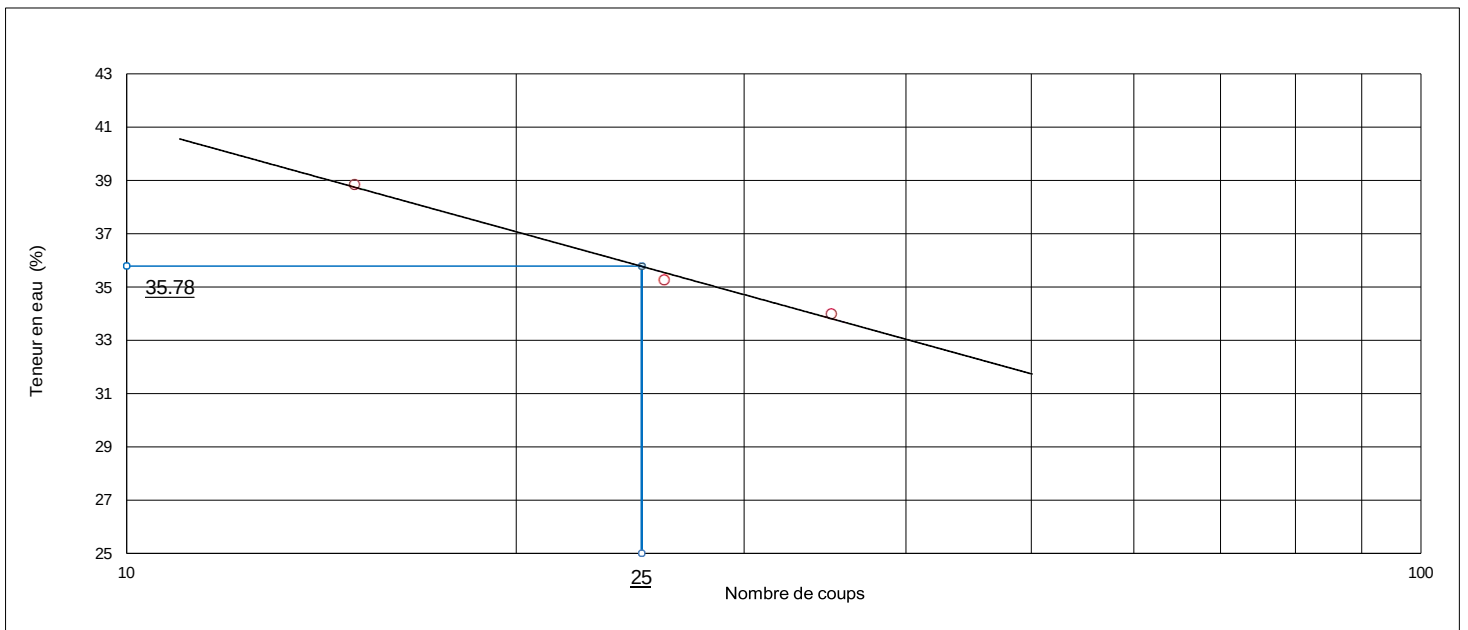


ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.			
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est			
Numero de sondage :	TBH-8A			
Echantillon N0 :	-			
Profondeur (m) :	1.95-2.25m			
			Date debut	03/11/2025
			Date de la fin	06/11/2025
			La norme de l'essai :	ASTM D 4318

DETERMINATION DES LIMITES D' ATTERBERG (METHODE DE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDITE					LA LIMIT PLASTICITE	
Nombre de coups		15	26	35				
Nombre de pot		21	52	50			1	5
Masse de sol humide et pot (gr)	A	31.61	30.80	28.84			28.15	24.14
Masse de sol sec et pot (gr)	B	27.64	27.48	25.81			27.65	23.66
Masse vide, pot propre (gr)	C	17.42	18.07	16.90			25.00	21.09
Masse de l'eau interstitiel (gr)	m ₁	3.97	3.32	3.03			0.50	0.48
Masse de sol sec (B - C) (gr)	m ₂	10.22	9.41	8.91			2.65	2.57
Teneur en eau (m ₁ /m ₂)*100 (%)	w	38.85	35.28	34.01			18.87	18.68



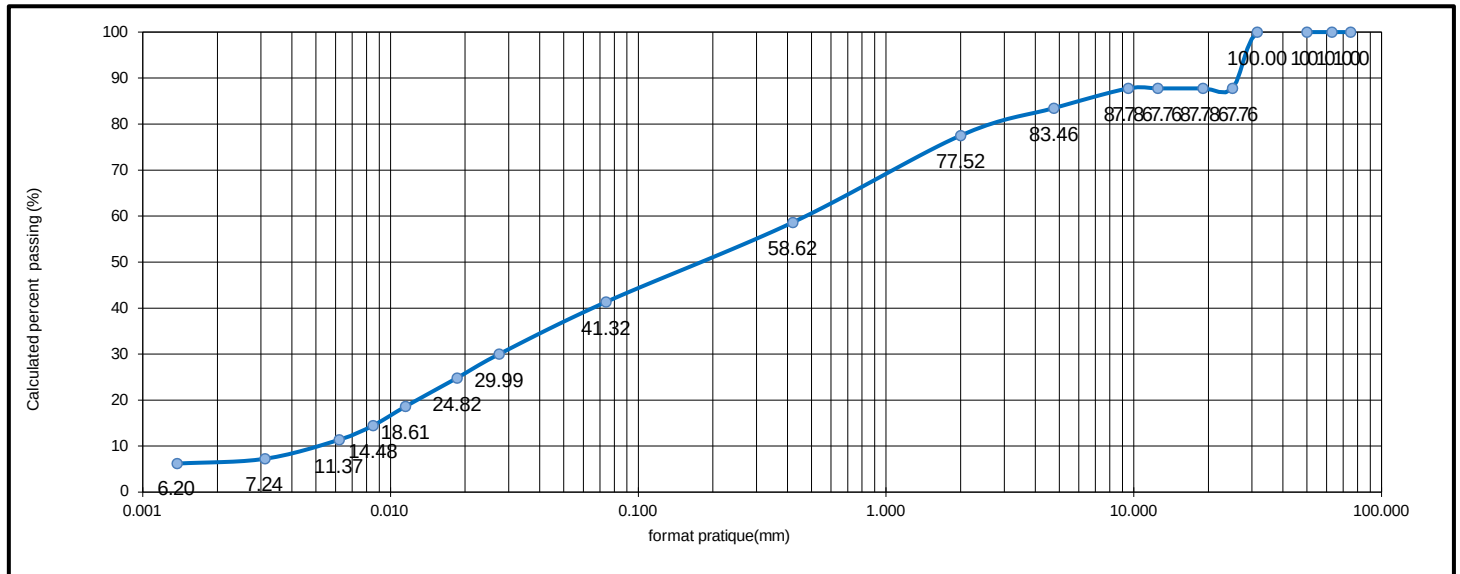
Limite du Liquidité (LL)	35.78
Limite du Plasticité (PL)	18.8
Indice de Plasticité (PI)	17.0



ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA ÎNŞAAT AŞ.			
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Auttoroute Est			
Numero de sondage :	TBH-8A			
Echantillion N0:	-			
Profndeur (m):	3.00-3.45m			
			Date debut	24/11/2025
			Date de la fin	29/11/2025

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	169.31	100.00
2 1/2 "	63	169.31	100.00
2 "	50	169.31	100.00
1 1/2 "	37.5	169.31	100.00
1 "	25	148.58	87.76
3/4"	19	148.58	87.76
1/2 "	12.5	148.58	87.76
3/8 "	9.5	148.58	87.76
# 4	4.75	141.31	83.46
# 10	2	131.25	77.52
# 40	0.42	37.81	58.62
# 200	0.074	26.65	41.32
	0.002		6.68
		Toplam Numune ağı (gr)	169.3

Argile limoneu %
41.32

Gravier %	Sable%	limon %	Argile %
16.54	42.14	34.64	6.68

D ₁₀	0.00
D ₃₀	0.03
D ₆₀	0.47
C _u	95.44
C _c	0.32

LL	PL	PI
36.38	15.96	20.42

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	SM

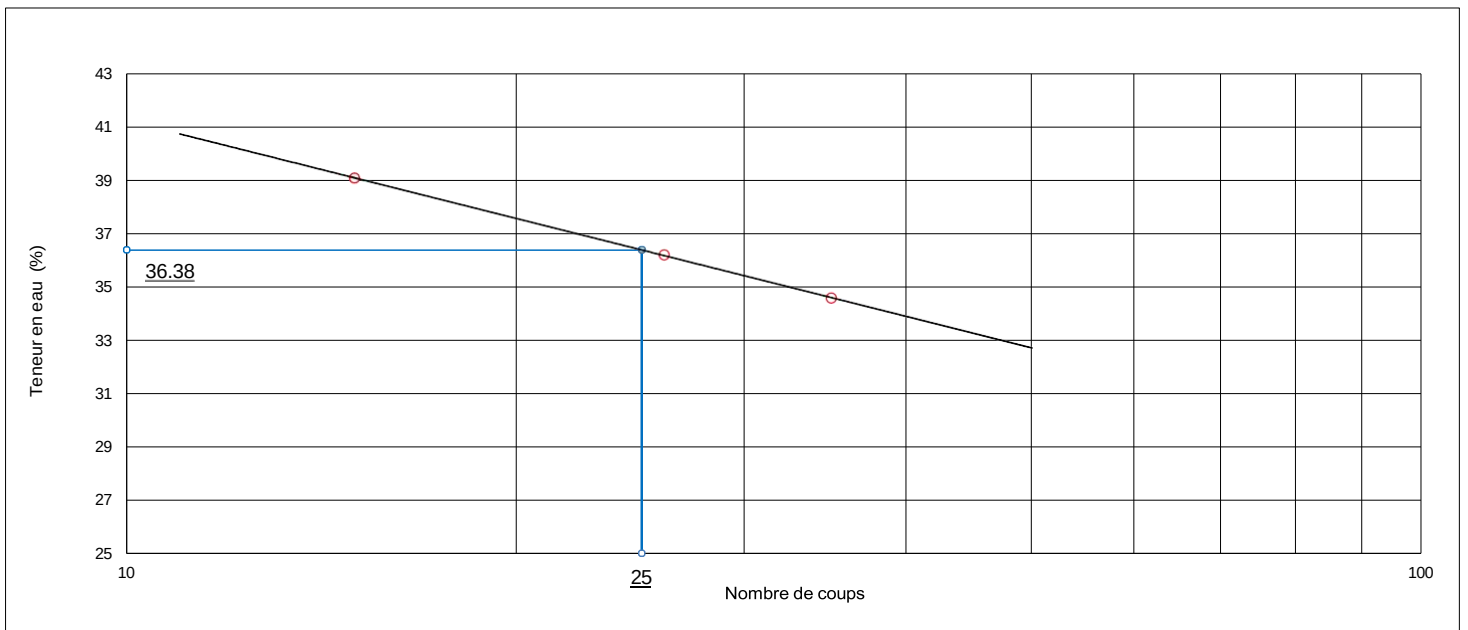


ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.			
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est			
Numero de sondage :	TBH-8A			
Echantillon N0 :	-			
Profondeur (m) :	3.00-3.45m			
			Date debut	03/11/2025
			Date de la fin	06/11/2025
			La norme de l'essai :	ASTM D 4318

DETERMINATION DES LIMITES D' ATTERBERG (METHODE DE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDITE				LA LIMIT PLASTICITE	
Nombre de coups		15	26	35			
Nombre de pot		35	49	15		73	62
Masse de sol humide et pot (gr)	A	27.95	27.00	29.79		20.16	20.52
Masse de sol sec et pot (gr)	B	25.00	24.18	26.57		19.82	20.15
Masse vide, pot propre (gr)	C	17.45	16.39	17.26		17.70	17.82
Masse de l'eau interstitiel (gr)	m ₁	2.95	2.82	3.22		0.34	0.37
Masse de sol sec (B - C) (gr)	m ₂	7.55	7.79	9.31		2.12	2.33
Teneur en eau (m ₁ /m ₂)*100 (%)	w	39.07	36.20	34.59		16.04	15.88



Limite du Liquidité (LL)	36.38
Limite du Plasticité(PL)	16.0
Indice de Plasticité (PI)	20.4

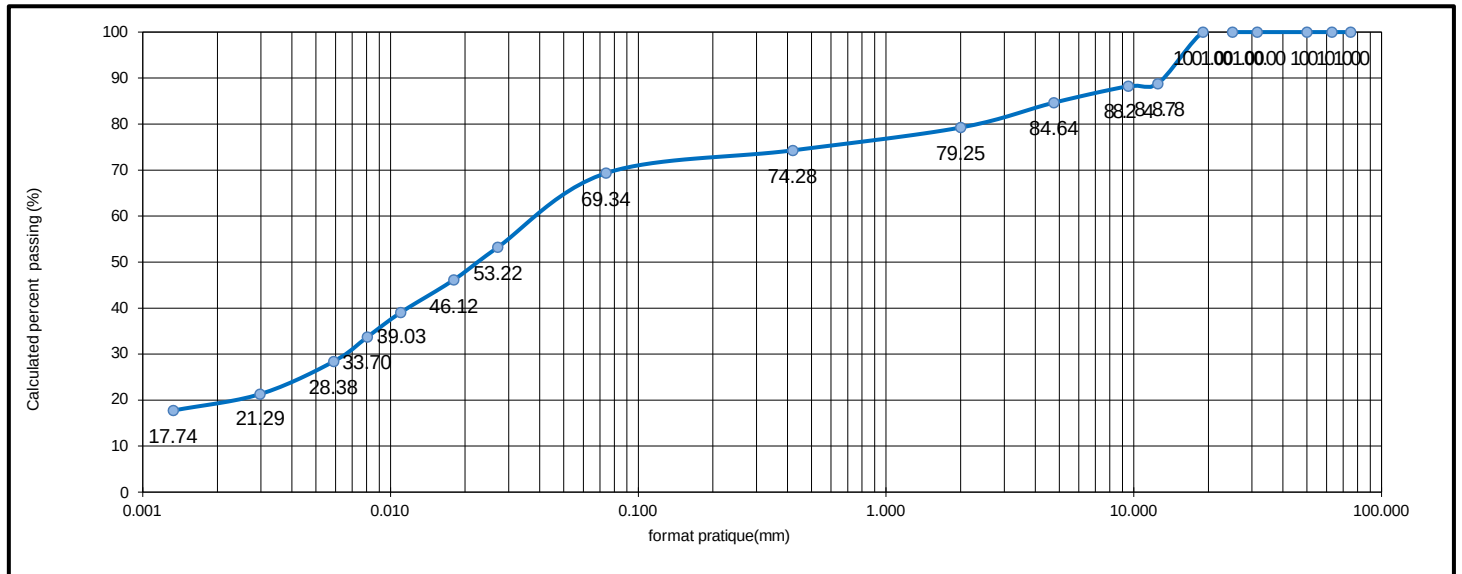


ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Auttoroute Est
Numero de sondage :	TBH-8A
Echantillon N0:	-
Profndeur (m):	4.10-4.50m

Date debut	24/11/2025
Date de la fin	29/11/2025
La norme de l'essai :	ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	221.93	100.00
2 1/2 "	63	221.93	100.00
2 "	50	221.93	100.00
1 1/2 "	37.5	221.93	100.00
1 "	25	221.93	100.00
3/4"	19	221.93	100.00
1/2 "	12.5	197.04	88.78
3/8 "	9.5	195.83	88.24
# 4	4.75	187.85	84.64
# 10	2	175.87	79.25
# 40	0.42	46.87	74.28
# 200	0.074	43.75	69.34
	0.002		19.55
Toplam Numune ağı (gr)		221.9	

Argile limoneu %
69.34

Gravier %	Sable%	limon %	Argile %
15.36	15.30	49.79	19.55

D ₁₀	
D ₃₀	
D ₆₀	
C _u	
C _c	

LL	PL	PI
47.46	20.06	27.39

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	CL

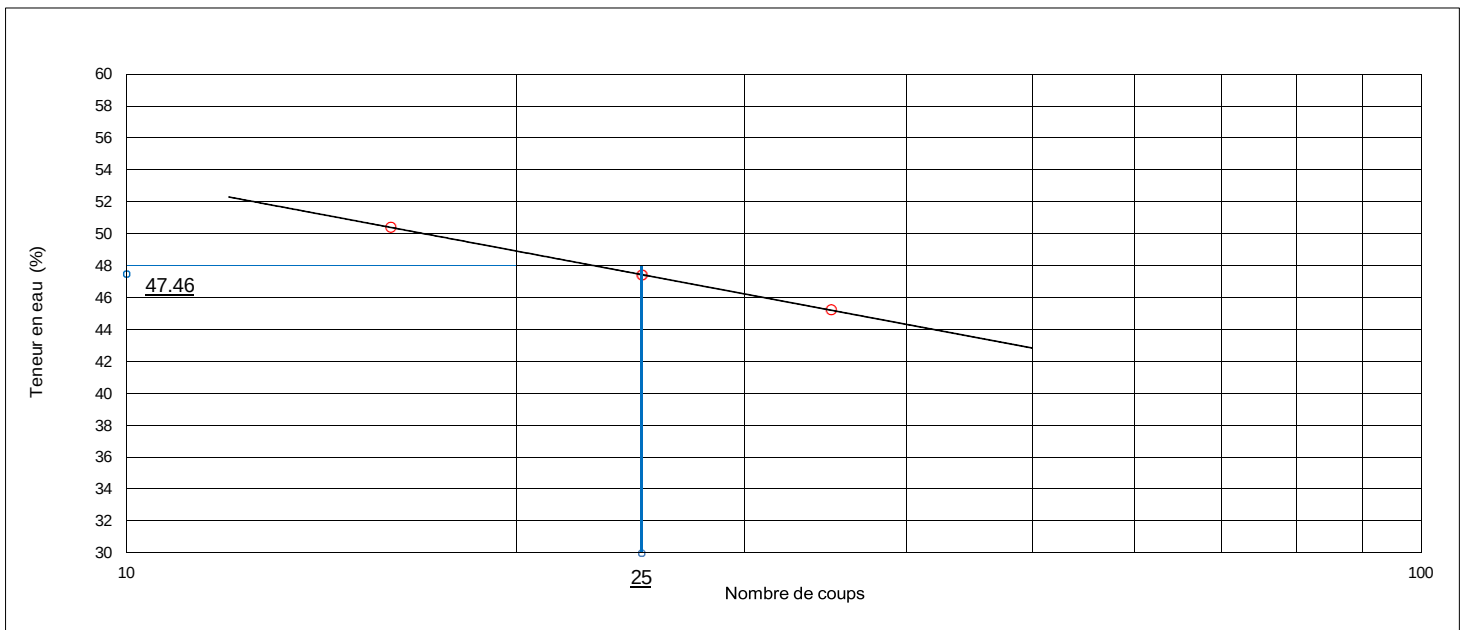


ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA ÎNŞAAT AŞ.				
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est				
Numero de sondage :	TBH-8A			Date debut	03/11/2025
Echantillon N0 :	-			Date de la fin	06/11/2025
Profondeur (m) :	4.10-4.50m			La norme de l'essai :	ASTM D 4318

DETERMINATION DES LIMITES D' ATTERBERG (METHODE DE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDITE				LA LIMIT PLASTICITE	
Nombre de coups		16	25	35			
Nombre de pot		80	11	13		35	23
Masse de sol humide et pot (gr)	A	29.90	37.00	28.59		19.34	19.93
Masse de sol sec et pot (gr)	B	25.58	30.37	25.20		19.03	19.62
Masse vide, pot propre (gr)	C	17.01	16.39	17.71		17.49	18.07
Masse de l'eau interstitiel (gr)	m ₁	4.32	6.63	3.39		0.31	0.31
Masse de sol sec (B - C) (gr)	m ₂	8.57	13.98	7.49		1.54	1.55
Teneur en eau (m ₁ /m ₂)*100 (%)	w	50.41	47.42	45.26		20.13	20.00



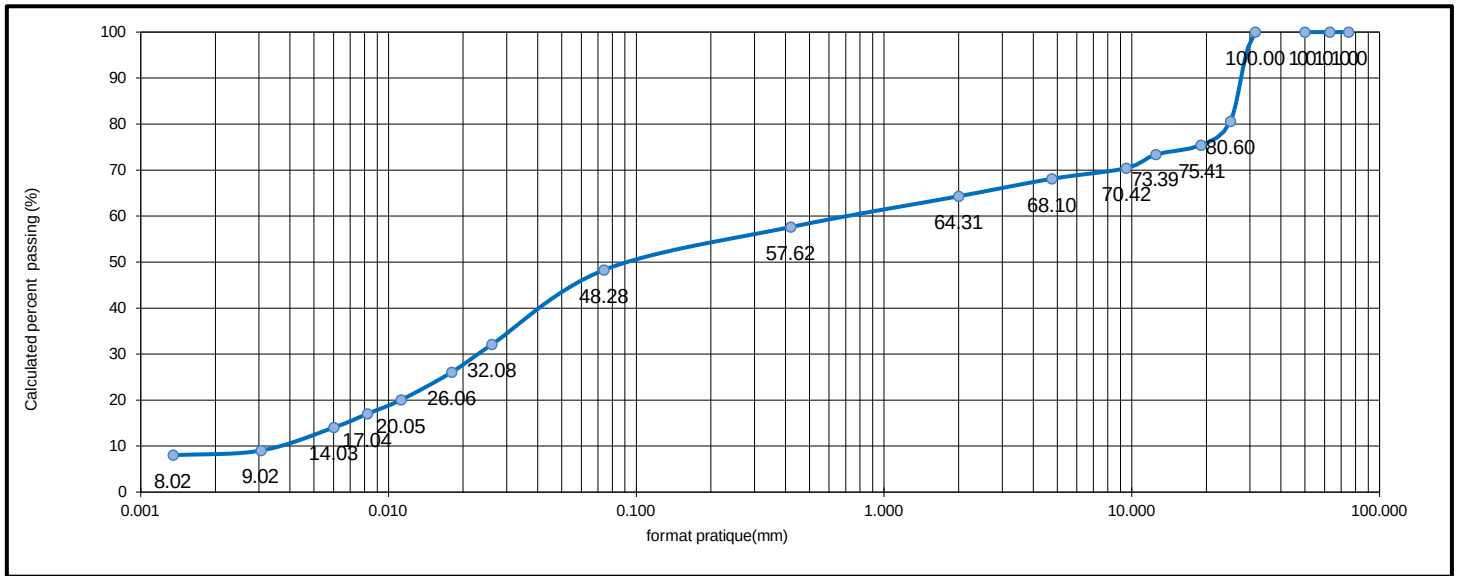
Limite du Liquidité (LL)	47.46
Limite du Plasticité (PL)	20.1
Indice de Plasticité (PI)	27.4



ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA ÎNŞAAT AŞ.			
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Auttoroute Est			
Numero de sondage :	TBH-8A			
Echantillion N0:	-		Date debut	24/11/2025
Profndeur (m):	4.50-4.95m		Date de la fin	29/11/2025

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	131.21	100.00
2 1/2 "	63	131.21	100.00
2 "	50	131.21	100.00
1 1/2 "	37.5	131.21	100.00
1 "	25	105.75	80.60
3/4"	19	98.95	75.41
1/2 "	12.5	96.30	73.39
3/8 "	9.5	92.40	70.42
# 4	4.75	89.35	68.10
# 10	2	84.38	64.31
# 40	0.42	44.80	57.62
# 200	0.074	37.54	48.28
	0.002		8.50
		Toplam Numune ağı (gr)	131.2

Argile limoneu %
48.28

Gravier %	Sable%	limon %	Argile %
31.90	19.81	39.78	8.50

D ₁₀	0.00
D ₃₀	0.02
D ₆₀	0.73
C _u	209.68
C _c	0.21

LL	PL	PI
34.42	17.04	17.38

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	GM

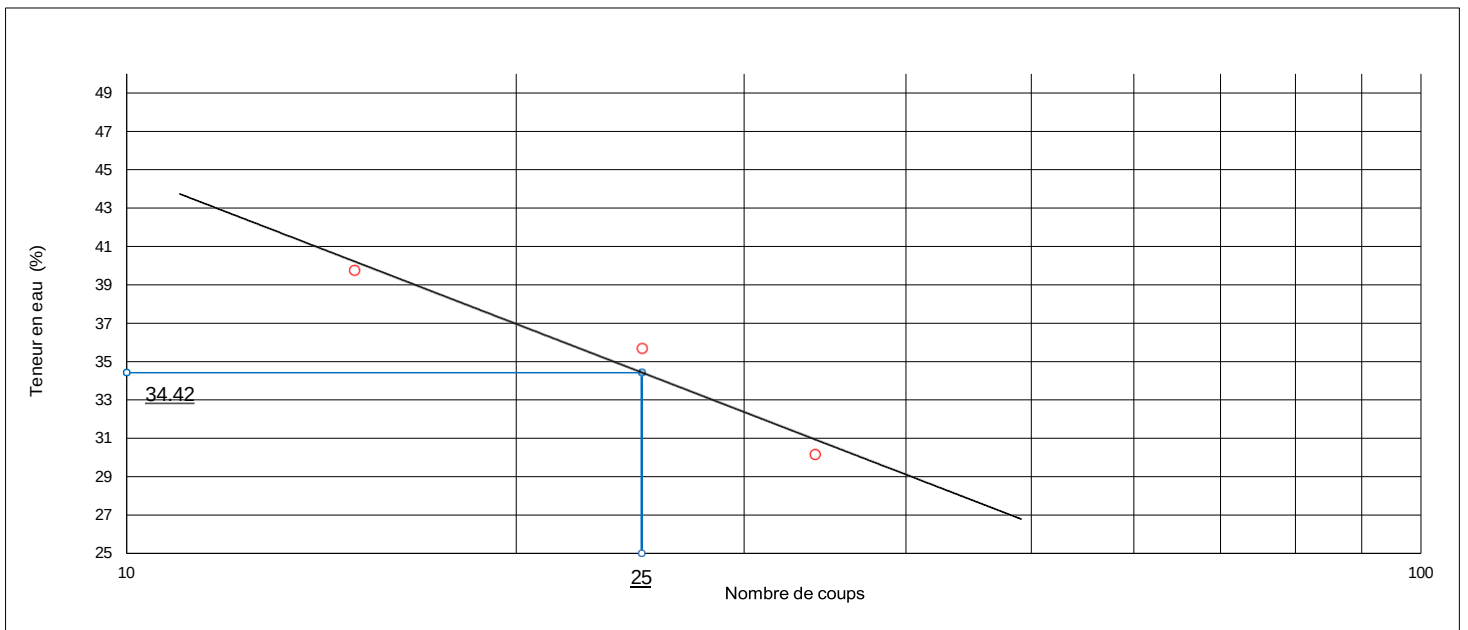


ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.			
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est			
Numero de sondage :	TBH-8A			
Echantillon N0 :	-			
Profondeur (m) :	4.50-4.95m			
			Date debut	03/11/2025
			Date de la fin	05/11/2025
			La norme de l'essai :	ASTM D 4318

DETERMINATION DES LIMITES D' ATTERBERG (METHODE DE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDITE				LA LIMIT PLASTICITE	
Nombre de coups		15	25	34			
Nombre de pot		23	94	47		100	74
Masse de sol humide et pot (gr)	A	28.13	27.07	27.69		18.92	19.79
Masse de sol sec et pot (gr)	B	25.27	24.68	25.50		18.55	19.49
Masse vide, pot propre (gr)	C	18.07	17.98	18.24		16.27	17.81
Masse de l'eau interstitiel (gr)	m ₁	2.86	2.39	2.19		0.37	0.30
Masse de sol sec (B - C) (gr)	m ₂	7.20	6.70	7.26		2.28	1.68
Teneur en eau (m ₁ /m ₂)*100 (%)	w	39.72	35.67	30.17		16.23	17.86



Limite du Liquidité (LL)	34.42
Limite du Plasticité (PL)	17.0
Indice de Plasticité (PI)	17.4

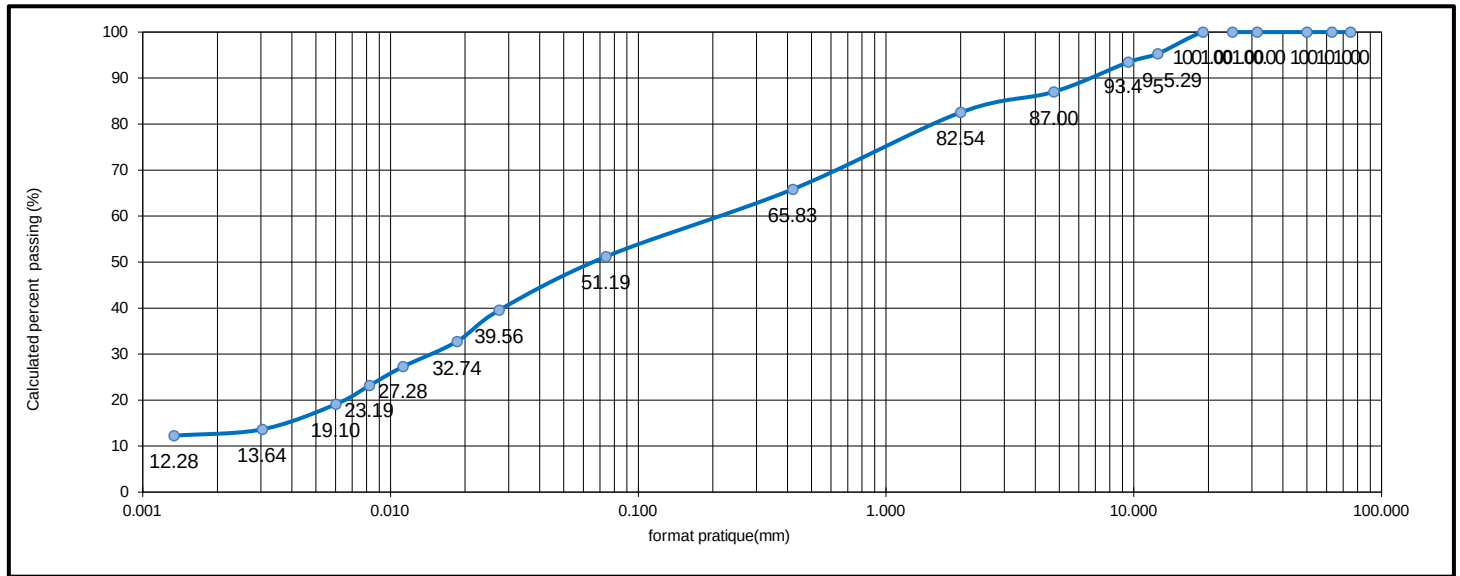


ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.		
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Auttoroute Est		
Numero de sondage :	TBH-8A		
Echantillion N0:	-		
Profndeur (m):	7.50-7.95m		

Date debut	24/11/2025
Date de la fin	29/11/2025
La norme de l'essai :	ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	229.53	100.00
2 1/2 "	63	229.53	100.00
2 "	50	229.53	100.00
1 1/2 "	37.5	229.53	100.00
1 "	25	229.53	100.00
3/4"	19	229.53	100.00
1/2 "	12.5	218.72	95.29
3/8 "	9.5	214.50	93.45
# 4	4.75	199.70	87.00
# 10	2	189.45	82.54
# 40	0.42	39.88	65.83
# 200	0.074	31.01	51.19
	0.002		12.95
		Toplam Numune ağı (gr)	229.5

Argile limoneu %
51.19

Gravier %	Sable%	limon %	Argile %
13.00	35.81	38.24	12.95

D ₁₀	
D ₃₀	
D ₆₀	
C _u	
C _c	

LL	PL	PI
29.96	17.62	12.34

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	CL

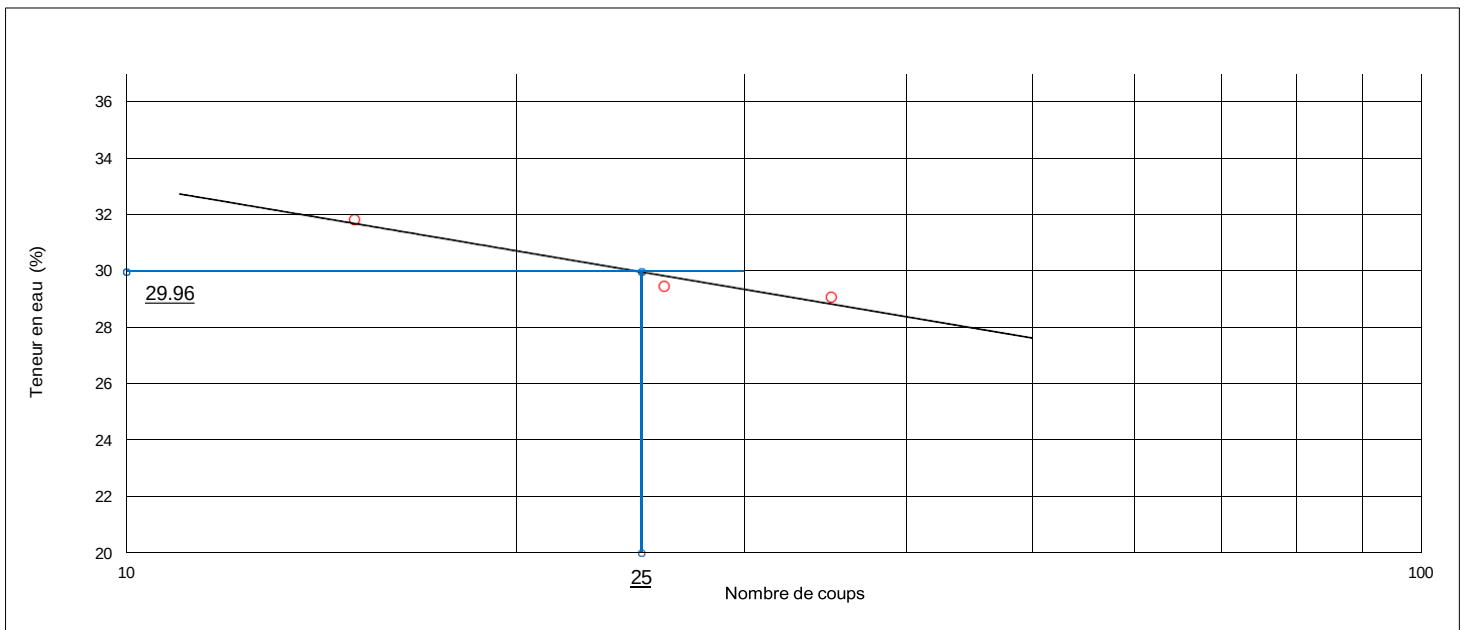


ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

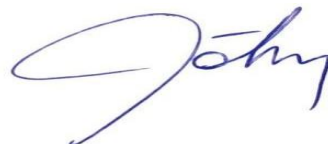
Nom de l'entreprise:	MAPA ÎNŞAAT AŞ.				
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est				
Numero de sondage :	TBH-8A			Date debut	03/11/2025
Echantillon N0 :	-			Date de la fin	05/11/2025
Profondeur (m) :	7.50-7.95m			La norme de l'essai :	ASTM D 4318

DETERMINATION DES LIMITES D' ATTERBERG (METHODE DE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDITE				LA LIMIT PLASTICITE	
Nombre de coups		15	26	35			
Nombre de pot		41	10	81		73	74
Masse de sol humide et pot (gr)	A	28.65	26.81	28.07		21.31	21.20
Masse de sol sec et pot (gr)	B	26.16	24.68	25.70		20.77	20.69
Masse vide, pot propre (gr)	C	18.33	17.45	17.55		17.70	17.80
Masse de l'eau interstitiel (gr)	m ₁	2.49	2.13	2.37		0.54	0.51
Masse de sol sec (B - C) (gr)	m ₂	7.83	7.23	8.15		3.07	2.89
Teneur en eau (m ₁ /m ₂)*100 (%)	w	31.80	29.46	29.08		17.59	17.65



Limite du Liquidité (LL)	29.96
Limite du Plasticité(PL)	17.6
Indice de Plasticité (PI)	12.3

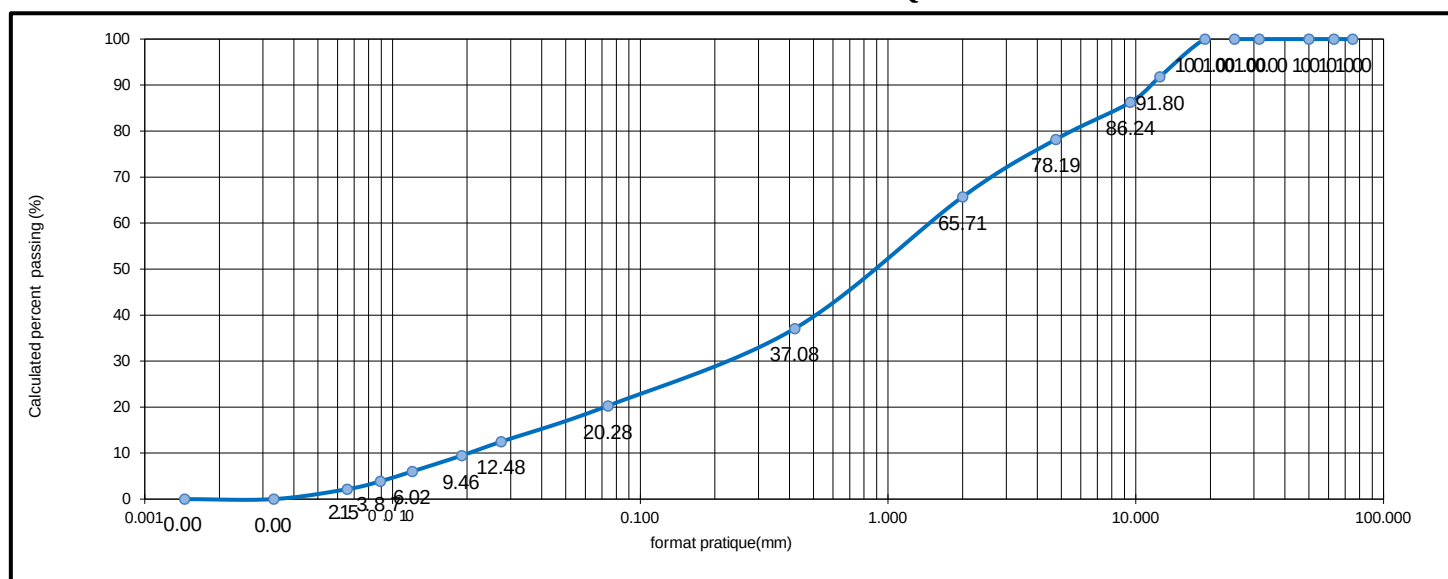


ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise:	MAPA İNŞAAT AŞ.
Nom du projet :	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Auttoroute Est
Numero de sondage :	TBH-8A
Echantillon N0:	-
Profndeur (m):	10.50-10.65m

Date debut	24/11/2025
Date de la fin	29/11/2025
La norme de l'essai :	ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passan (%)
3 "	75	140.20	100.00
2 1/2 "	63	140.20	100.00
2 "	50	140.20	100.00
1 1/2 "	37.5	140.20	100.00
1 "	25	140.20	100.00
3/4"	19	140.20	100.00
1/2 "	12.5	128.71	91.80
3/8 "	9.5	120.91	86.24
# 4	4.75	109.62	78.19
# 10	2	92.13	65.71
# 40	0.42	28.21	37.08
# 200	0.074	15.43	20.28
	0.002		0.00
		Toplam Numune ağı (gr)	140.2

Argile limoneu %
20.28

Gravier %	Sable%	limon %	Argile %
21.81	57.91	20.28	0.00

D ₁₀	0.02
D ₃₀	0.20
D ₆₀	1.46
C _u	72.19
C _c	1.37

LL	PL	PI
NP	NP	NP

Type du Material Fine	
Classe du sol (USCS)	SM



ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique

Nom de l'entreprise	MAPA İNŞAAT AŞ.	Date debut :	10/12/2025
Nom du Projet	Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est	Date de la fin :	13/12/2025
Sondage N°	TBH-8A	La norme de l'essai	ASTM D 5731-16

ESSAI A CHARGE PONCTUELLE TABLEAU DES RÉSULTATS							
numero de sondage	profondeur (m)	Dimension de l'échantillon		Charge de rupture P (kg)	Type de test diamétral = 1 axial = 2 bloc = 3	Point de Résistance de charge index $I_{c(50)}$ (kg/cm ²)	moyenne
		Diamètre de l'échantillon (mm)	Longueur de l'échantillon (mm)				
TBH-8A	48.15-48.25	63.0	63.0	507.46	1	14.19	23.37
	48.25-48.33	63.0	47.0	611.40	2	15.77	
	48.33-48.45	63.0	32.0	486.06	2	15.49	
	48.85-48.92	63.0	63.0	670.50	1	18.75	
	48.92-49.00	63.0	49.0	746.93	2	18.83	
	49.25-49.35	63.0	43.0	599.17	2	16.23	
	49.6-49.70	63.0	63.0	1561.11	1	43.64	
	49.70-49.80	63.0	51.0	1785.29	2	44.03	

ingenieur en charge

Gökmen Özgümüş

ingenieur geologique



ingenieur en charge

Gökmen Özgümüş

ingenieur geologique

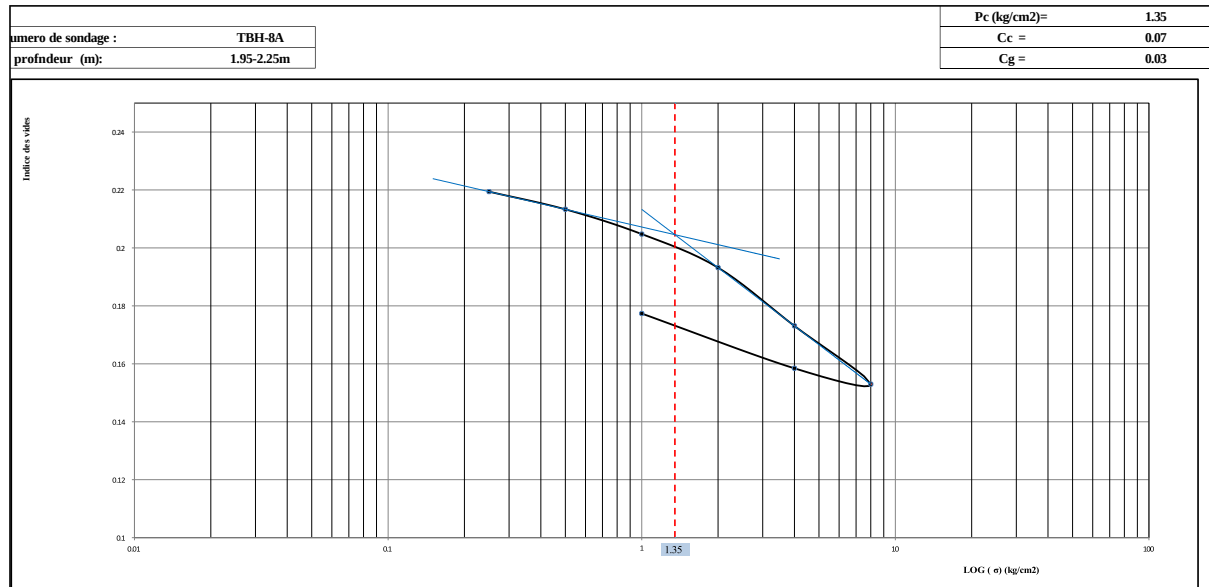
Nom de l'entreprise		MAPA INSAAT AS	
Nom du projet		Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est	
Numero de sondage :	TBH-8A	Date debut : 20/11/2025	
Echantillon N0	-	Date de la fin : 30/11/2025	
profndeur (m):	1.95-2.25m	la norme de l'essai : ASTM D 2435	

ESSAI DE CONSOLIDATION

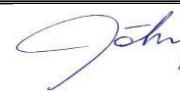
masse du moule (gr)	94.54
masse de l'échantillon humide + moule(gr)	227.91
masse de l'échantillon sec + moule(gr)	217.43
masse de l'échantillon humide (gr)	133.37
masse de l'échantillon sec (gr)	122.89
Teneur en eau (%)	8.53
densité humide (t/m3)	2.36
densité seche (t/m3)	2.17
densité des grains (t/m3)	2.65
masse du piston (Kg)	0.208

précision du comparateur (cm)	0.001
Diamètre interieur du moule (cm)	6.00
hauteur de l'échantillon H0 (cm)	2.00
sueface de l'échantillon (cm2)	28.27
volumé de l'échantillon (cm3)	56.55
indice de vide initiale (e0)	0.22
porosité (n)	0.18
degré de saturation Sr (%)	103.00
densité de l'eau (t/m3)	1.00
(1+e0)/H0	0.61

masse ajouté (kg)	contrainte appliqué (kg/cm2)	Δp	lectures du comparateur	changement de hauteur pour chaque palier (cm)	changement de l'indice des vides pour chaque palier	l'indice des vides pour chaque palier	av (cm2/kg)	mv (cm2/kg)	Cv (m²/s)
0.000	0.01	0.01	0	0	0.0000	0.2194	0	0.0000	0.0000
0.325	0.125	0.115	0	0	0.0000	0.2194	0	0.0000	0.0000
0.679	0.25	0.125	0	0	0.0000	0.2194	0.0000	0.0000	0.0000
1.385	0.5	0.25	10	0.01	0.0061	0.2133	-0.0244	0.0200	0.0000
2.799	1	0.5	24	0.014	0.0085	0.2048	-0.0171	0.0140	0.0071
5.627	2	1	43	0.019	0.0116	0.1932	-0.0116	0.0095	0.0105
11.261	4	2	76	0.033	0.0201	0.1731	-0.0101	0.0063	0.0121
22.591	8	4	109	0.033	0.0201	0.1530	-0.0050	0.0041	0.0242
11.261	4	-4	100	-0.009	-0.0055	0.1584	-0.0014		
2.799	1	-3	69	-0.031	-0.0189	0.1773	-0.0063		



ingenieur en charge
Gökmen Özgümüş
ingenieur geologique



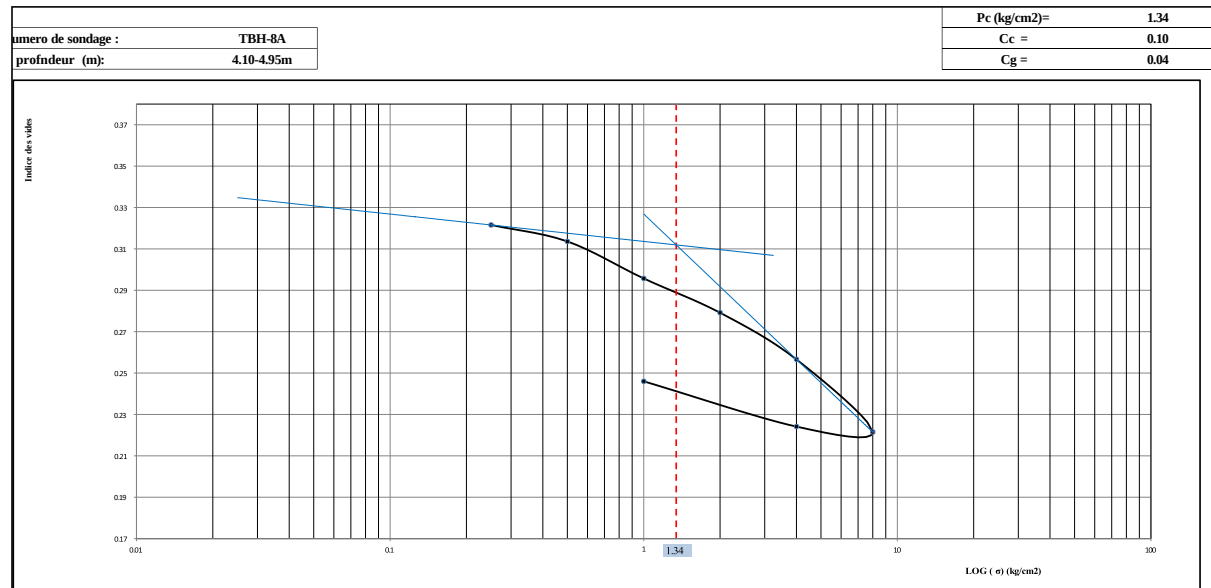
Nom de l'entreprise		MAPA INSAAT AS	
Nom du projet		Realisation de la Liaison Autoroutiere Reliant le Port de Djen Djen A L'Autoroute Est	
Numero de sondage :	TBH-8A	Date debut : 20/11/2025	
Echantillon N0	-	Date de la fin : 30/11/2025	
profndeur (m):	4.10-4.95m	la norme de l'essai : ASTM D 2435	

ESSAI DE CONSOLIDATION

masse du moule (gr)	92.2
masse de l'échantillon humide + moule(gr)	225.16
masse de l'échantillon sec + moule(gr)	205.25
masse de l'échantillon humide (gr)	132.96
masse de l'échantillon sec (gr)	113.05
Teneur en eau (%)	17.61
densité humide (t/m3)	2.35
densité seche (t/m3)	2.00
densité des grains (t/m3)	2.65
masse du piston (Kg)	0.208

précision du comparateur (cm)	0.001
Diamètre interieur du moule (cm)	6.00
hauteur de l'échantillon H0 (cm)	2.00
sueface de l'échantillon (cm2)	28.27
volumé de l'échantillon (cm3)	56.55
indice de vide initiale (e0)	0.33
porosité (n)	0.25
degré de saturation Sr (%)	143.36
densité de l'eau (t/m3)	1.00
(1+e0)/H0	0.66

masse ajouté (kg)	contrainte appliqué (kg/cm2)	Δp	lectures du comparateur	changement de hauteur pour chaque palier (cm)	changement de l'indice des vides pour chaque palier	l'indice des vides pour chaque palier	av (cm2/kg)	mv (cm2/kg)	Cv (m²/s)
0.000	0.01	0.01	0	0	0.0000	0.3256	0	0.0000	0.0000
0.325	0.125	0.115	0	0	0.0000	0.3256	0	0.0000	0.0000
0.679	0.25	0.125	6	0.006	0.0040	0.3216	-0.0318	0.0240	0.0000
1.385	0.5	0.25	18	0.012	0.0080	0.3136	-0.0318	0.0240	0.0000
2.799	1	0.5	45	0.027	0.0179	0.2957	-0.0358	0.0270	0.0037
5.627	2	1	70	0.025	0.0166	0.2792	-0.0166	0.0125	0.0080
11.281	4	2	104	0.034	0.0225	0.2566	-0.0113	0.0085	0.0118
22.591	8	4	157	0.053	0.0351	0.2215	-0.0088	0.0066	0.0151
11.281	4	-4	153	-0.004	-0.0027	0.2241	-0.0007		
2.799	1	-3	120	-0.033	-0.0219	0.2460	-0.0073		



ANNEXE C : Rapports d'analyse RocData

POUR LES FLYSH

Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 4.2 MPa
GSI = 18 m_i = 6 Disturbance factor = 0
intact modulus (E_i) = 1050 MPa
modulus ratio (MR) = 250

Hoek-Brown Criterion

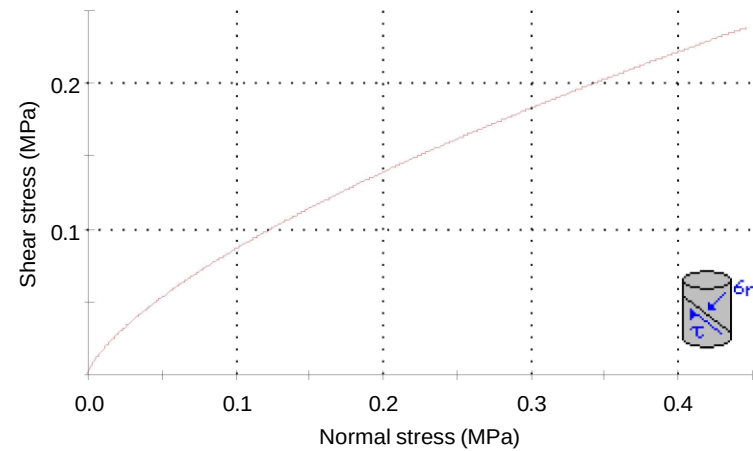
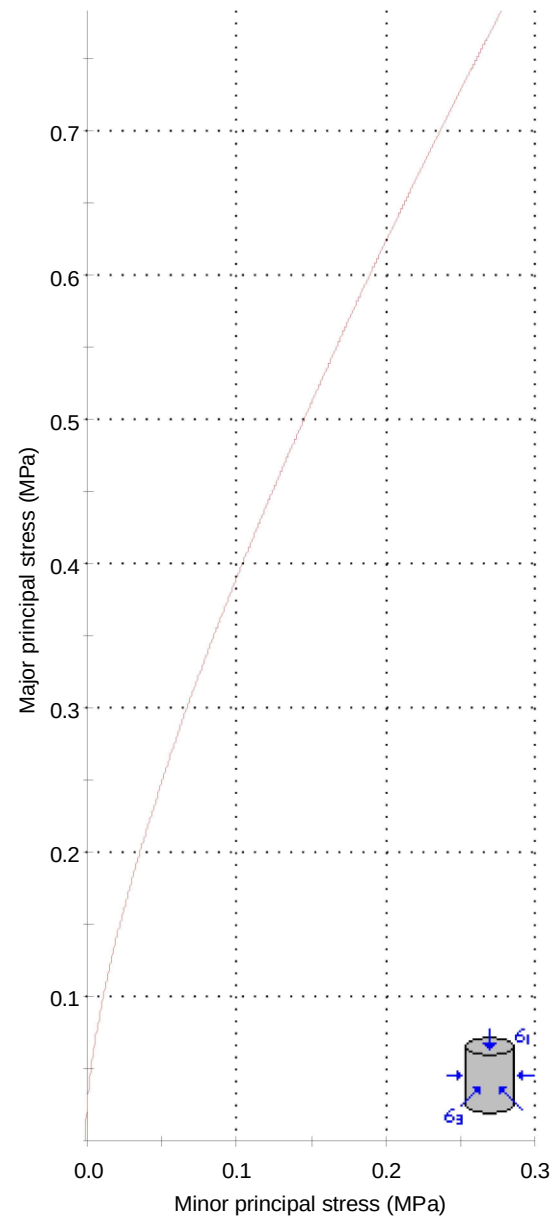
m_b = 0.321 s = 0.0001 a = 0.550

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.037 MPa friction angle = 25.52 deg

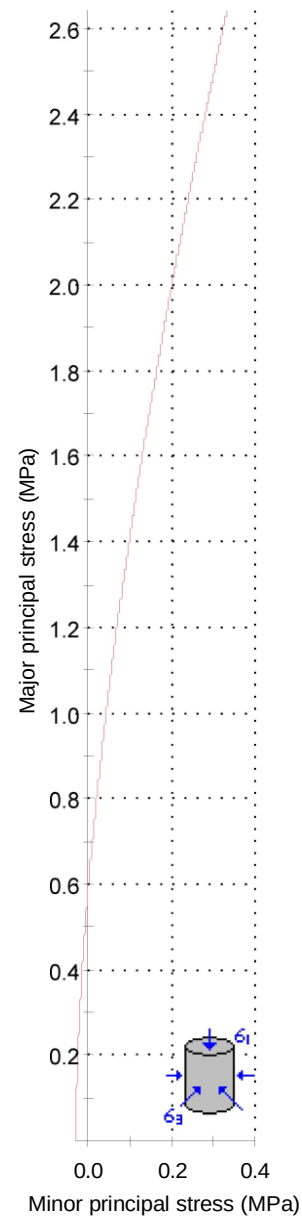
Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.001 MPa
uniaxial compressive strength = 0.028 MPa
global strength = 0.240 MPa
modulus of deformation = 43.57 MPa



POUR LA VOUTE PARPLUIE

Analysis of Rock/Soil Strength using RocData



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 88.72 MPa
GSI = 18 m_i = 6 Disturbance factor = 0
intact modulus (E_i) = 1500 MPa

Hoek-Brown Criterion

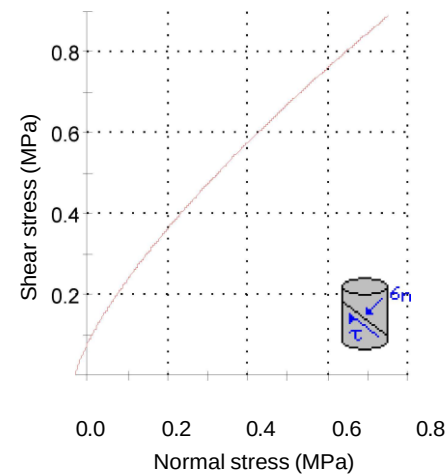
m_b = 0.321 s = 0.0001 a = 0.550

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.137 MPa friction angle = 46.56 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.031 MPa
uniaxial compressive strength = 0.591 MPa
global strength = 5.073 MPa
modulus of deformation = 62.24 MPa



ANNEXE D : Script Python de changement de repère topographique

Code source Python

Python

```
import os

# Constantes de transformation (Translation vers le repère local)
DX = 752177.297
DY = 4054685.587
DZ = 436.2055

# Chemin du fichier d'entrée contenant le nuage de points brut
input_file = r"C:\points\AA.txt"
# Fichier de sortie contenant les coordonnées transformées
output_file = r"C:\points\points_google_mapper_transforme6.txt"

# Lecture et traitement des coordonnées
with open(input_file, "r") as fin, open(output_file, "w") as fout:
    for line in fin:
        line = line.strip()
        # Ignorer les lignes vides
        if not line:
            continue
        try:
            parts = line.split()
            # Lecture des coordonnées UTM
            X = float(parts[0])
            Y = float(parts[1])
            Z = float(parts[2])

            # Transformation (Soustraction pour centrer le modèle)
            Xp = X - DX
            Yp = Y - DY
            Zp = Z - DZ

            # Écriture dans le fichier de sortie avec 3 décimales
            fout.write(f"{Xp:.3f} {Yp:.3f} {Zp:.3f}\n")
        except Exception as e:
            print(f"Ligne ignorée : {line} -> {e}")

print("Transformation terminée. Fichier enregistré :", output_file)
```

Annexe F

Ce document compile l'intégralité des figures issues des simulations numériques PLAXIS 3D. Elles sont organisées logiquement : de l'état initial aux phases d'excavation, en passant par les déformations du massif jusqu'aux efforts internes dans les structures de soutènement.

Figure 1 : Phase initiale - Champ de contraintes totales verticales (σ_{zz})

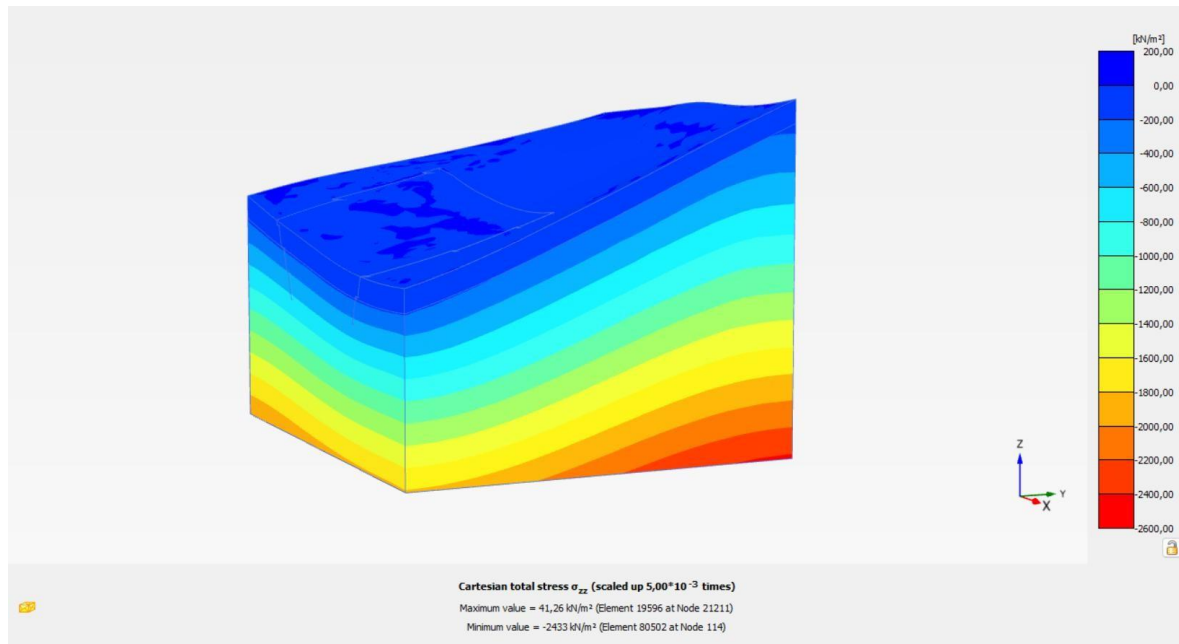
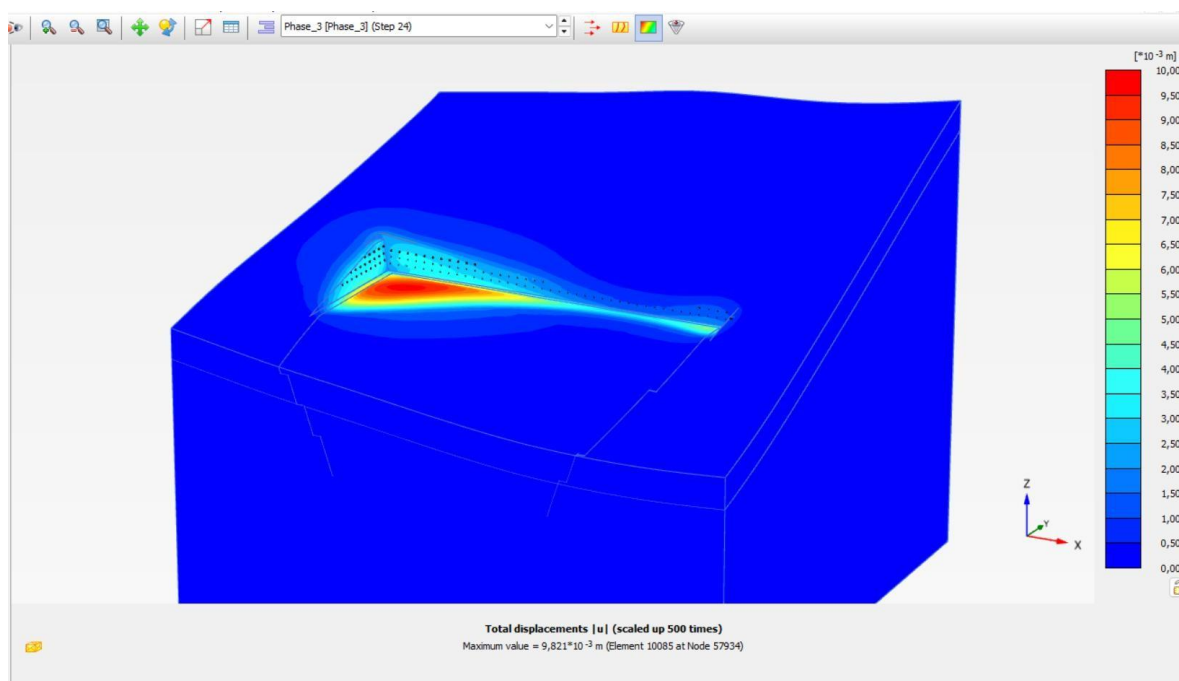
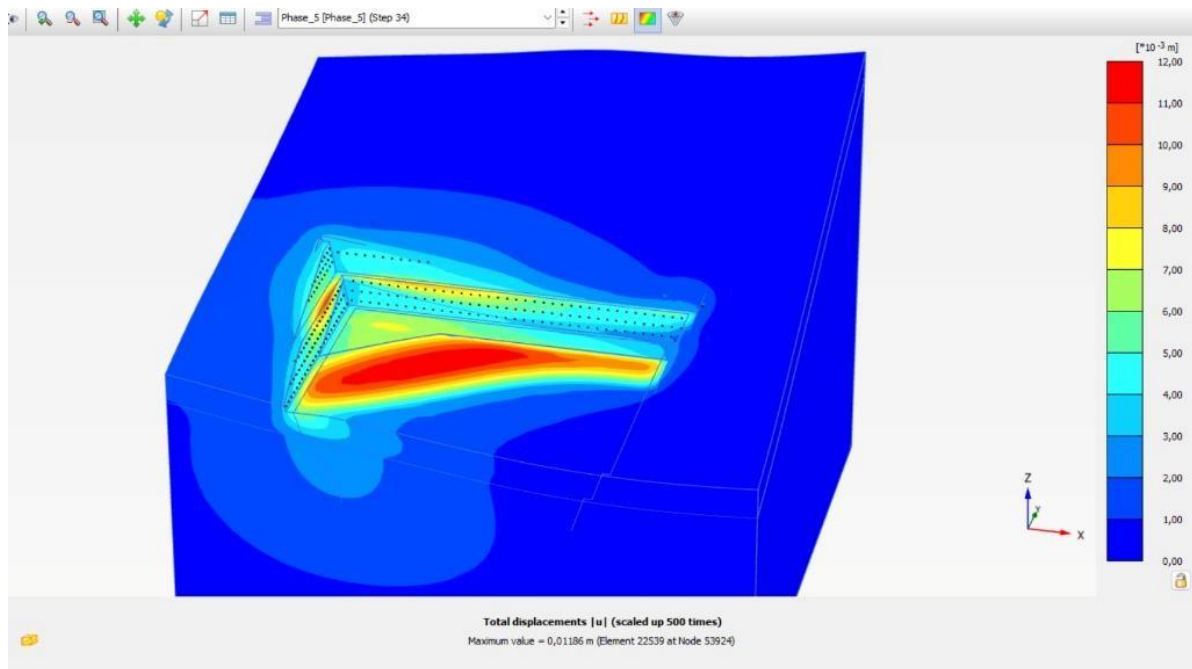


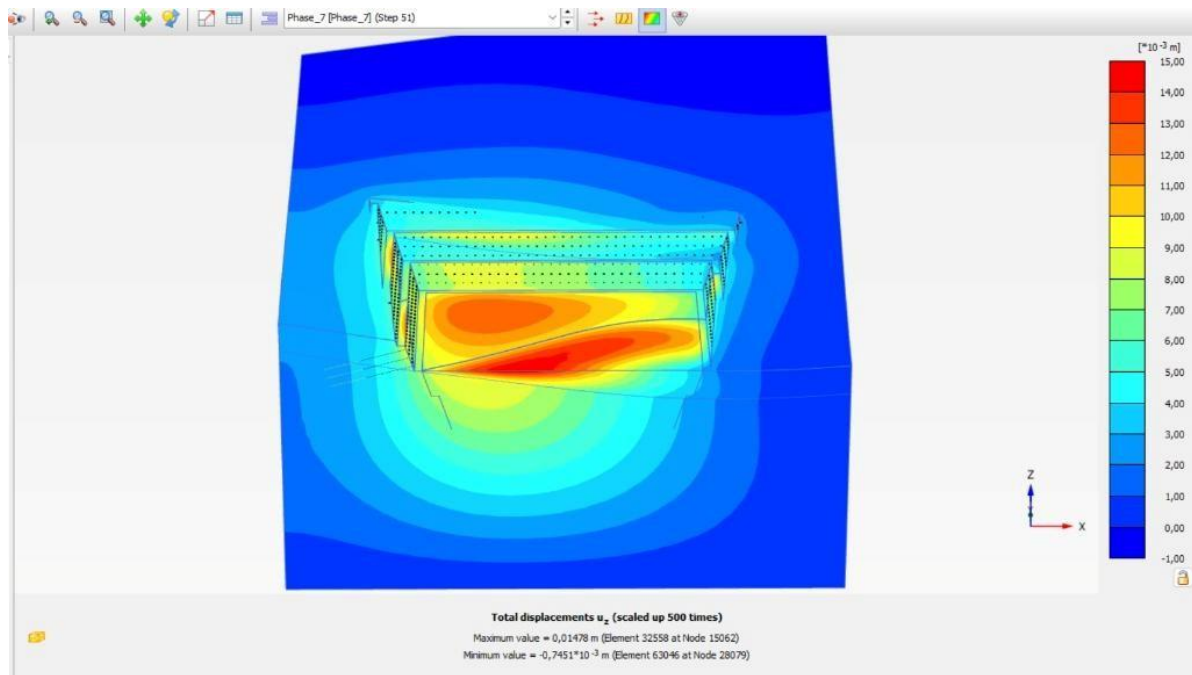
Figure 2 : Phase 03 - Déplacements totaux $|u|$ lors de l'excavation du talus



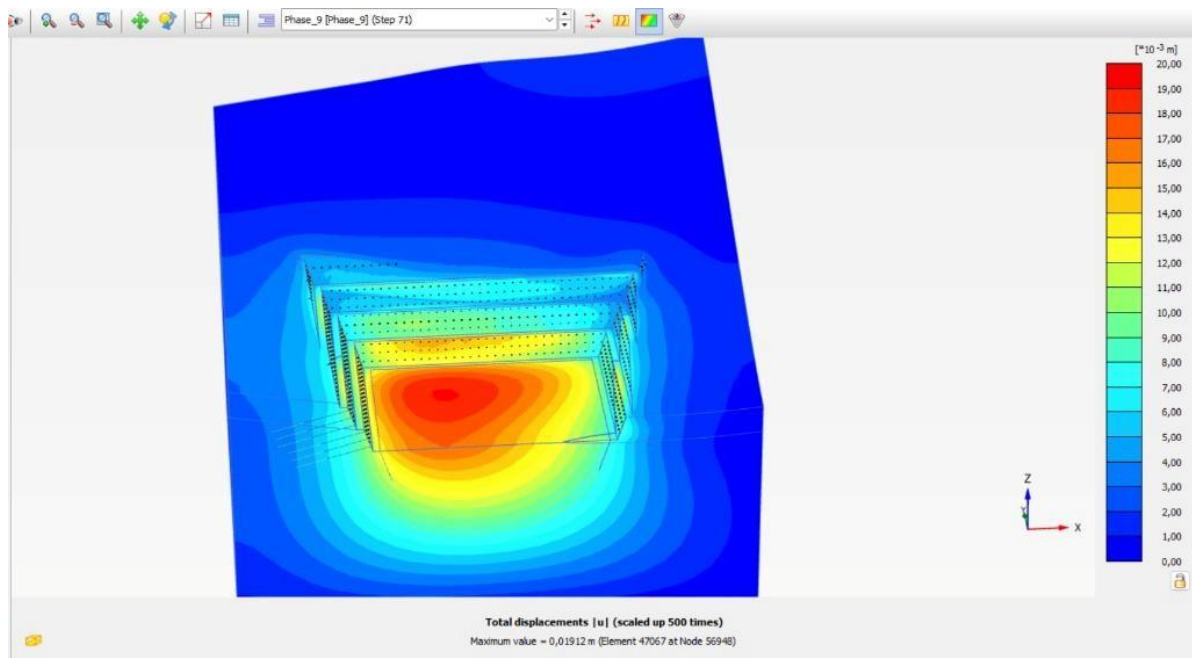
Phase 05 - Déplacements totaux $|u|$ lors de l'excavation



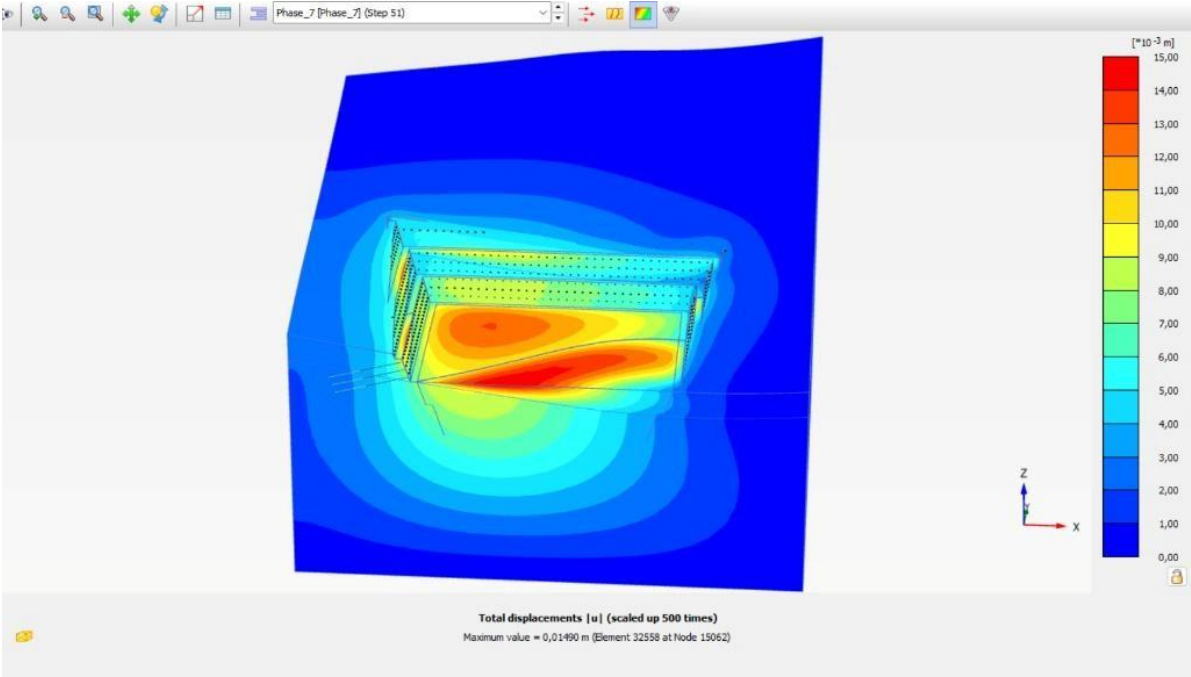
Phase 07 - Déplacements verticaux U_z du massif



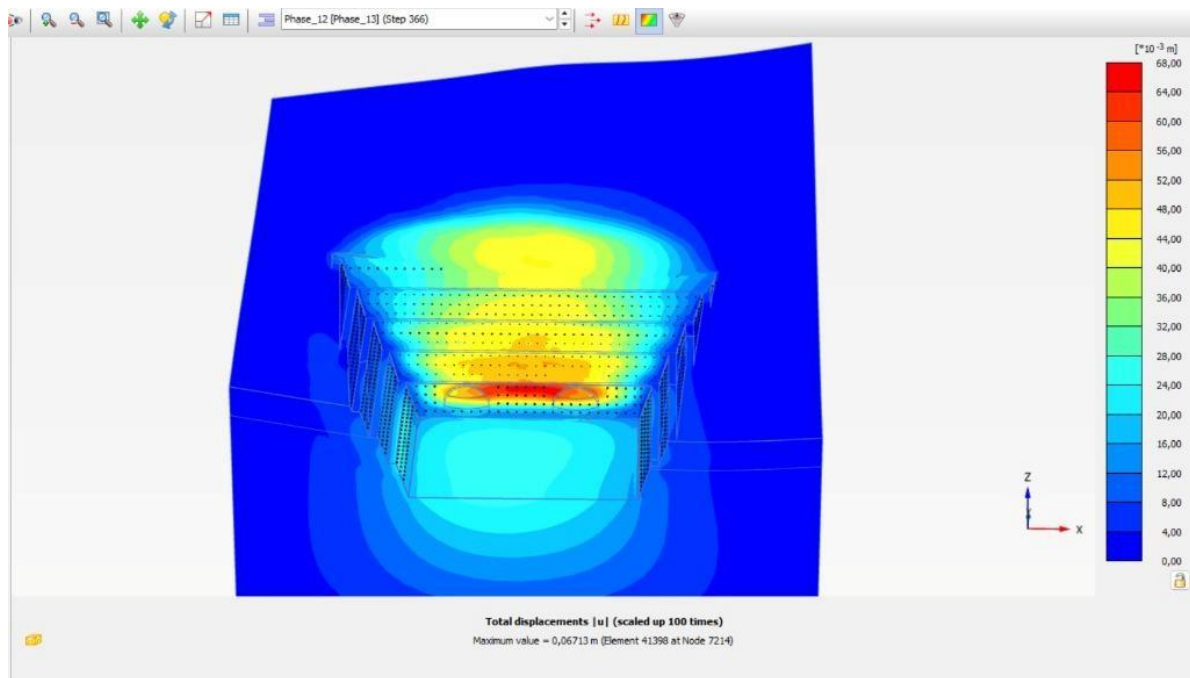
Phase 09 - Déplacements totaux |u|



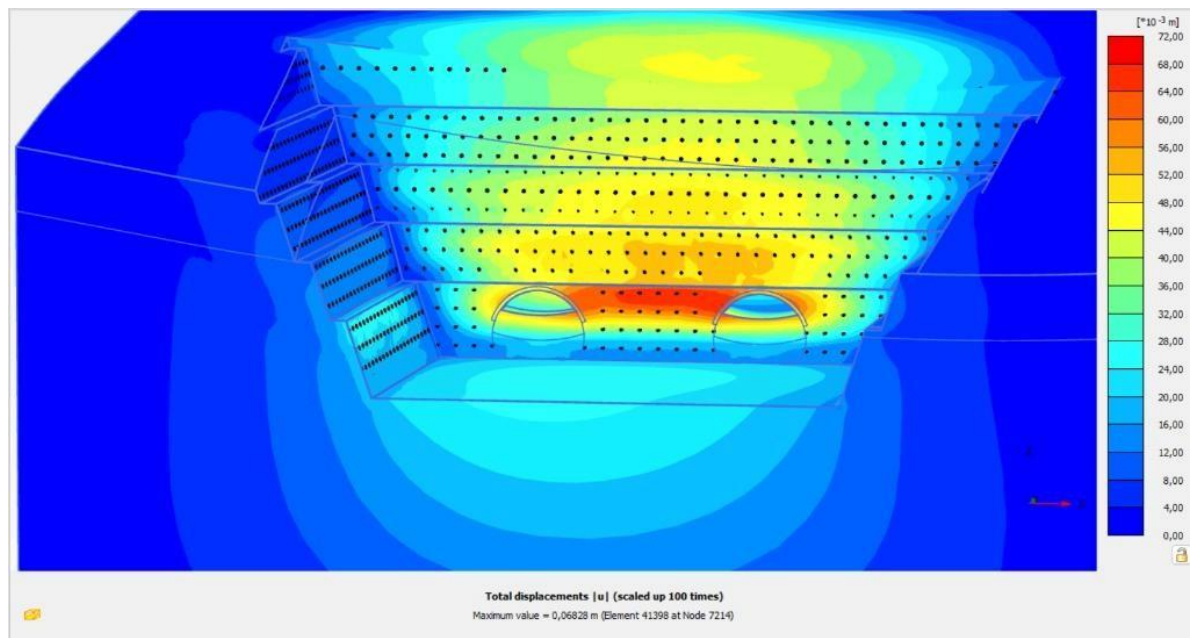
Phase 7 - Déplacements totaux |u|



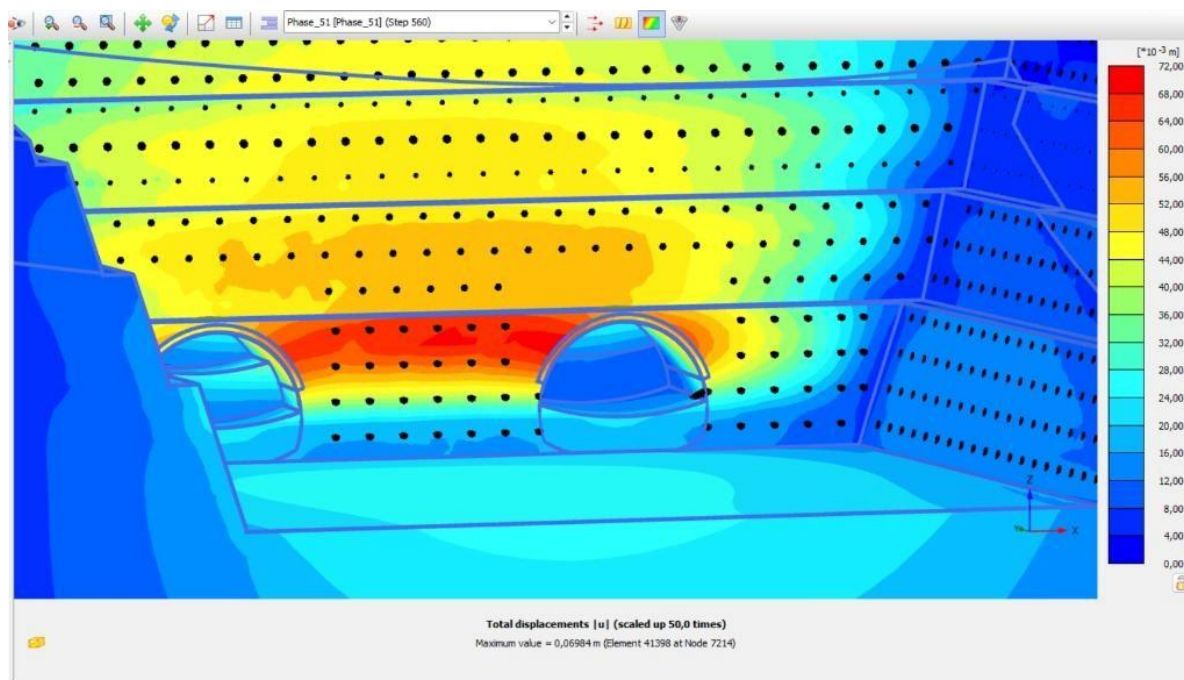
Phase 12 - Déplacements totaux |u|



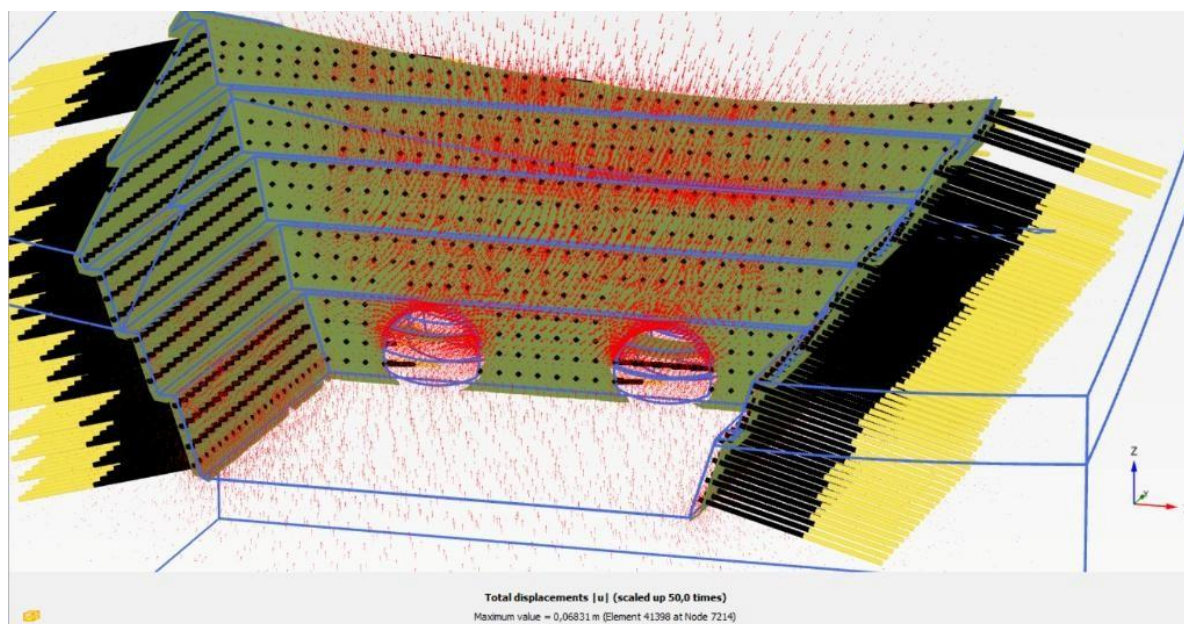
Déplacements totaux |u| - Configuration Calotte T01 avancement 10m et Calotte T02 avancement 5m



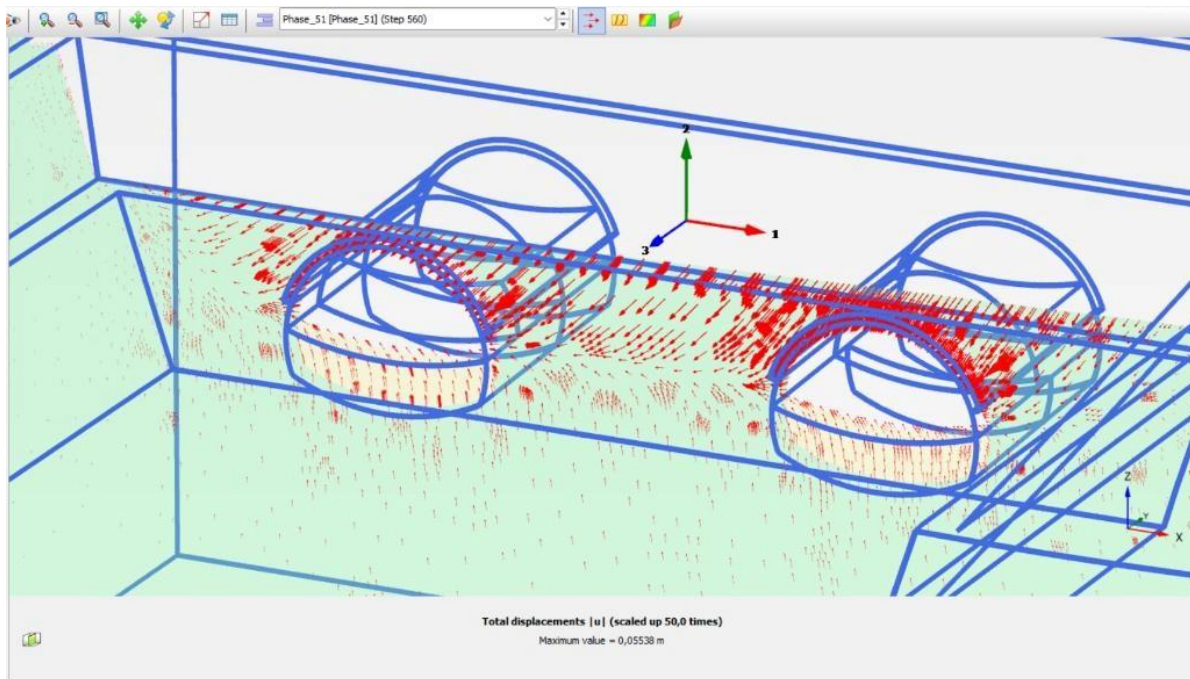
Déplacements totaux |u| (Coupe) - Tunnel 1 (10m) et Tunnel 2 (5m)



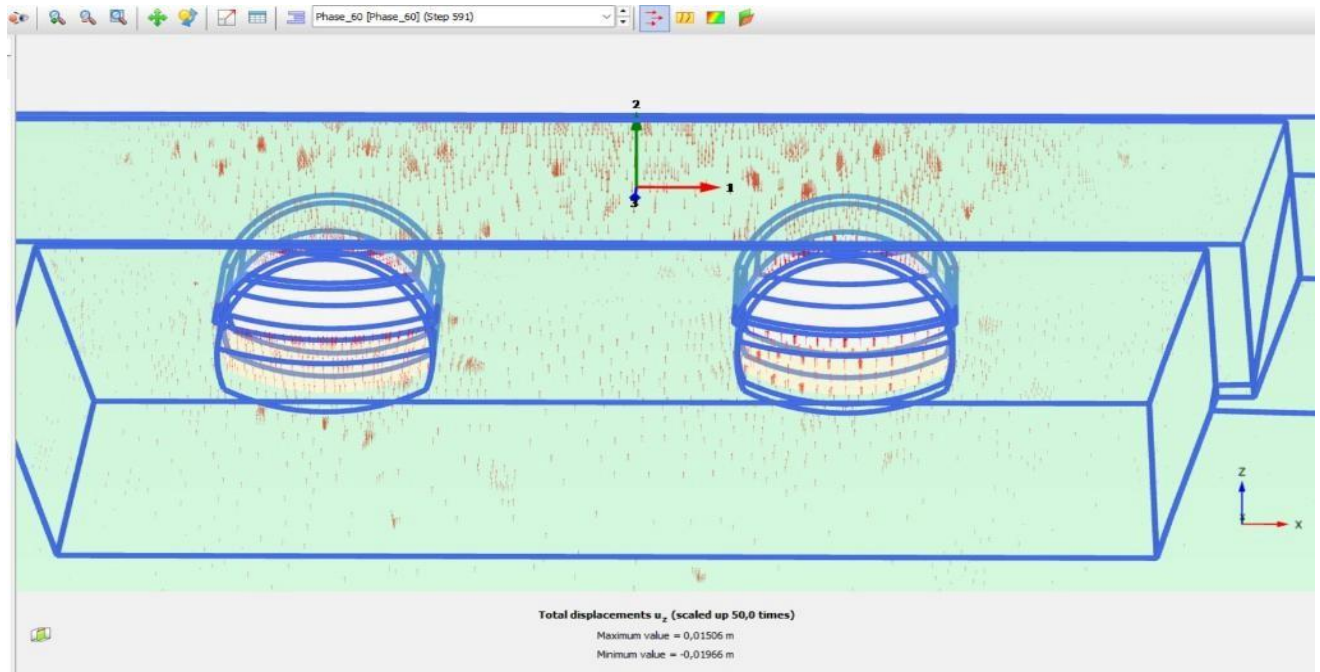
Vecteurs de déplacements totaux - Configuration Calotte T01 avancement 10m et Calotte T02 avancement 5m



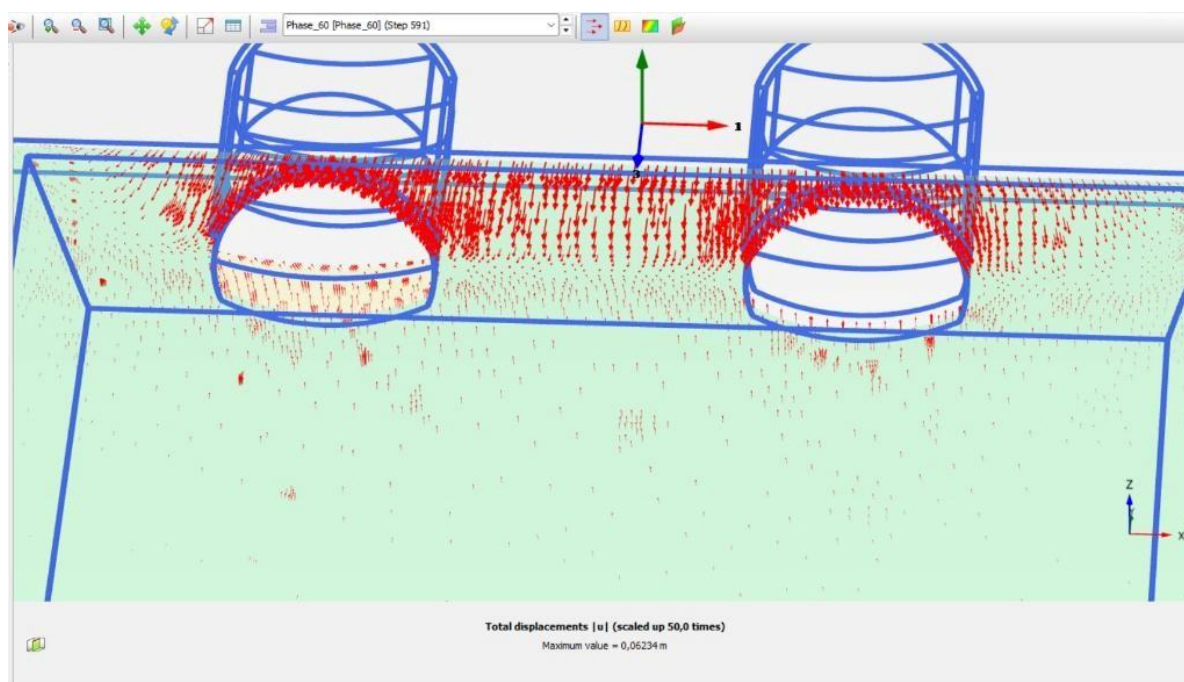
Vecteurs de déplacements (Phase 51) - Tunnel 1 Stross avancement 10m et Tunnel 2 Stross avancement 5 m



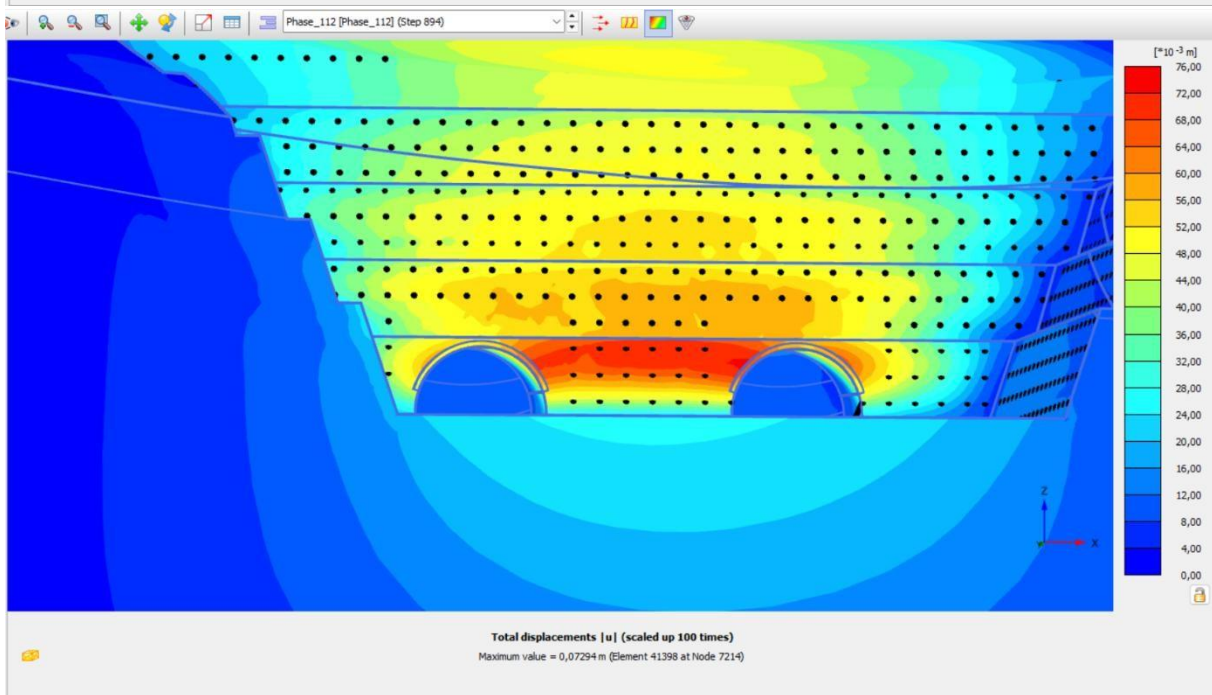
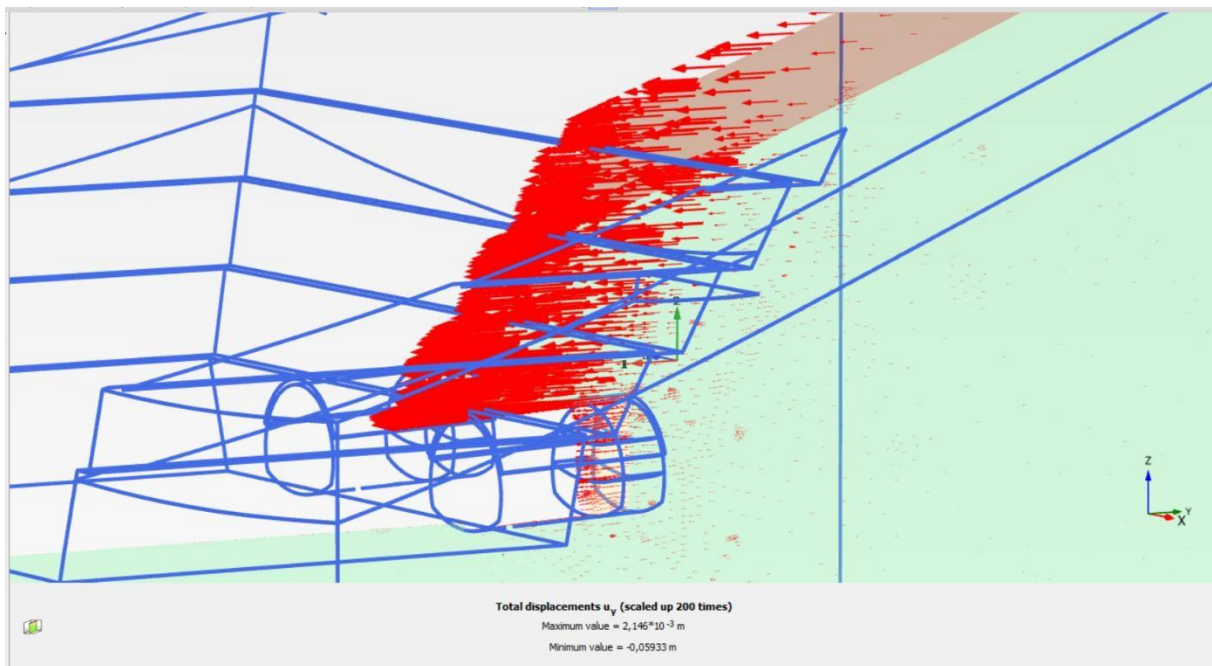
Déplacements verticaux U_z autour des tunnels (Phase 60)

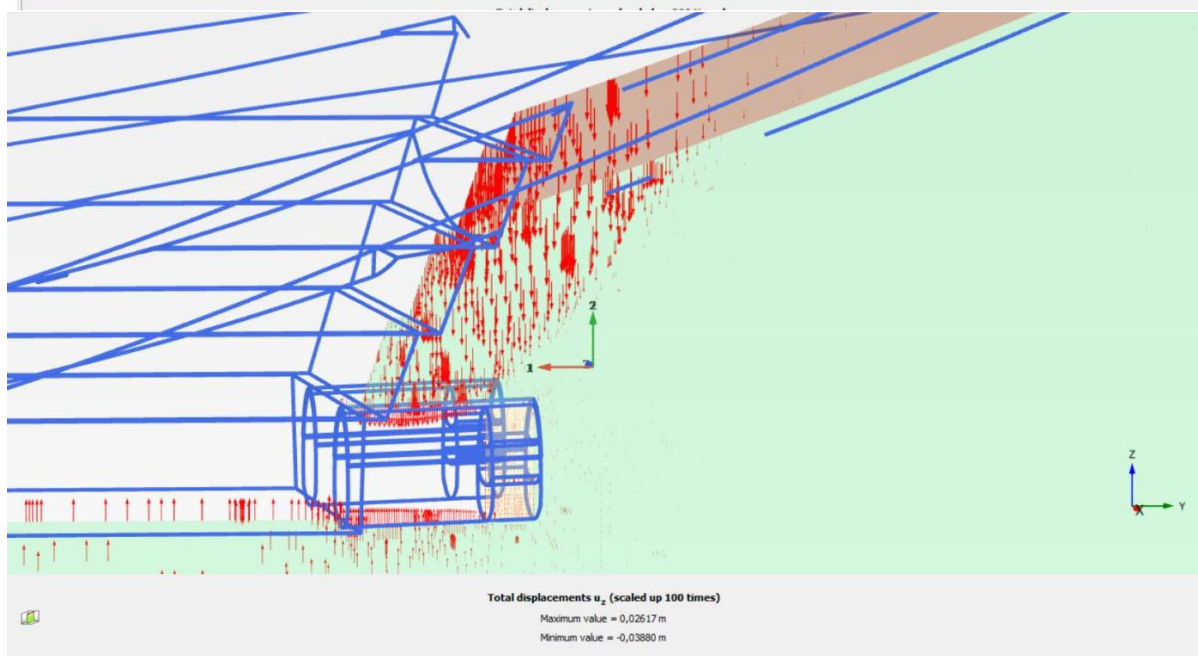
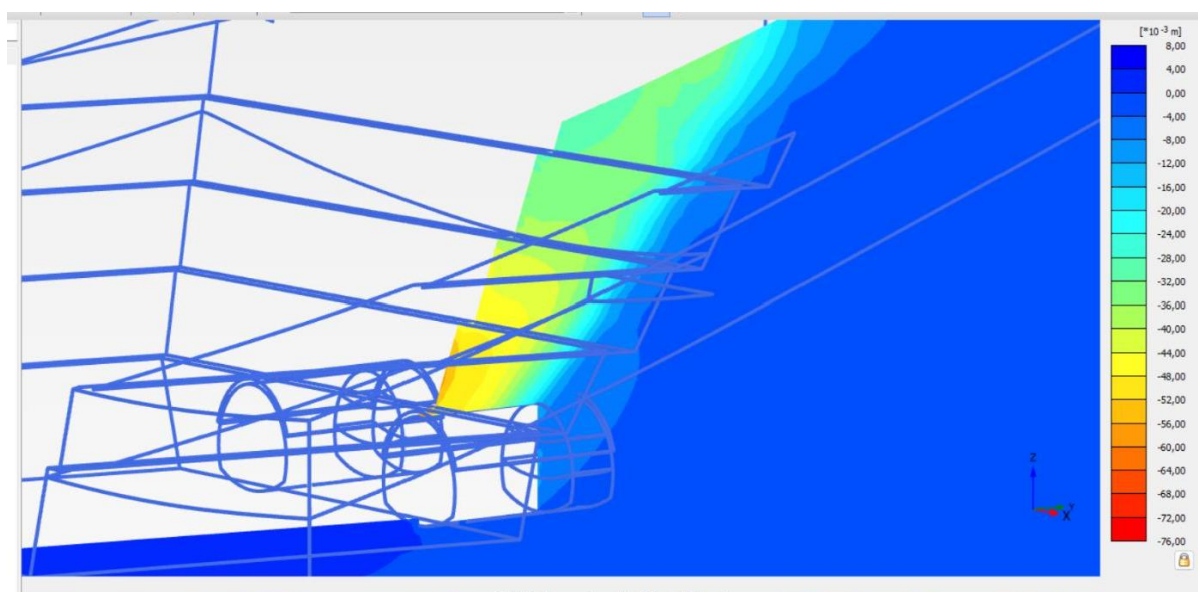


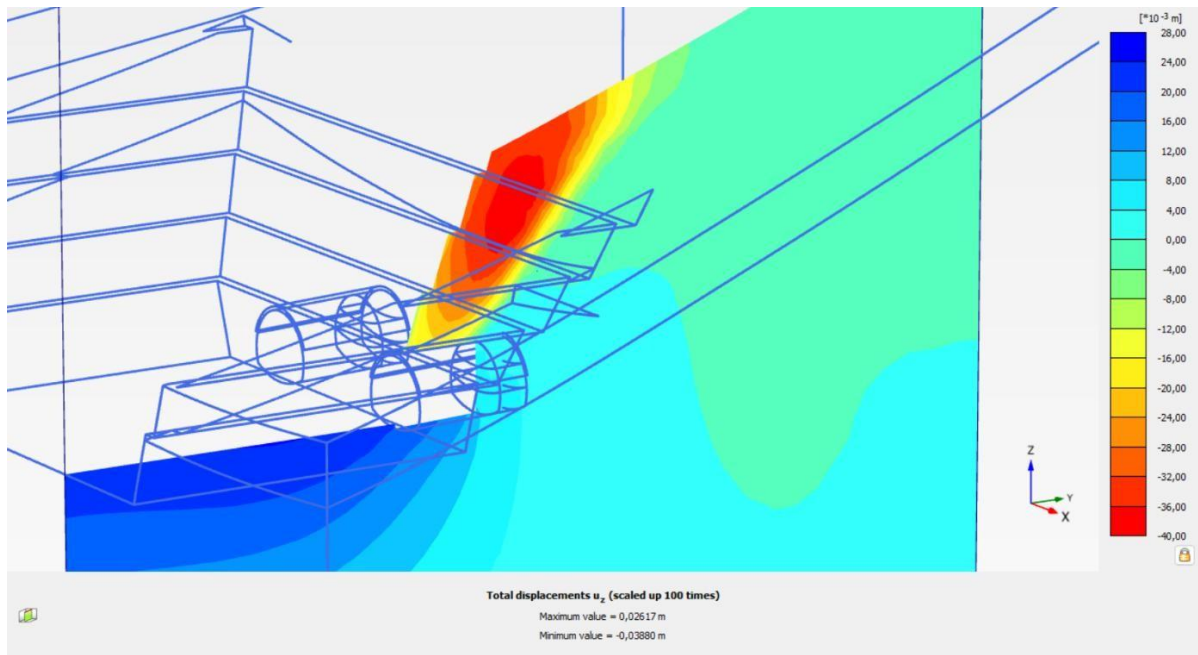
Vecteurs de déplacements autour de la calotte (Phase 60)



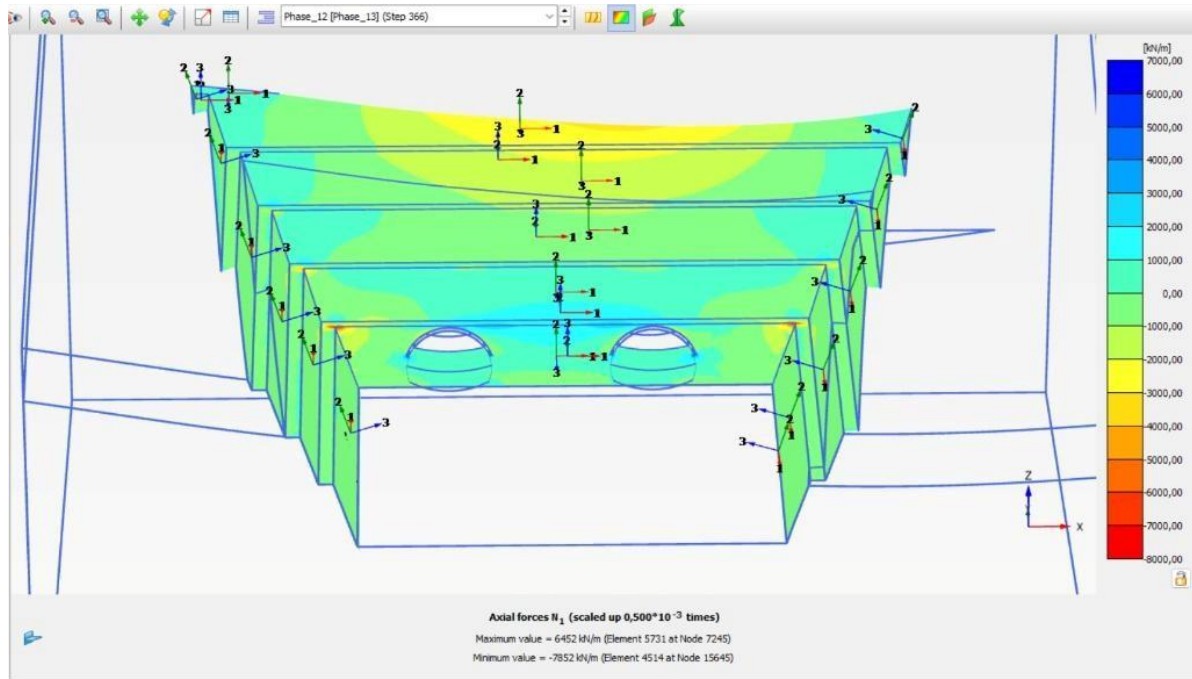
L'excavation total de tunnel



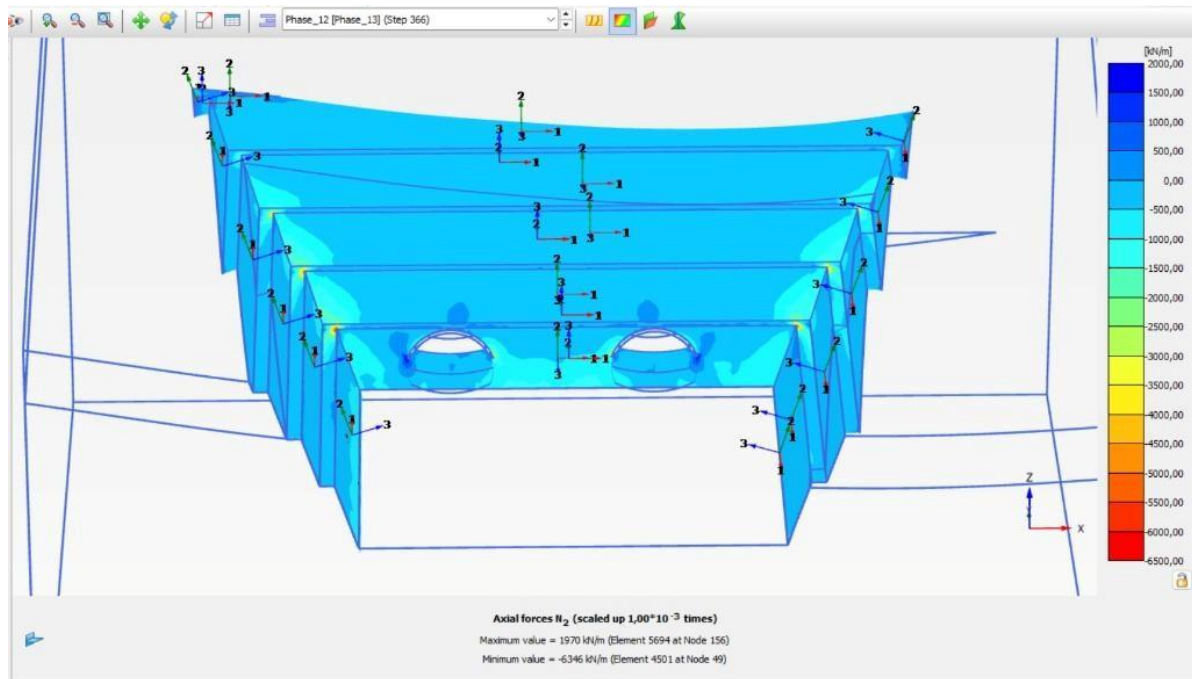




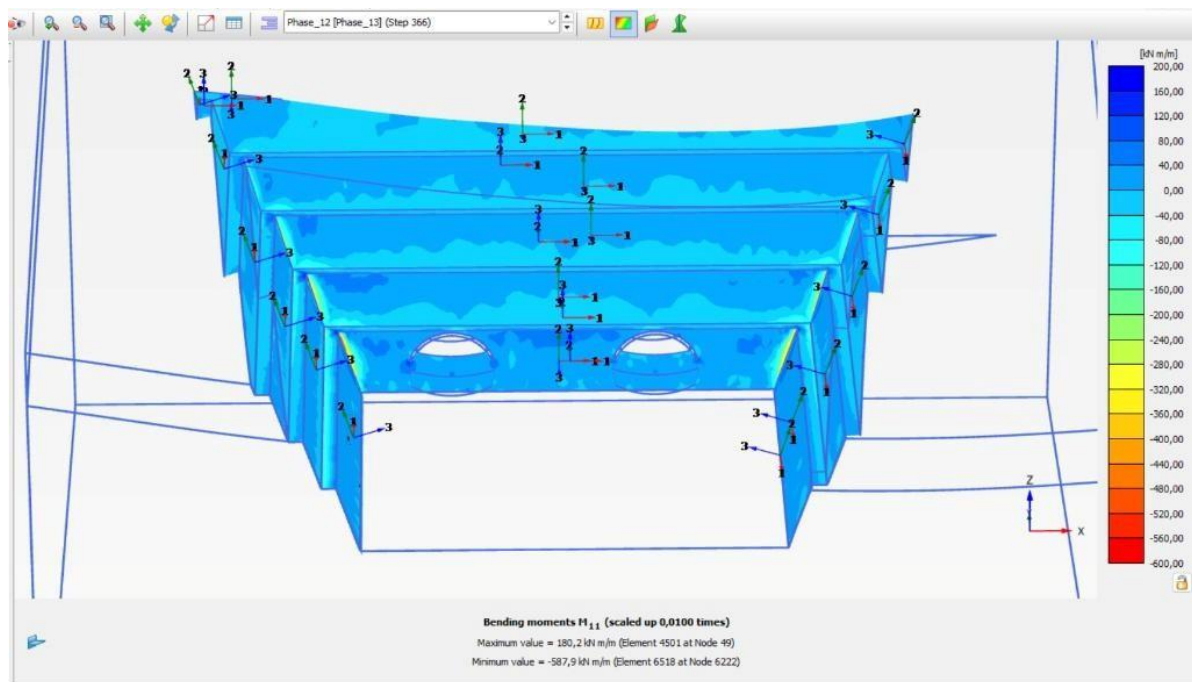
Soutènement - Efforts normaux horizontaux N₁ (Phase 12)



Soutènement - Efforts normaux verticaux N₂ (Phase 12)



Soutènement - Moments fléchissants M_{11} (Phase 12)



Soutènement - Moments fléchissants M_{22} (Phase 12)

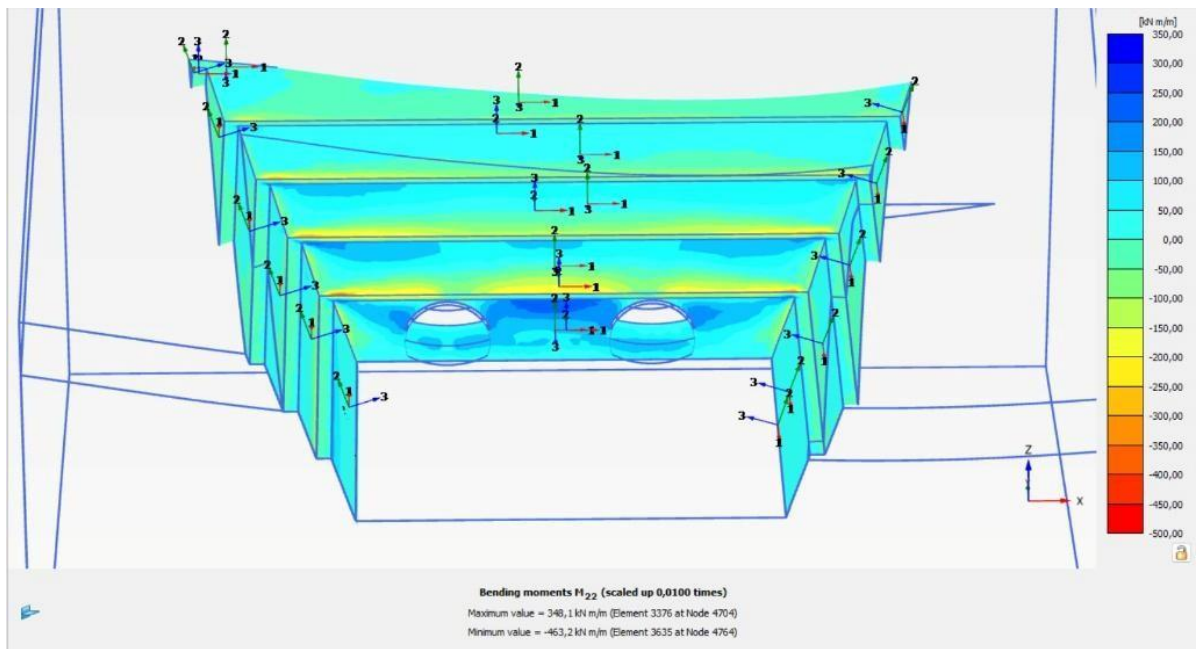


Figure 22 : Soutènement - Moments de torsion M₁₂ (Phase 12)

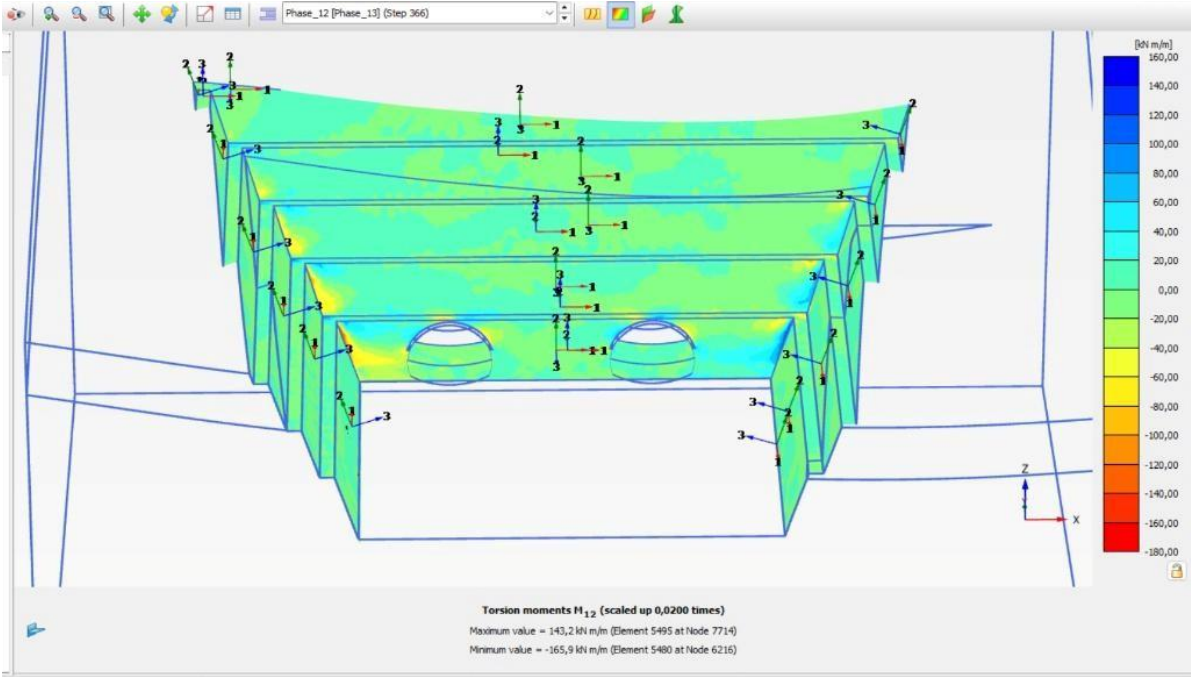


Figure 23 : Soutènement - Efforts tranchants dans le plan Q₁₂ (Phase 12)

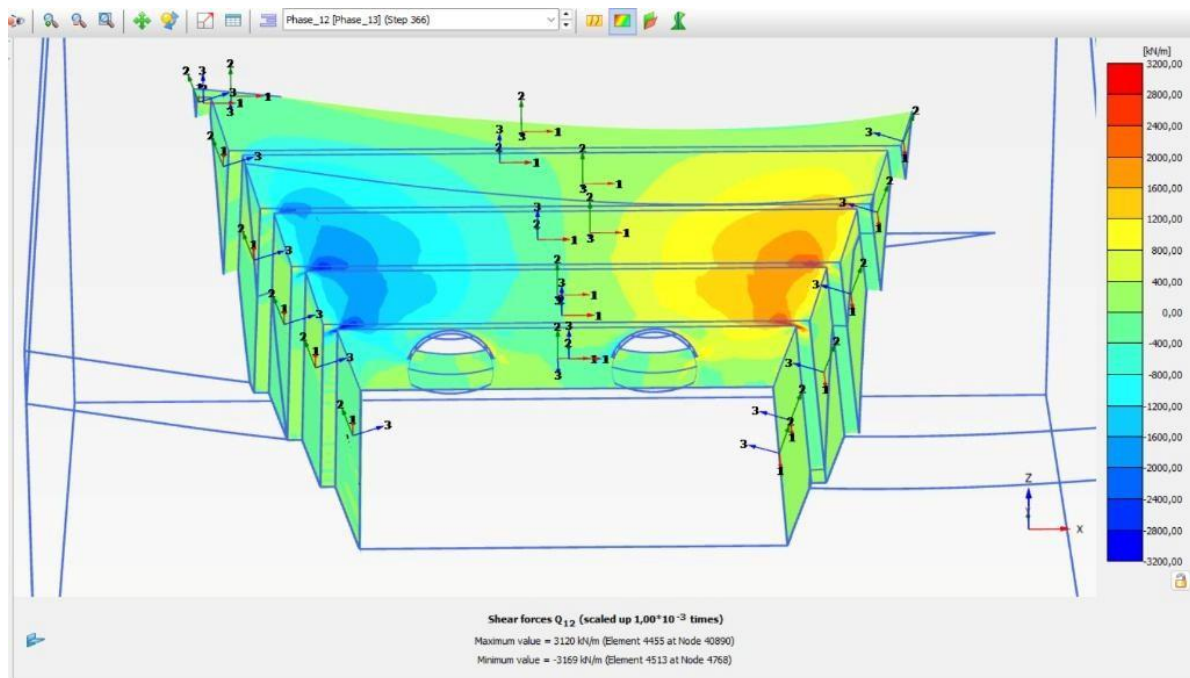


Figure 24 : Soutènement - Efforts tranchants hors-plan Q_{13} (Phase 12)

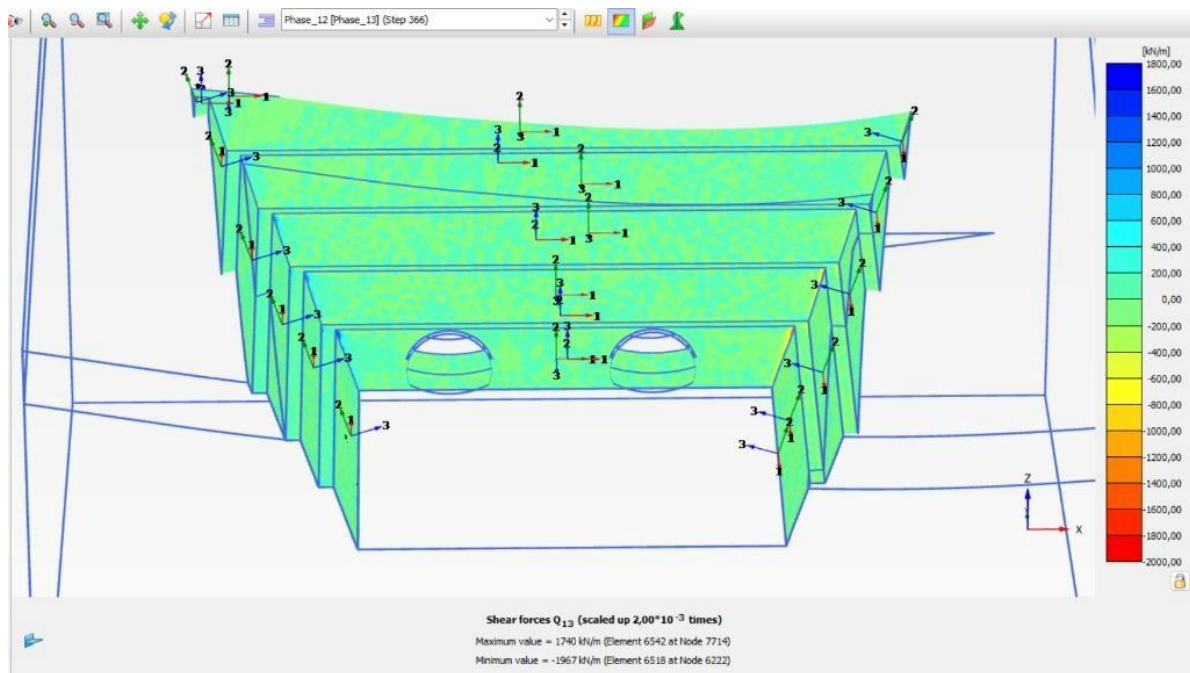
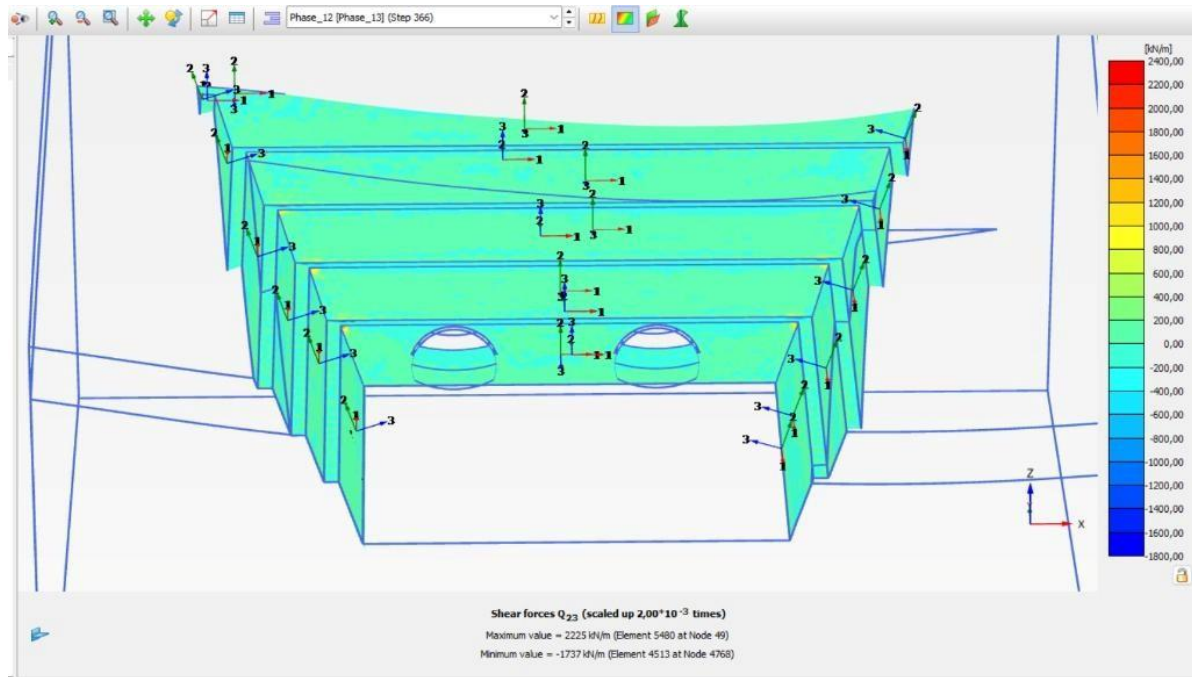
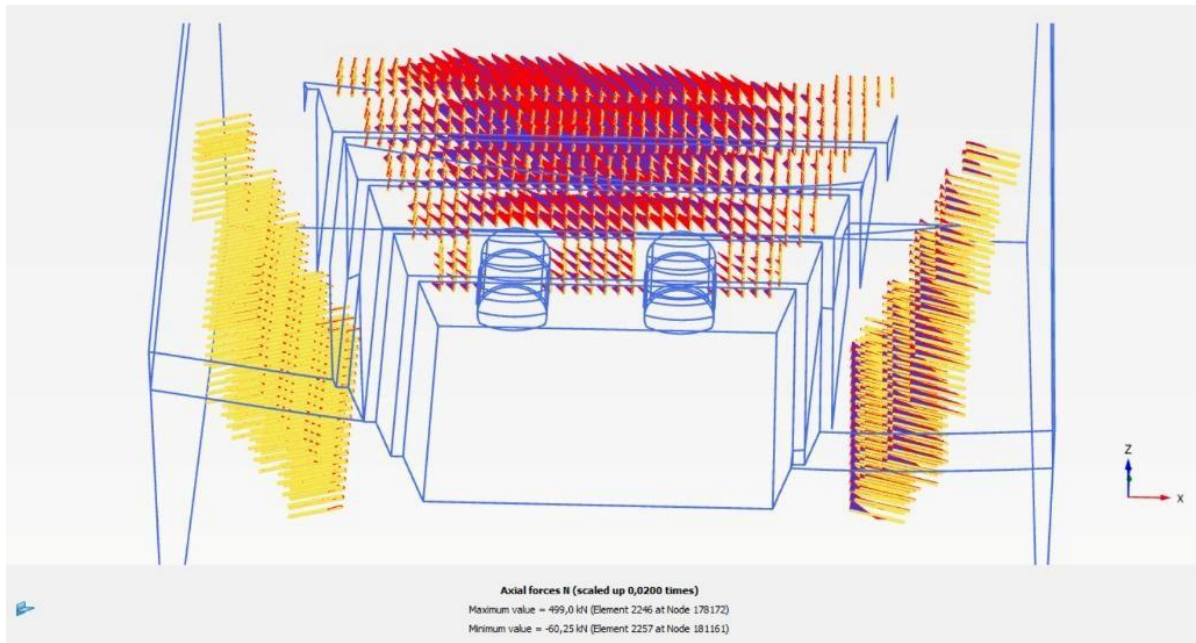


Figure 25 : Soutènement - Efforts tranchants hors-plan Q_{23} (Phase 12)



Tirants d'ancrage - Efforts normaux axiaux N



Les efforts dans le soutènement de tunnel

