

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

**Etude et dimensionnement du portail
intermédiaire T3 par modélisation numérique
tridimensionnelle.**

Préparé par:
BOUDAHA Aissa
MEZIANI Ahmed Mansour

Encadré par:
Dr. HEBIB Rafik
Ing.KHENNOUF Mohammed

Promotion 2024 / 2025

Dédicace

Je dédie ce mémoire :

À mes très chers parents :

Mon père,

« Épaule solide, regard attentif et compréhensif, vous êtes la personne que j'estime et respecte le plus.

Aucune dédicace ne pourrait suffire à exprimer mes sentiments, que Dieu vous préserve et vous accorde santé et longévité. »

Ma mère,

« Par votre vie donnée, votre tendresse et votre courage, vous m'avez guidé(e) vers le succès.

Aucun présent ne saurait exprimer pleinement l'amour et la gratitude que j'ai pour vous.

Ce modeste travail témoigne de ma reconnaissance pour vos sacrifices et l'affection dont vous m'avez toujours entouré(e). »

À mes chers frères,

Et à l'ensemble de ma famille, ainsi qu'à tous mes amis qui m'ont soutenu tout au long de ce parcours.

Aissa

Dédicace

À mes parents, pour tout ce qu'ils ont donné sans jamais rien demander en retour. Chaque effort fourni dans ce travail leur appartient autant qu'à moi.

À mes sœurs et à toute ma famille, pour leur présence constante et leur soutien sans faille tout au long de ce parcours.

À tous mes amis rencontrés au fil de ces années à l'ENSTP. Ces années n'auraient pas été les mêmes sans vous. J'ai eu la sincère chance de vous connaître, et c'est quelque chose que je garderai longtemps.

À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à ce que j'arrive jusqu'ici.

Merci.

Ahmed

Remerciements

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadrant, **Monsieur le Docteur Habib Rafik**, pour sa confiance, ses orientations précieuses et le suivi rigoureux qu'il a assuré tout au long de ce travail. Ses conseils scientifiques nous ont guidés efficacement dans les étapes cruciales de notre modélisation.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à la direction de l'entreprise **Cosider TP** pour nous avoir accordé l'opportunité d'effectuer ce stage pratique sur le site de **Bouhegouf**.

À ce titre, nous remercions particulièrement **Monsieur Adel Nouiga**, Sous-Directeur Technique, pour son accueil, sa bienveillance et les facilités qu'il nous a accordées tout au long de notre présence au sein de l'entreprise.

Nos remerciements s'adressent également à **Monsieur Aymen ETTUAIL**, ingénieur au sein de la même structure, pour son aide précieuse, ses remarques constructives et son accompagnement technique tout au long de nos investigations.

Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus vifs et les plus chaleureux à **Monsieur Khennouf Mohammed**, ingénieur au sein de l'entreprise **Cosider TP**, pour son accueil exceptionnel et son encadrement sur le site de **Bouhegouf** durant notre période de stage. Ses instructions techniques, sa disponibilité permanente et ses efforts considérables ont été un pilier fondamental pour la réussite de ce projet. Nous saluons particulièrement sa générosité scientifique et son professionnalisme, continuant à nous guider et à nous conseiller même après la fin officielle de notre stage. Qu'il trouve ici l'expression de notre très haute considération.

Enfin, nos remerciements s'adressent aux membres du jury qui feront l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

RÉSUMÉ

Ce mémoire de fin d'études traite du creusement des tunnels dans les massifs de Flysch, appliqué au cas des nouveaux portails intermédiaires du tunnel T3 sur la Ligne Ferroviaire Minière Est (LFME), projetés suite à un éboulement survenu au PK 30+142 (site de Bouchegouf, wilaya d'El-Tarf), dans le cadre du projet réalisé par Cosider TP.

L'étude débute par une caractérisation géotechnique complète du massif encaissant à partir des données de l'Avant-Projet Détaillé, exploitées à travers les classifications géomécaniques RMR, GSI et le système Q de Barton, permettant d'identifier un Flysch de très faible qualité (classe VI). Un modèle numérique tridimensionnel a ensuite été développé sous MIDAS GTS NX, intégrant la géométrie réelle du site, le phasage constructif type NATM, ainsi que l'homogénéisation du soutènement composite (béton projeté + cintres HEB 180) selon la méthode de Carranza-Torres & Diederichs, et la modélisation des micropieux et clous par éléments d'interaction sol-structure.

L'analyse des résultats (déplacements, contraintes, efforts internes) a mis en évidence les zones de plastification autour de l'excavation et les points sensibles à la rupture, notamment en clé de voûte. La vérification du soutènement provisoire (béton projeté, cintres HEB 180, micropieux, clous) a enfin été menée conformément aux recommandations AFTES (GT7R1F2, GT7R5F1) et aux Eurocodes 2 et 3, validant la conception retenue pour la stabilisation du site.

Mots-clés : Tunnel, Flysch, NATM, GSI, RMR, Modélisation 3D, MIDAS GTS NX, Soutènement provisoire, Micropieux, Clouage, AFTES, Eurocodes, Plastification, Convergence-confinement.

ABSTRACT

This final-year project addresses tunnel excavation in Flysch formations, applied to the new intermediate portals of Tunnel T3 on the Eastern Mining Railway Line (LFME), designed following a landslide at PK 30+142 (Bouchegouf site, El-Tarf province), as part of a project carried out by Cosider TP.

The study begins with a comprehensive geotechnical characterization of the surrounding rock mass based on Detailed Design Study data, using the RMR, GSI, and Barton's Q-system geomechanical classifications, identifying a very poor quality Flysch (class VI). A three-dimensional numerical model was then developed using MIDAS GTS NX, incorporating the actual site geometry, the NATM construction sequencing, the homogenization of the composite support (shotcrete + HEB 180 steel arches) using the Carranza-Torres & Diederichs method, and the modeling of micropiles and soil nails through soil-structure interaction elements.

The analysis of results (displacements, stresses, internal forces) highlighted the plastic zones developing around the excavation and the critical failure-prone areas, particularly at the tunnel crown. The provisional support (shotcrete, HEB 180 arches, micropiles, nails) was finally verified in accordance with AFTES recommendations (GT7R1F2, GT7R5F1) and Eurocodes 2 and 3, validating the design adopted for site stabilization.

Keywords: Tunnel, Flysch, NATM, GSI, RMR, 3D Modeling, MIDAS GTS NX, Provisional Support, Micropiles, Soil Nailing, AFTES, Eurocodes, Plastification, Convergence-Confinement.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL	1
 CHAPITRE I : CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES FLYSCH	
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. Définition des flysch et classement :	2
I.2.1. Définition générale :	2
I.2.2. Classes de flysch :	3
I.3. Spécifications du creusement des tunnels dans les flysch :	6
I.3.1. Comportement général des flysch lors du creusement :	6
I.3.2. Différences fondamentales entre un tunnel dans un sol/roche et un tunnel dans les flysch	7
I.3.3. Approches spécifiques recommandées pour les tunnels en flysch :	8
I.4. Méthodes d'analyse des tunnels creusés dans les flysch :	8
I.4.1. Problématique d'analyser un massif comme un milieu continu ou discontinuement fiable et sécuritaire.	8
I.4.2. La vision de Hoek : vers un milieu continu équivalent dans les domaines spécifiés	10
I.4.3. La vision de Barton : l'irréductibilité des discontinuités.....	12
I.4.4. Synthèse : Quelle approche pour le flysch ?	13
I.5. Utilisation des méthodes empiriques et leurs adaptations	14
I.5.1. Généralités sur les méthodes empiriques.....	14
I.5.2. Le système RMR (Rock Mass Rating)	14
I.5.3. Limitations pour le flysch :	14
I.5.4. Le système Q de Barton.....	15
I.6. Le GSI (Geological Strength Index)	15
I.7. Utilisation des méthodes analytiques et leurs limitations	16
I.7.1. Principes des méthodes analytiques en mécanique des roches souterraines	16
I.7.2. La méthode Convergence-Confinement (CCM)	17
I.7.3. La méthode des charges sur le soutènement	17
I.7.4. Les solutions en forme fermée (Closed-form solutions)	18
I.7.5. Les méthodes de stabilité du front de taille	19
I.8. Limitations majeures des méthodes analytiques dans les flysch.....	19
I.8.1. Hypothèse d'homogénéité et d'isotropie :	19
I.8.2. Hypothèse de géométrie circulaire :	19

I.8.3. Absence de prise en compte de l'hétérogénéité locale :	20
I.8.4. Incapacité à modéliser le comportement différé et le fluage :	20
I.8.5. Non-prise en compte du couplage hydromécanique :	20
I.9. Utilisation des différentes méthodes numériques :	20
I.9.1. Généralités et justification du recours aux méthodes numériques	20
I.9.2. La Méthode des Éléments Finis (MEF / FEM)	20
I.9.3. La Méthode des Différences Finies (MDF / FDM)	21
I.9.4. La Méthode des Éléments Distincts / Discrets (DEM)	21
I.9.5. La Méthode des Éléments de Frontière (BEM)	22
I.9.6. Les approches couplées et hybrides	22
I.10. Problèmes courants dans les flysch et l'obligation d'appui sur la méthode observationnelle	23
I.10.1. Problèmes d'instabilité des flysch lors du creusement	23
I.10.2. Le phénomène de squeezing	23
I.10.3. L'instabilité du front de taille	24
I.10.4. Les chutes de blocs et l'éboulement localisé	25
I.10.5. Le gonflement (Swelling) et la dégradation par l'eau	27
I.10.6. L'érosion, l'émission de gaz et les venues d'eau	28
I.11. Appuyage fort sur « Analyse inverse » dans les terrains hétérogènes	29
I.11.1. Définition et justification de l'analyse inverse en flysch	29
I.11.2. Fondements théoriques et cadre méthodologique de l'analyse inverse :	29
I.11.3. Applications spécifiques de l'analyse inverse dans les flysch	30
I.11.4. Le processus complet d'observation et de l'analyse inverse chantier flysch	31

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION :	32
II.2. Présentation générale : Ligne Ferroviaire Minière Est (LFME - 422 km) :	32
II.3. Organisation en cinq tronçons - 422 km	33
II.3.1. Les 4 gares et stations du réseau	34
II.4. Fiche technique du projet global :	35
II.5. Le Tronçon 1 - Annaba–Bouhegouf (54 km - Lot N°1) :	35
II.5.1. Présentation du tronçon :	35
II.5.2. Organisation en deux parties et consistance des ouvrages :	36
II.5.3. Fiche technique du tronçon Annaba–Bouhegouf :	37
II.6. L'ouvrage étudié - Tunnel T3 et ses nouveaux portails (commune de Chihani)	38
II.6.1. Présentation du tunnel T3 :	38

II.6.2. Situation géographique et avoisinants :	38
II.6.3. Fiche technique du tunnel T3 et de ses portails	39
II.6.4. Géométrie du tunnel	39
II.7. Conditions géologiques locales	40
II.8. Conditions hydrogéologiques.....	41
II.9. Caractérisation sismique.....	42

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

III.1. INTRODUCTION	44
III.2. Encadrement Géologique :	44
III.2.1. Géologie et Stratigraphie :	44
III.3. Hydrogéologie et Tectonique :	46
III.4. Analyse des Données Géotechniques de l'APD.....	46
III.5. Investigation Géotechnique.....	47
III.5.1. Essais In Situ	47
III.5.2. ESSAIS DE LABORATOIRE:	55
III.6. CARACTÉRISATION GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE :	57
III.6.1. Indice de RÉSISTANCE GÉOLOGIQUE - Geological strength index (GSI) : ..	57
III.6.2. Lecture directe sur les carottes de sondage :	58
III.6.3. Pénalisation sécuritaire :	58
III.7. Paramétrisation :	59
III.7.1. Top soil :	59
III.7.2. Flysch :	59

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

IV.1. Introduction :	60
IV.2. Structure d'étude et méthodologie adoptée	60
IV.3. Rappel des données géotechniques de base.....	60
IV.3.1. Paramètres du massif rocheux	61
IV.3.2. Caractéristiques géométriques du tunnel.....	61
IV.4. Classification géomécanique du massif rocheux :	62
IV.4.1. Classification par le système RMR (Bieniawski, 1989).....	62
IV.4.2. Synthèse des classifications et choix de la classe géotechnique	64
IV.5. Choix du type de soutènement par les methode empirique :	64
IV.5.1. Conception du soutènement provisoire - Approche de V. Marinos (2014)	64

IV.5.2. Conception à partir de la classification RMR (Bieniawski, 1989) :	65
IV.5.3. Conception à partir des recommandations AFTES (Guide GT7R1F2).....	66
IV.6. Comparaison des soutènement proposé :	67
IV.6.1. Points communs :	67
IV.6.2. Points de différence :	68
IV.6.3. Choix de soutènement :	68
IV.7. Prédimensionnement des éléments de soutènement provisoire :	69
IV.7.1. Le béton projeté.....	69
IV.7.2. Les cintres métalliques	70
IV.7.3. La voûte parapluie.....	70
IV.8. Étude de la stabilité des écrans des portails :	73
IV.8.1. Critères de conception :	73
IV.8.2. Présentation de la conception :	73
IV.8.3. Phasage de réalisation :	74
IV.8.4. Dimensionnement et justification :	74
IV.9. Planification du phasage d’excavation et de mise en place du soutènement :	76
IV.9.1. Phasage général de creusement du portail.....	77
IV.9.2. Raisonnement du choix :	77
IV.10. Conclusion :	78

CHAPITRE V : MODELISATION PAR EF 3D

V.1. INTRODUCTION	80
V.1.1. Principes de la méthode des éléments finis en géotechnique 3D :.....	80
V.1.2. Spécificités de la modélisation 3D des tunnels en portail.....	80
V.2. Présentation du logiciel MIDAS GTS NX:.....	80
V.3. Démarche de modélisation.....	81
V.4. Construction de la géométrie du modèle.....	82
V.4.1. Import de la topographie et de la géométrie depuis AutoCAD	82
V.4.2. Extrusion des volumes rocheux et du tunnel	82
V.4.3. Dimensions du modèle :.....	83
V.4.4. Creusement de la section du tunnel:.....	83
V.4.5. Soutènement du portail :	84
V.4.6. Modélisation de la voûte parapluie	84
V.4.7. RÉSUMÉ COMPLET DES PROPRIÉTÉS À SAISIR DANS MIDAS	88
V.5. DÉFINITION DES MATÉRIAUX (MATERIAL) ET PROPRIÉTÉS (PROPERTY).....	89
V.5.1. Flysch Classe VI - Loi de Hoek-Brown Généralisée :.....	90

V.5.2. Topsoil - Loi de Mohr-Coulomb:	91
V.5.3. Béton projeté + Cintres HEB 180 - Section équivalente élastique :	92
V.5.4. Matériau des Clous :	95
V.5.5. Matériau des pieux:	96
V.6. Définition des propriétés (Properties) :	97
V.6.1. Propriété des Pieux :	97
V.6.2. Propriété 2D Shell : Béton projeté + Cintres HEB 180	98
V.6.3. Propriété de clous :	98
V.7. Maillage:	99
V.7.1. Maillage des couches géologiques (Top Soil et Flysch):	100
V.7.2. Maillage de la voûte parapluie:	101
V.7.3. Maillage de la calotte et stross:	101
V.7.4. Maillage des niveaux du portail:	101
V.7.5. Maillage des pieux:	102
V.8. Conditions aux limites (Boundary Conditions):	103
V.9. Phases de construction (Construction Stages):	104
V.9.1. Organisation générale du Stage Wizard:	104
V.10. Analyse des résultats :	107
V.11. Conclusion du Chapitre V	112

CHAPITRE VI : VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

VI.1. introduction	113
VI.2. Vérification des talus d'entrée:	117
VI.2.1. Vérification des cloue Suivant la norme NF P94+270 :	117
VI.2.2. Analyse de la stabilité des talus d'entrée par la méthode SRM :	123
VI.2.3. Dimensionnement du ferrailage des peux :	124
VI.3. Vérification du soutènement du tunnel	129
VI.3.1. Décomposition des Efforts : Béton Projeté & Cintres (Méthode Carranza-Torres)	129
VI.3.2. Vérification du béton projeté :	130
VI.3.3. Vérification du profil HEB 180 :	133
VI.3.4. Vérification structurale des micropieux	134
VI.3.5. Vérification Structurale de la Voûte Parapluie :	136

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES FLYSCH

Figure.I.1. Coupe géologique typique d'un Flysch.	2
Figure.I.2. Classification des Flysch selon Marinos 2019.....	5
Figure.I.3. Paramètres de résistance et de déformabilité des classes de flysch.....	5
Figure.I.4. Mécanismes d'instabilité dans un tunnel en Flysch.	6
Figure.I.5. Types de milieux pour la modélisation des massifs rocheux.....	9
Figure.I.6. Modèle continuum : discrétisation par éléments finis.....	10
Figure.I.7. Modèle discontinuum : discrétisation DEM.	10
Figure.I.8. Diagramme idéalisé illustrant la transition d'une masse rocheuse intacte à une masse rocheuse fortement fracturée en fonction de la taille de l'échantillon	11
Figure.I.9. Modèles continue ou discontinue en fonction des valeurs de Q-système.....	12
Figure.I.10. Comparaison des formules du modèle continue de Hoek-Brown et Q-système. .	13
Figure.I.11. Domaines de validité comparés des classifications RMR, Q-system et GSI en fonction de l'hétérogénéité du massif.....	16
Figure.I.12. Principe de la méthode convergence-confinement.....	17
Figure.I.13. Mécanisme de l'effet de voûte au-dessus d'un tunnel.....	18
Figure.I.14. Représentation de la zone d'instabilité élasto-plastique sous contraintes anisotropes.....	18
Figure.I.15. Modèle cinématique de stabilité du front de taille sous charge hydrostatique.	19
Figure.I.16. Définition des catégories de comportement en référence au noyau d'avancement comme instrument de stabilisation.....	25
Figure.I.17. Éboulement de blocs rocheux au front de taille d'un tunnel dans un massif de flysch.....	26
Figure.I.18. Stabilisation du front de taille par application de béton projeté	27
Figure.I.19. Influence des hétérogénéités géologiques sur les déplacements du tunnel.....	31

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure.II.1. Carte du tracé complet de la Ligne Ferroviaire Minière Est (LFME)	32
Figure.II.2. Schéma linéaire de la LFME (422 km) avec stations et embranchements Source : ANESRIF / Ministère des Travaux Publics (Canal Algérie)	33
Figure.II.3. Rendu architectural d'une gare SNTF sur la LFME — trains de voyageurs et wagons de phosphate Source : ANESRIF / Ministère des Travaux Publics (Canal Algérie) ..	34
Figure.II.4. Construction du tablier d'un pont ferroviaire sur le tronçon Annaba–Boucheouf Pose des armatures et coulage du béton (tronçon montagneux, Guelma / El-Tarf) Source : ANESRIF / Ministère des Travaux Publics (Canal Algérie)	36

Figure.II.5. Portail de tunnel ferroviaire de la LFME en cours de construction (Vue aérienne - commune de Chihani, wilaya d'El-Tarf) Source : ANESRIF / Ministère des Travaux Publics	38
Figure.II.6. Situation géographique du projet	39
Figure.II.7. Tracer en plan du tunnel T03.....	40
Figure.II.8. Profil en long du tunnel T03.....	40
Figure.II.9. Tracer et profil en long des portails intermédiaires.	40
Figure.II.10. Localisation du projet (cercle rouge) par rapport à la carte géologique de Guelma.....	41
Figure.II.11. la carte de sismicité algérienne RPOA (2008)	42
Figure.II.1. Situation géographique du projet.....	45

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

Figure.III.1. Implantation du projet sur carte géologique (extrait de l'APD, tronçon Annaba– Bouchegouf)	45
Figure.III.2. Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des tunnels (extrait de l'APD).	45
Figure.III.3. Profil et tracé de l'investigation géotechnique complet.	48
Figure.III.4. Résultats module pressiométrique du sondage BH-T3-S6c2.....	50
Figure.III.5. Résultats de la pression limite du sondage BH-T3-S6c2	50
Figure.III.6. Résultats de la pression limite, module pressiométrique du sondage BH-T3-S6c2.	52
Figure.III.7. Profil de tomographie électrique T3.	54
Figure.III.8. Classification GSI pour les flysch selon Marinos 2019	57

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

Figure.IV.1. Forme du tunnel avec pied droit	61
Figure.IV.2. Forme du tunnel optimisé	61
Figure.IV.3. Orientations générales pour les mesures de soutien immédiates pour chaque type de flysch (Marinos et al., 2011a).....	64
Figure.IV.4. Directives pour l'excavation et le soutènement des tunnels rocheux conformément au système d'évaluation des massifs rocheux.	65
Figure.IV.5. soutènement provisoire du tunnel.....	69
Figure.IV.6. Diagramme de sélection UASC.....	71
Figure.IV.7. Tableau de dimensionnements de la voute de parapluie	72
Figure.IV.8. conception de la tranchée d'entrée	73

CHAPITRE V : MODELISATION PAR EF 3D

Figure.V.1. L'analyse des ouvrages combinés avec différentes approches.	81
Figure.V.2. Organigramme des modèles de calcul utilisés.	81
Figure.V.3. commandes d'importation Midas GTS.	82
Figure.V.4. Commande Extrude	82
Figure.V.5. Géométrie du massive rocheux	83
Figure.V.6. Forme du tunnel dévisé.....	84
Figure.V.7. Méthodes de modélisation de la voute parapluie	85
Figure.V.8. Modèle géométrique de la voute parapluie.	89
Figure.V.9. Command Material	89
Figure.V.10. Command property	90
Figure.V.11. Material Flysch.	90
Figure.V.12. Material Top soil.....	91
Figure.V.13. Forme Flysch + Top soil dévisé.....	92
Figure.V.14. Béton et cintre homogénéisé	95
Figure.V.15. Caractéristique d'acier	95
Figure.V.16. Caractéristique du béton.	96
Figure.V.17. Paramètres d'interaction sol pieux.....	96
Figure.V.18. Géométrie des pieux	97
Figure.V.19. Pile Tip	98
Figure.V.20. Eppaisseur équivalent cintre et béton.	98
Figure.V.21. Diamètre des clous.....	99
Figure.V.22. Barre de maillage.	99
Figure.V.23. Maillage Flysch.....	100
Figure.V.24. Maillage Top soil.	100
Figure.V.25. Maillage de Voute parapluie.	101
Figure.V.26. Commande rename	101
Figure.V.27. Liste d'ordre.	101
Figure.V.28. Maillage Calotte.	101
Figure.V.29. Change property Béton cintre.	103
Figure.V.30. Change property VP	103
Figure.V.31. Conditions limites.	103
Figure.V.32. Stages de construction	104
Figure.V.33. Stage Wizard	105
Figure.V.34. Modèle final du Portail intermédiaire.....	107
Figure.V.35. Modèle final	107

Figure.V.36. Déplacement du massif en état de repos.....	108
Figure.V.37. Déplacement du massif stage 8.....	108
Figure.V.38. Déplacement du massif stage final.	108
Figure.V.39. Contraintes du massif stage initial.	109
Figure.V.40. Contraintes du massif stage 26.....	110
Figure.V.41. Contraintes du massif stage 17.....	109
Figure.V.42. Moment Y des pieux et micropieux stage 4.....	110
Figure.V.43. Moment Y des pieux et stage7.....	110
Figure.V.44. Moment Y pieux et micropieux	111
Figure.V.45. Effort Max des Clous.....	111
Figure.V.46. Déplacement final des cintres.	111
Figure.V.47. Moment Max des cintres stage final.....	112

CHAPITRE VI : VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

Figure.VI.1. méthodes de vérification du soutènement provisoire	113
Figure.VI.2. Démarche de vérification du soutènement provisoire homogénéisé.	114
Figure.VI.3. Abaque de TA2020 pour défintion du q_s	121
Figure.VI.4. Facteur de sécurité du talus.....	124
Figure.VI.5. Calcul de la section du ferraillage.....	124
Figure.VI.6. Moment Max des pieux.....	125
Figure.VI.7. Ferraillage longitudinal des pieux	126
Figure.VI.8. Schéma de ferraillage des pieux des portails intermédiaires.	128
Figure.VI.9. Principe d'homogénéisations et dés homogénéisations.....	129
Figure.VI.10. diagramme de capacité à l'entrée du tunnel.....	131
Figure.VI.11. diagramme de capacité au centre du tunnel.	132
Figure.VI.12. Cartographie des contraintes équivalentes dans le massif encaissant, kN/m^2). 134	
Figure.VI.13. efforts maximaux axial dans les micropieux.....	135
Figure.VI.14. Modèle de Song	136
Figure.VI.15 approche de Song et al. 2013.....	136
Figure.VI.16. Modèle de calcul insérer au SAP2000.	140
Figure.VI.17. Tassement maximal au niveau de la clé de voute.....	142
Figure.VI.18. vérification numérique de la longueur du recouvrement de la voute parapluie.	143
Figure.VI.19. Profils des contraintes de couvertures selon la profondeur pour différentes sections du front de taille.....	143
Figure.VI.20. Résultats des contraintes verticales au-dessus du tunnel.	144

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES FLYSCH

Tableau.I.1. Analyse comparative des critères géotechniques entre un terrain homogène et un terrain hétérogène de type Flysch.	7
Tableau .I.2. Synthèse comparative des méthodes numériques de calcul appliquées aux tunnels en flysch.....	22
Tableau .I.3. Classification des niveaux d'intensité du squeezing en fonction du rapport de contrainte σ_{cm} et de la déformation tangentielle ϵ_t	24
Tableau .I.4. Synthèse des principaux problèmes d'instabilité par faciès, conséquences sur l'ouvrage et références clés.....	28

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau.II.1. Organisation de la LFME en 5 tronçons (source : ANESRIF / Canal Algérie)..	33
Tableau .II.2. Les 4 gares et stations de la LFME (source : ANESRIF / Canal Algérie)	34
Tableau .II.3. Fiche technique globale du projet de dédoublement et modernisation de la Ligne Ferroviaire Minière Est (LFME).....	35
Tableau.II.4. Fiche technique du tronçon Annaba–Boucheouf.....	37
Tableau.II.5. Fiche technique du tunnel ferroviaire T3 et des caractéristiques géométriques de ses portails	39

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

Tableau.III.1. Résultats des essais de laboratoire réalisés en phase APD.	46
Tableau.III.2. Récapitulatif des résultats des sondages de prospection.....	47
Tableau.III.3. Résultats essai SPT.....	48
Tableau.III.4. Analyse géotechnique des paramètres pressiométriques en fonction de la profondeur.	51
Tableau.III.5. Caractéristiques et limites d'application des approches.	52
Tableau.III.6. Propriétés physiques et mécaniques des échantillons en fonction de la profondeur	53
Tableau.III.7. Aperçu des résultats des essais Lefranc	53
Tableau.III.8. Les résultats des essais laboratoire.	55
Tableau.III.9. Résultat essai de compressibilité à l'OEdomètre	56
Tableau.III.10. Unités géologiques.....	58
Tableau.III.1. Paramètres mécaniques du Top soil.....	59

Tableau.III.12. Paramètres mécaniques du Flysch.....	59
--	----

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

Tableau.IV.1. Méthodologie générale de prédimensionnement du soutènement.	60
Tableau.IV.2. Récapitulatif des paramètres géotechniques Top soil.....	61
Tableau.IV.3. Récapitulatif des paramètres géotechniques Fysch.....	61
Tableau.IV.4. Caractéristiques géométriques du tunnel T3 et de la zone du portail	61
Tableau.IV.5. Calcul de l'indice RMR de Bieniawski (1989) pour le massif	62
Tableau.IV.6. Paramètres Hoek-Brown du massif.	63
Tableau.IV.7. Synthèse des classifications géomécaniques.	64
Tableau.IV.8. Comparaison des soutènement proposé	67
Tableau.IV.9. Caractéristiques du béton projeté.....	69
Tableau.IV.10. Caractéristiques des cintres métalliques	70
Tableau.IV.11. Les trois catégories principales de UA	71
Tableau.IV.12. Dimensionnements de la voûte de parapluie.	73
Tableau.IV.13. Classe de conséquences	73
Tableau.IV.14. Description des classes de conséquences	75
Tableau.IV.15. Catégorie géotechnique.....	73
Tableau.IV.16. Catégorie de durée d'utilisation de projet.	73
Tableau.IV.17. Dimensionnement des Pieux.	73
Tableau.IV.18. Dimensionnement des clous.....	73
Tableau.IV.19. Évaluation des conditions de déformation - Choix de la méthode NATM.....	77
Tableau.IV.20. Phasage et exécution.....	73

CHAPITRE V : MODELISATION PAR EF 3D

Tableau.V.1. dimensions du modèle de calcul.....	85
Tableau.V.2. Paramètres géomécaniques du massif	85
Tableau.V.3. Paramètres de la voûte parapluie retenus (Document IV.6.4)	86
Tableau.V.4. Calcul par moyennes pondérées — Tunnel T3 (Méthode Hoek).....	87
Tableau.V.5. RÉSULTATS FINAUX : Propriétés de la zone voûte parapluie pour MIDAS.	88
Tableau.V.6. Paramètres matériau Flysch Classe VI dans MIDAS GTS NX.	90
Tableau.V.7. Paramètres matériau Topsoil dans MIDAS GTS NX.	91
Tableau.V.8. Cintre HEB 180 (Matériau 1).	93
Tableau.V.9. Béton projeté C30/37 - Section nette (Matériau 2) :	93

Tableau.V.10. Synthèse de l'évolution de la section équivalente en fonction de l'âge.....	94
---	----

CHAPITRE VI : VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

Tableau.VI.1. Catégorie de corrosion associé au sol en place NF P94+270.....	117
Tableau.VI.2. Catégories de corrosion NF P94+270.....	118
Tableau.VI.3. Eppaisseur scarifiée à la corrosion NF P94+270	118
Tableau.VI.4. Indices de corrosion choisis	118
Tableau.VI.5. Coefficient partiels DA3	120
Tableau.VI.6. Vérification de la résistance d'interaction sol – renforcement.	122
Tableau.VI.7. Efforts internes des pieux..	125
Tableau.VI.8. Efforts internes max des zones.....	127
Tableau.VI.9. Tableau récapitulatif des charges appliquées au modèle.....	140
Tableau.VI.10. Tableau récapitulatif et interprétation.....	141

LISTE DES ABREVIATION

Abréviation	Signification
AFTES	Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain
ANESRIF	Agence Nationale d'Études et de Suivi de la Réalisation des Investissements Ferroviaires
APD	Avant-Projet Détaillé
BEM	Boundary Element Method (Méthode des Éléments de Frontière)
BH	Bore Hole (Sondage / Forage géotechnique)
CC2	Classe de Conséquence 2 (Eurocode)
CCM	Convergence-Confinement Method (Méthode Convergence-Confinement)
DA3	Approche de calcul 3 (Design Approach 3, Eurocode 7)
DEM	Distinct/Discrete Element Method (Méthode des Éléments Distincts/Discrets)
EC2	Eurocode 2 (calcul des structures en béton)
EC3	Eurocode 3 (calcul des structures en acier)
EF	Éléments Finis
ELS	État Limite de Service
ELU	État Limite Ultime
FDM	Finite Difference Method (voir MDF)
FEM	Finite Element Method (voir MEF)
FLAC / FLAC3D	Fast Lagrangian Analysis of Continua (logiciel de modélisation numérique, Itasca)
FOS	Factor Of Safety (Facteur de Sécurité)
GCB	Génie Civil et Bâtiment (entité du groupement)
GSI	Geological Strength Index (Indice de Résistance Géologique)
GTS NX	Geotechnical and Tunnel analysis System (logiciel MIDAS GTS NX)
HEB	Profilé métallique à ailes larges (cintres de soutènement)
Ip	Indice de Plasticité
ISRM	International Society for Rock Mechanics (Société Internationale de Mécanique des Roches)
Ja	Joint Alteration Number (paramètre du système Q – altération des joints)
Jn	Joint Set Number (paramètre du système Q – nombre de familles de joints)
Jr	Joint Roughness Number (paramètre du système Q – rugosité des joints)
Jw	Joint Water Reduction Factor (paramètre du système Q – conditions hydrauliques)

Abréviation	Signification
kN	kilonewton
kPa	kilopascal
LFME	Ligne Ferroviaire Minière Est
MDF	Méthode des Différences Finies
MEF	Méthode des Éléments Finis
MIDAS GTS NX	Logiciel de modélisation géotechnique et tunnels par éléments finis
MPa	Mégapascal
NATM	New Austrian Tunnelling Method (Nouvelle Méthode Autrichienne de creusement des tunnels)
NF EN	Norme Française – Norme Européenne
NMT	Norwegian Method of Tunnelling (Méthode Norvégienne de Creusement des Tunnels)
OA	Ouvrage d'Art
PFE	Projet de Fin d'Études
PK	Point Kilométrique
PL	Pression Limite (essai pressiométrique)
Q-system	Système de classification géomécanique de Barton
RMR	Rock Mass Rating (Classification géomécanique de Bieniawski)
RPOA	Règles Parasismiques applicables au domaine Ouvrages d'Art
RQD	Rock Quality Designation (Indice de Qualité de la Roche)
SAP2000	Logiciel de calcul de structures par éléments finis
SPT	Standard Penetration Test (Essai de Pénétration Standard)
SRF	Stress Reduction Factor (paramètre du système Q – facteur de réduction des contraintes)
SRM	Synthetic Rock Mass (méthode d'analyse de stabilité des talus)
TP	Travaux Publics
UDEC	Universal Distinct Element Code (logiciel de modélisation par éléments distincts)
WL	Limite de liquidité (essai de plasticité)

INTRODUCTION GENERALE

La construction d'infrastructures souterraines en terrain rocheux hétérogène constitue l'une des problématiques les plus exigeantes du génie civil contemporain. Les tunnels ferroviaires implantés dans des formations géologiques complexes exposent les ingénieurs à des incertitudes géomécaniques que ni les méthodes empiriques ni les approches analytiques classiques ne permettent de traiter avec suffisamment de précision, en particulier lorsque la géologie du site impose des conditions d'excavation sévères sur des zones structuralement sensibles.

Le projet de ligne ferroviaire minière Annaba–Boucheougouf, destiné à assurer le transport du minerai de phosphate dans le nord-est algérien, traverse plusieurs massifs rocheux dans lesquels le creusement de tunnels s'avère techniquement délicat. Le tunnel T3, l'un des ouvrages souterrains de cette ligne, est implanté dans un massif de flysch numidien, formation sédimentaire caractérisée par une alternance de faciès pélitiques et psammitiques dont les propriétés mécaniques sont faibles, variables et fortement sensibles à l'altération et à la présence d'eau. C'est au droit de son portail intermédiaire, zone de transition entre deux fronts d'excavation opposés, que les risques d'instabilité sont les plus prononcés, en raison de la réduction de la couverture rocheuse, de l'absence de confinement latéral et de la complexité des interactions entre les différents éléments de soutènement mis en oeuvre.

Ce mémoire porte précisément sur l'étude et le dimensionnement de ce portail intermédiaire. L'objectif est d'établir, sur des bases géotechniques et numériques rigoureuses, le système de soutènement provisoire adapté aux conditions du site, en intégrant la voûte parapluie, les micropieux, les cintres, le béton projeté et les boulons radiaux dans une modélisation tridimensionnelle complète reproduisant les 114 phases du phasage constructif NATM réel.

La démarche adoptée combine trois niveaux d'analyse complémentaires. Une caractérisation géotechnique approfondie du massif rocheux, fondée sur le critère de Hoek-Brown généralisé, fournit les paramètres géomécaniques de chaque classe de flysch identifiée. Un pré-dimensionnement analytique des éléments de soutènement, appuyé sur les recommandations de l'AFTES et les normes Eurocodes, établit les géométries de principe. La modélisation numérique tridimensionnelle par éléments finis, réalisée avec MIDAS GTS NX, simule le comportement réel de l'ouvrage et valide les choix de dimensionnement. La vérification structurale des éléments de soutènement provisoire clôt la démarche, en s'appuyant respectivement sur la méthode poutre-ressort de Song et al. (2013) pour la voûte parapluie et sur la méthode d'Elgamal (2019) pour les pieux.

Ce mémoire est organisé en six chapitres. Le premier présente une synthèse bibliographique sur le comportement géomécanique des flysch et les méthodes de soutènement associées. Le deuxième décrit le projet et le contexte du site. Le troisième développe l'étude géotechnique du massif. Le quatrième traite du pré-dimensionnement analytique du soutènement. Le cinquième présente la modélisation numérique tridimensionnelle et l'analyse des résultats. Le sixième est consacré à la vérification structurale du soutènement provisoire.

CHAPITRE I :
CREUSEMENT DES TUNNELS
DANS LES FLYSCH

I.1. INTRODUCTION

Les travaux de creusement souterrain constituent l'une des disciplines les plus complexes du génie civil, notamment lorsqu'ils s'inscrivent dans des formations géologiques à comportement particulier. Le terrain rencontré dans le cadre du présent projet de portail intermédiaire (tunnel) est de nature flysch, une formation géologique hétérogène et tectoniquement perturbée qui impose des contraintes spécifiques tant sur le plan géotechnique que sur le plan de l'excavation et des travaux de support. La compréhension de ce type de terrain est donc fondamentale pour la conception et la réalisation de l'ouvrage.

I.2. DEFINITION DES FLYSCH ET CLASSEMENT :

I.2.1. Définition générale :

Le terme flysch désigne un massif sédimentaire caractérisé par l'alternance rythmique innombrable de couches de grès et d'argilites (ou d'argile schisteuse), déposées en milieu marin profond par des courants de turbidité. Ce terme, d'origine suisse-allemande, fut introduit dans la littérature géologique au XIX^e siècle pour désigner les formations alpines présentant cette stratigraphie particulière.

D'un point de vue sédimentologique, **Sujkowski (1957)**, dans son travail fondateur "*Flysch sedimentation*", définit le flysch comme une formation sédimentaire détritique d'origine turbiditique, constituée par la répétition cyclique et régulière de séquences gréséo-pélitiques. Chaque séquence débute par un dépôt grossier (grès ou microconglomérat) et se termine par un dépôt fin (siltite, argilite ou shale), formant ainsi une succession de lits alternants dont l'épaisseur varie du centimètre au mètre. Cette cyclicité est l'expression directe des courants de turbidité qui, en décélérant, déposent progressivement leurs charges sédimentaires des éléments les plus grossiers vers les plus fins. Cette définition sédimentologique reste une référence essentielle pour comprendre l'origine et la structure interne de ces formations.

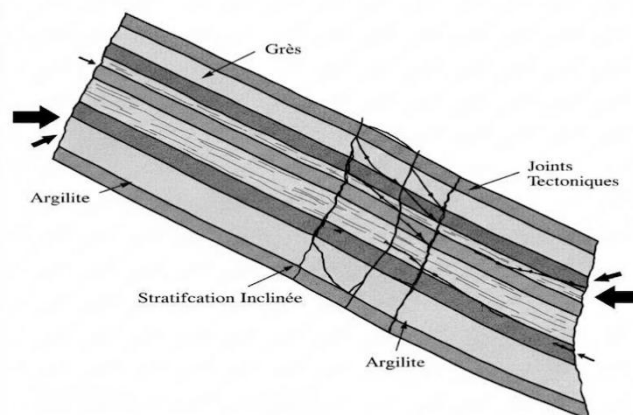


Figure I.1 Coupe géologique typique d'un Flysch.

Du point de vue géotechnique et mécanique des roches, le flysch est souvent considéré comme une roche hétérogène par excellence. Il présente une masse rocheuse composite, constituée d'une matrice argileuse faiblement à moyennement plastique enveloppant des blocs ou des bancs de grès plus résistants, dont les proportions variables conditionnent directement le comportement géomécanique global du massif.

I.2.2. Classes de flysch :

Les flysch sont classés généralement selon trois critères :

- L'unité dominante (grès ou argilite)
- Perturbation tectonique des stratifications
- Apparence ou non des fissiles au niveau des argilites

Quelques classifications de flysch ont été développées qui ont été basées sur l'expérience marquée dans des projets dans des régions citées, comme la classification polonaise des flysch (région des flysch polonais) et la classification des flysch développée par Evert Hoek et Paul Marinos qui est basée sur une série des tunnels réalisés au Grèce.

La classification de Vassilis Marinos (2017) qui est considérée comme une nouvelle version plus détaillée de la classification originale de Evert Hoek et Paul Marinos (2001) sera présentée dans ce chapitre, parce qu'il est lié directement à la classification des massifs GSI dont on a besoin dans les prochains chapitres.

Marinos (2014), dans son article "*Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch*", propose une classification des massifs flysch en 11 types (I à XI), basés sur l'unité lithologique dominante (soit le grès, soit l'argile/siltite) et sur le degré de perturbation tectonique du massif. Cette classification s'appuie sur l'expérience acquise lors de la construction de 62 tunnels jumelés de l'autoroute Egnatia en Grèce du Nord et sur une base de données géotechniques étendue (système TIAS).

Type I - Grès épais non perturbés avec de rares intercalations de siltite : Flysch à dominante gréseuse massive, peu perturbé tectoniquement. GSI = 55–65. Comportement quasi-rocheux, stable même sous couverture notable. Soutènement léger (boulons écartés, pas de cintres systématiques).

Type II - Siltite massive non perturbée avec de rares intercalations de grès : Flysch silto-argileux non perturbé. GSI = 50–60. Comportement anisotrope contrôlé par les plans de stratification. Glissements en coin possibles.

Type III - Grès modérément perturbés avec de minces intercalations de siltite : Alternance grès/siltite avec perturbation modérée. GSI = 45–55. Chutes de blocs et glissements en coin à la voûte ; risque de rupture en cheminée limitée. Boulonnage systématique recommandé.

Type IV - Alternance modérément perturbée de grès et siltite en proportions comparables : Massif intermédiaire modérément perturbé.

GSI = 40–50. Comportement intermédiaire ; les bancs gréseux assurent une certaine rigidité mais les joints argileux constituent des plans de faiblesse prononcés. Cintres légers en cas de structure lâche.

Type V - Siltite modérément perturbée avec de minces intercalations de grès : Dominance argileuse avec perturbation modérée. GSI = 35–45. Déformation progressive notable, risque de cheminée. Soutènement avec cintres légers et renforcement du front selon la profondeur.

Type VI - Siltite modérément perturbée avec de rares intercalations de grès : Massif à très forte proportion silto-argileuse, modérément perturbé. GSI = 30–40. Déformations importantes ; comportement proche d'un sol sous forte couverture. Cintres métalliques et renforcement du front souvent nécessaires.

Type VII - Massif rocheux fortement perturbé et plissé, avec grès et siltite en proportion comparable : Flysch fortement perturbé tectoniquement. GSI = 25–35. Cisaillement et déformations élasto-plastiques importantes. Cintres lourds et ancrage systématique requis.

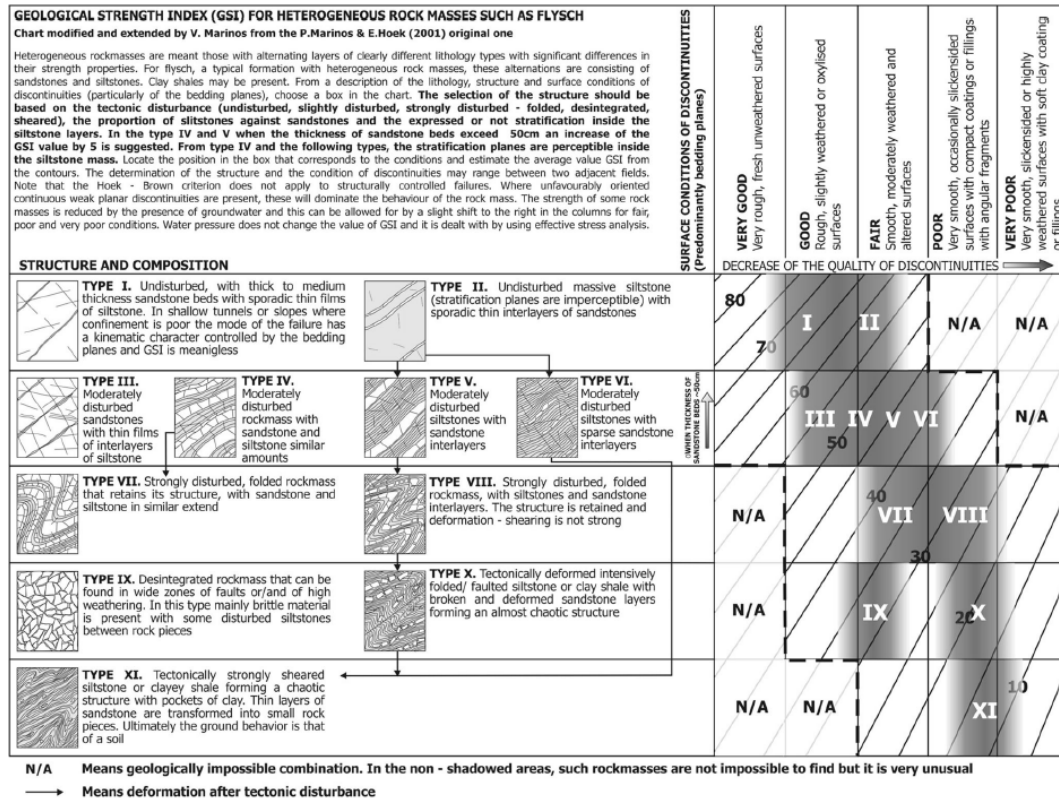
Type VIII - Massif rocheux fortement perturbé avec siltites et intercalations de grès, dont la déformation — le cisaillement n'est pas fort : Forte perturbation structurale mais avec résistance résiduelle. GSI = 20–30. Déformation significative ; squeezing possible sous couverture moyenne à élevée.

Type IX - Massif rocheux désintégré, pouvant se trouver dans de larges zones de failles ou de forte altération : Massif désintégré, sans cohésion structurale. GSI = 20–30. Comportement proche d'un sol meuble ; risque d'effondrement du front et de cheminée. Voûte parapluie et invert provisoire nécessaires.

Type X - Siltite tectoniquement déformée, intensément plissée/faillée ou argile schisteuse avec des couches de grès brisées et déformées formant une structure presque chaotique : Mélange tectonique quasi-chaotique. GSI = 15–25. Comportement squeezing sévère à très sévère même sous faible couverture. Système de soutènement à déformabilité contrôlée (yielding support) et invert permanent requis.

Type XI - Siltite tectoniquement fortement cisailée ou argile schisteuse formant une structure chaotique avec des poches d'argile : Masse totalement désorganisée, sans continuité stratigraphique. GSI < 15. Comportement le plus défavorable : squeezing extrême, effondrement du front imminent sans pré-soutènement intensif. Passes très courtes ($\leq 0,5$ m), fibres de verre au front, invert permanent et yielding support systématique.

CHAPITRE I : CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES FLYSCH



V. Marinos donne des ordres de grandeurs des paramètres de résistance et de déformabilité des

Figure I.2 Classification des Flysch selon Marinos 2019

classes de flysch :

Flysch type	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	E_i (GPa)	σ_{cm} (MPa)	E_m (GPa)
I	65	40	17	10	12	7
II	60	15	7	3	3	1.5
III	55	40	17	9	10	3.5
IV	50	23	10	5.5	4	1.5
V	45	18	8	4	2.5	0.9
VI	40	15	7	3	1.7	0.5
VII	35	23	10	5.5	2.5	0.6
VIII	25	18	8	4	1.5	0.25
IX	30	22	9.5	5.2	2	0.4
X	20	15	7	3.3	1	0.15
XI	15	<10	6	2	0.5	0.08

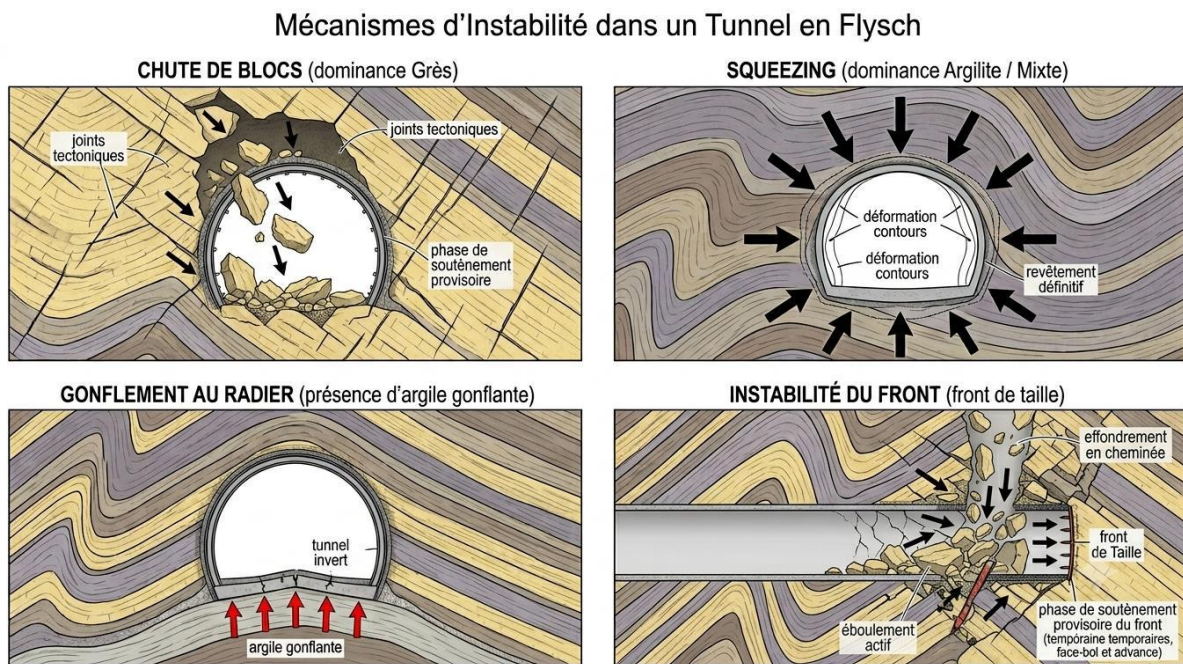
Figure I.3 Paramètres de résistance et de déformabilité des classes de flysch.

I.3. SPECIFICATIONS DU CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES FLYSCH :

I.3.1. Comportement général des flysch lors du creusement :

Le creusement d'un tunnel dans les flysch est présente des particularités importantes de celui réalisé dans un sol homogène ou dans un massif rocheux compact. La nature hétérogène et la forte perturbation tectonique des flysch imposent des phénomènes géomécaniques complexes et souvent imprévisibles, qui exigent une approche de conception et d'exécution spécifique.

Singh & Goel (1999), dans l'ouvrage de référence « *Rock Mass Classification : A Practical Approach in Civil Engineering* » et les travaux associés sur les « *Tunnels in Weak Rock* », soulignent que les terrains de type flysch (hétérogène) appartiennent à la catégorie des roches faibles (weak rocks), caractérisées par une résistance à la compression uniaxiale généralement inférieure à 25 MPa, une forte déformabilité, et une sensibilité à l'eau et à la décompression. Dans ces conditions, la réponse du massif à l'excavation est dominée par des mécanismes de déformation plastique, de fluage et d'instabilité à court terme, ça ils décrits surtout pour les classes avec une forte perturbation ou avec une dominance des argilites.



Marinos (2014), dans son article *"Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch"*, identifie plusieurs modes de comportement spécifiques aux tunnels creusés dans les flysch, en fonction du faciès rencontré et des contraintes in situ :

- Effondrement localisé (ravalement, chutes de blocs) dans les faciès à dominante gréseuse, lié à la présence de discontinuités et de joints argileux glissants.
- Déformation élasto-plastique progressive dans les faciès alternants, avec convergence des parois et du front de taille pouvant être importantes si le soutènement n'est pas mis en place rapidement. Comportement squeezing (galopant) dans les faciès à dominante argileuse et dans les zones de cisaillement tectonique, se manifestant par des convergences très importantes (pouvant dépasser plusieurs dizaines de centimètres) et des surcharges considérables sur le soutènement.
- Instabilité du front de taille dans les faciès chaotiques (mélange tectonique), où la matrice argileuse saturée en eau peut s'écouler et provoquer des effondrements catastrophiques.

Ces comportements et leurs mises en action dépend de la classe de flysch, de couverture, de la géométrie et phasage du tunnel, et aux conditions hydrostatiques ou dynamique ...

I.3.2. Différences fondamentales entre un tunnel dans un sol/roche et un tunnel dans les flysch

Tableau I-1 Analyse comparative des critères géotechniques entre un terrain homogène et un terrain hétérogène de type Flysch.

Critère	Sol homogène	Roche homogène	Flysch (terrain hétérogène)
Homogénéité	Propriétés mécaniques relativement uniformes (hétérogénéité de la nature)	Propriétés mécaniques uniformes, avec hétérogénéité liée aux discontinuités naturelles	Alternance de matériaux de résistances très différentes (grès / argilites)
Prédictibilité	Comportement prévisible à partir des essais géotechniques classiques	Comportement prévisible à partir des classifications rocheuses (RMR, Q-system) et des essais en laboratoire	Comportement fortement variable en fonction du faciès rencontré au front Terrain évolutif difficile à caractériser in situ ou au laboratoire
Mode de rupture	Rupture par cisaillement, tassement différentiel ou liquéfaction	Rupture par cisaillement le long des discontinuités ou par écrasement de la matrice rocheuse	Multiple : chute de blocs, déformation plastique, squeezing, effondrement du front (en fonction de la classe de flysch rencontrée)
Paramètres géomécaniques	Déterminés par essais en laboratoire ou in situ avec une bonne fiabilité (cohésion, angle de frottement, module de déformation)	Déterminés par essais de compression uniaxiale, triaxiaux et classification GSI avec une fiabilité acceptable	Difficiles à établir en raison de l'hétérogénéité ; nécessitent une approche probabiliste ou des abaques empiriques (Q, GSI, RMR) Essais labo donnent des résultats faibles, in situ donnent des résultats élevées – par rapport à l'état évolutif du terrain
Méthode de calcul	Modèles simples généralement suffisants (Terzaghi, Mohr-Coulomb) sauf pour les cas spécifiques	Modèles élasto-plastiques avec critère de Hoek-Brown ou Mohr-Coulomb selon le degré de fracturation	Analyse de risques contient plus de probabilités qui ont nécessité l'utilisation des différentes méthodes qui couvrent ces probabilités
Vitesse d'avancement	Avancement régulier possible avec des techniques conventionnelles	Avancement régulier possible, modulé par l'état de fracturation et la résistance de la roche	Souvent faible et irrégulier ; la longueur des passes doit être réduite dans les zones défavorables à causes de nombres élevés des zones de transitions

I.3.3. Approches spécifiques recommandées pour les tunnels en flysch :

Compte tenu de ces particularités, les recommandations issues de la littérature technique pour le creusement en flysch convergent vers les principes suivants :

Reconnaissance géologique et géotechnique approfondie : La variabilité latérale rapide des faciès impose une investigation géotechnique détaillée (sondages carottés, essais pressiométriques, diagraphies, relevés de terrain). B. Singh et R. K. Goel recommande de baser sur des essais géophysiques sur des terrains tendres et hétérogènes, et de compléter par l'autres types d'essais.

Application de la méthode observationnelle (EC2) : Marinos (2014) insiste sur l'importance de l'instrumentation systématique (cibles de convergence – bi-reflex, extensomètres, convergencemètres) pour adapter en temps réel le soutènement aux conditions rencontrées. Cette approche est connue dans tous types d'ouvrage géotechnique, mais son utilisation s'intensifie dans les terrains tendres et hétérogènes.

Réduction des passes d'excavation : Dans les faciès les plus défavorables, les passes doivent être limitées à 0,5 à 1,0 m afin de réduire la décompression du massif et d'assurer la stabilité du front à cause de l'incertitude élevée dans ce type de terrain, mais il peut l'augmenter avec les reconnaissances durant l'avancement s'il assure la continuité d'un massif ou un bon terrain.

Soutènement précoce et robuste : La mise en place rapide de béton projeté (shotcrete), de boulons d'ancrage et, si nécessaire, de cintres métalliques lourds est indispensable pour maîtriser les convergences (pour les classes médiocres de flysch). Un soutènement plus léger a été recommandé pour les premières classes de flysch.

Traitement du front de taille : Dans les faciès chaotiques ou saturés en eau, le renforcement du front par des boulons de front (forepoling, jet-grouting, voûte parapluie, fibre de verre) est souvent incontournable.

I.4. METHODES D'ANALYSE DES TUNNELS CREUSES DANS LES FLYSCH :

L'analyse géomécanique des tunnels creusés dans les formations de flysch constitue un défi majeur pour l'ingénieur géotechnicien. L'hétérogénéité, lithologique, la perturbation tectonique et la variabilité spatiale des propriétés mécaniques de ces formations rendent l'application des méthodes classiques d'analyse insuffisante lorsqu'elle est employée de manière isolée. Une approche multiméthodes, combinant l'empirisme, l'analytique et le numérique, est généralement indispensable pour parvenir à un dimensionnement fiable et sécuritaire en se basant sur les analyses de risques et les probabilités qui en découlent

I.4.1. Problématique de l'analyse d'un massif comme un milieu continu ou discontinu pour un dimensionnement fiable et sécuritaire

Au sens large, les méthodes numériques peuvent être classées en continuum et discontinuum (Jing et Hudson 2002; Jing 2003), et vu la grande variabilité des classes de flysch entre un massif rocheux structuré (présenté des familles uniformes des discontinuités) et un massif argileux complètement perturbé (présente un comportement des sols poussants) le problème d'analyser ce milieu comme continu ou discontinu en fonction de classe de flysch présente un challenge pour les concepteurs afin de présenter tous ou la plupart des risques et des comportements possibles.

Définition des deux approches

La mécanique des roches distingue deux grandes visions de la nature du massif rocheux en tant qu'objet d'analyse :

Milieu continu (Continuum) :

Massif est assimilé à un matériau homogène équivalent, dont les propriétés mécaniques globales sont représentatives du comportement d'ensemble. Les discontinuités sont implicitement intégrées dans les paramètres de résistance et de déformabilité du matériau équivalent. Cette approche est valide lorsque le volume de roche est très grand par rapport à l'espacement des discontinuités, ou lorsque celles-ci sont suffisamment nombreuses et aléatoirement orientées pour être statistiquement isotropes.

Milieu discontinu (Discontinuum) :

Le massif est représenté comme un assemblage de blocs rigides (infiniment rigide) ou déformables, séparés par des discontinuités explicitement modélisées (lignes de faiblesse des blocs infiniment rigide). Le comportement global est contrôlé par la géométrie, la résistance et la déformabilité de ces discontinuités. Cette approche est pertinente lorsque le comportement est dominé par quelques familles de joints bien identifiées.

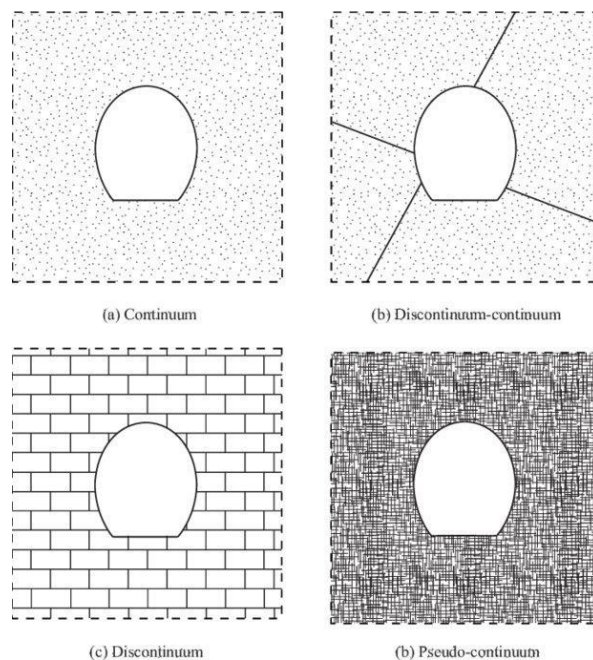


Figure 1.5 Types de milieux pour la modélisation des massifs rocheux.

Référence de la figure : A. Bobet et al. 2009 : Numerical Models in Discontinuous Media : Review of Advances for Rock Mechanics Applications

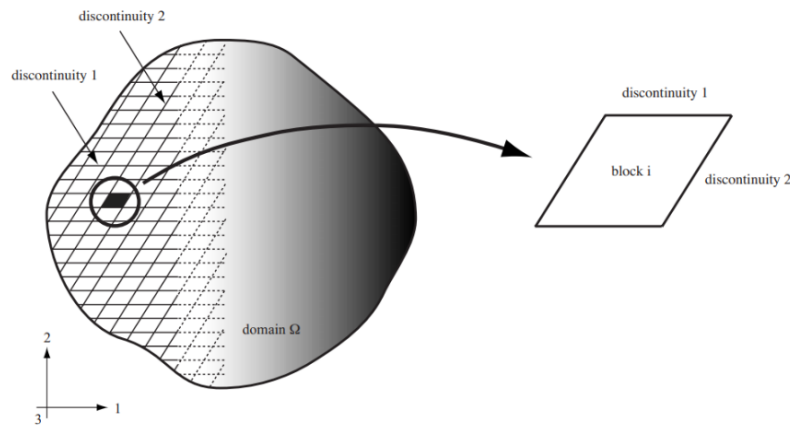


Figure I.6 Modèle discontinuum : discrétisation DEM.

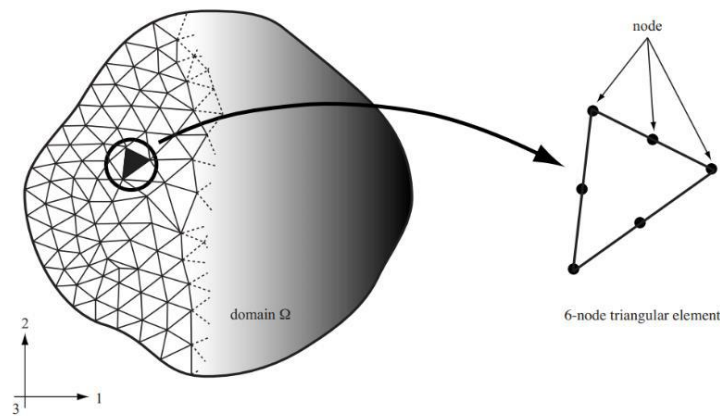


Figure I.6 Modèle continuum : discrétisation par éléments finis

I.4.2. La vision de Hoek : vers un milieu continu équivalent dans les domaines spécifiés

Hoek (2007), dans son ouvrage de référence « Practical Rock Engineering », soutient que pour la grande majorité des problèmes de tunnels en milieu rocheux, et en particulier pour les massifs à forte densité de discontinuités comme certaines classes de flysch et pas toutes, l'approche du milieu continu équivalent est non seulement justifiée mais souvent incontournable. Il fonde cette position sur le concept fondamental du **Volume Élémentaire Représentatif (VER)** — tel que défini dans Hoek, E. & Brown, E.T. (1997), *"Practical estimates of rock mass strength"*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(8), 1165–1186 — : lorsque le tunnel présente une dimension caractéristique très supérieure à l'espacement moyen des discontinuités, le massif peut être traité comme un matériau continu dont les propriétés sont déterminées à partir du Critère de rupture de Hoek-Brown généralisé.

CHAPITRE I : CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES FLYSCH

Ce critère, développé initialement par Hoek & Brown (1980) et progressivement amélioré jusqu'à sa formulation actuelle (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002), intègre les paramètres m , s et a dépendant de la qualité du massif, quantifiée par le GSI (Geological Strength Index). Pour le flysch,

Hoek insiste sur la nécessité d'utiliser un GSI adapté à l'hétérogénéité du massif, en tenant compte de la proportion relative des composantes gréseuse et argileuse.

Le critère de rupture de Hoek-Brown, qui suppose un comportement isotrope de la roche et des masses rocheuses, ne devrait être appliqué qu'aux masses rocheuses dans lesquelles il existe un nombre suffisant de discontinuités étroitement espacées, avec des caractéristiques de surface similaires, qu'un comportement isotrope impliquant une défaillance sur des discontinuités peut être supposé. Lorsque la structure analysée est de grande taille et que le bloc est petit par comparaison, la masse rocheuse peut être traitée comme un matériau de Hoek-Brown.

Le rapport H/h est couramment utilisé (H : hauteur du tunnel ; h : espacement des discontinuités) pour juger la méthode d'analyse choisie (quelque soit le nombre < 10 comme un repère). L'idée est liée au comportement des blocs par rapport à l'ouverture créée, s'il est fortement structural ou proche d'un mécanisme homogène.

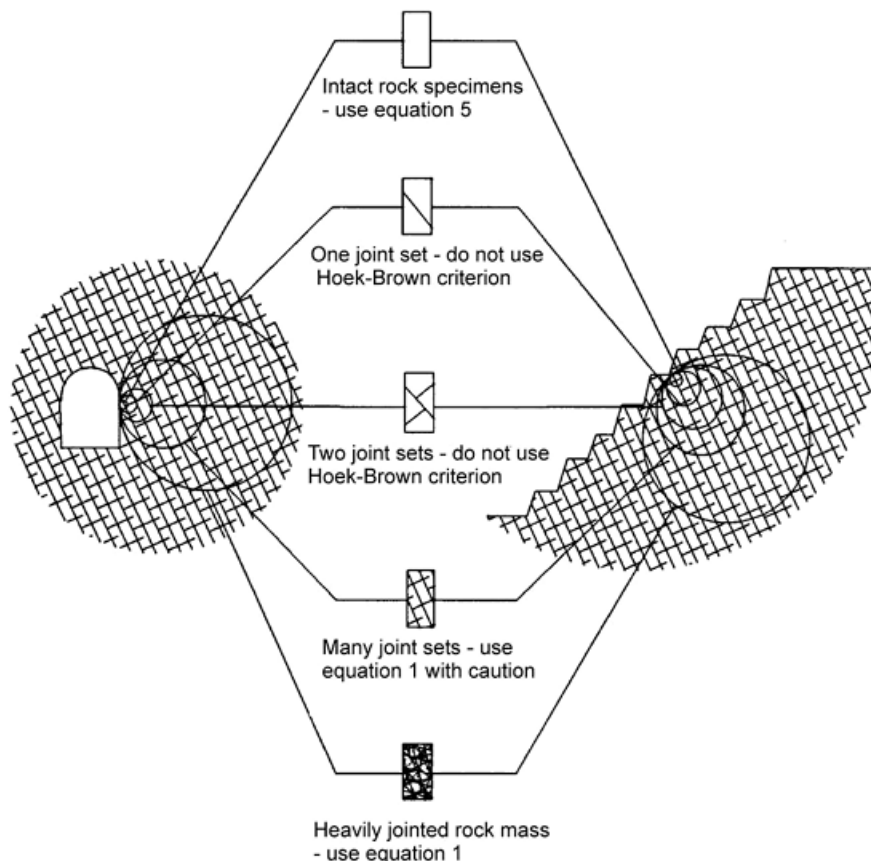


Figure I.7 Diagramme idéalisé illustrant la transition d'une masse rocheuse intacte à une masse rocheuse fortement fracturée en fonction de la taille de l'échantillon

I.4.3. La vision de Barton : l'irréductibilité des discontinuités

Nick Barton défend une vision plus nuancée, insistant sur le rôle irremplaçable des discontinuités dans le comportement réel des massifs rocheux. Dans ses travaux de référence sur le système Q - notamment Barton (2002) *"Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design"* et Barton & Grimstad (1994) *"The Q-system following twenty years of application in NMT support selection"* (Felsbau, 12(6), 428–436), qui traitent explicitement des terrains faibles et des flysch dans le cadre de la NMT — Barton argue que même dans des massifs très fracturés, les discontinuités ne peuvent pas être totalement « absorbées » dans un continuum équivalent sans perdre une information mécanique essentielle.

La relative facilitée de la modélisation du continuum a provoqué un nombre disproportionné d'erreurs dans les évaluations des paramètres des masses rocheuses par les modélisateurs, et les résultats de cette modélisation peuvent parfois avoir peu de rapport avec le comportement couramment observé. L'extension souhaitable d'un critère de Mohr–Coulomb global « c » et « f » à un critère de résistance non linéaire de Hoek-Brown ne résout toujours pas l'anisotropie, et un critère accepté pour représenter les modes de rotation des blocs reste apparemment comme un objectif adiste dans la modélisation continue.

Barton souligne en particulier que le paramètre J_r/J_a (rapport rugosité des joints / altération des joints) dans le système Q capture des informations sur le comportement au cisaillement des interfaces argile-grès dans le flysch, que le GSI de Hoek ne peut pas restituer avec la même précision. Ce paramètre est particulièrement sensible aux niveaux d'argilites dans le flysch, où J_a peut atteindre des valeurs de 6 à 8 (argile épaisse de remplissage), faisant chuter la valeur de Q à des niveaux critiques ($Q < 0,1$) même si le RQD et J_n restent modérés.

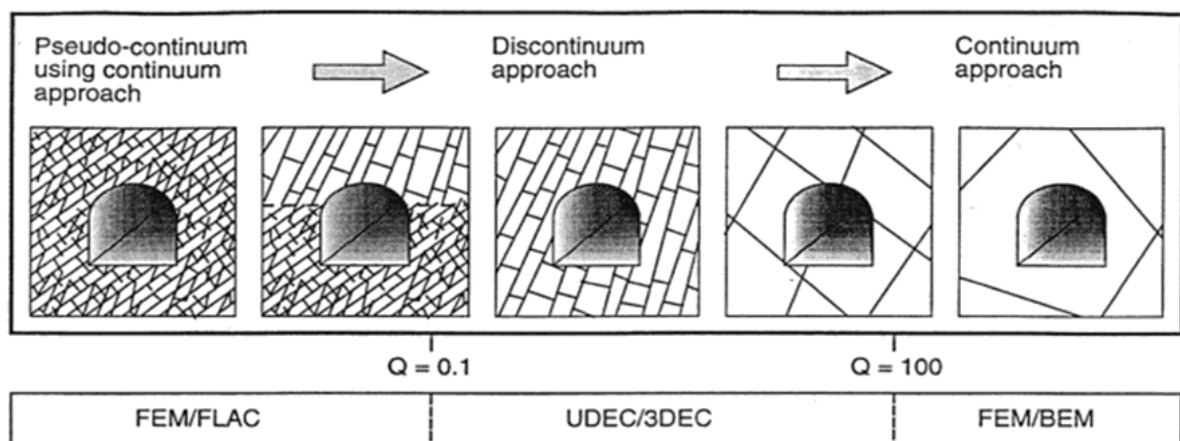
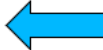


Figure I.8 Modèles continue ou discontinue en fonction des valeurs de Q-système.

Même dans le cas où la modélisation continue est recommandée, Barton critique l'utilisation de GSI, parce que la qualité estimée de la masse rocheuse (GSI) est utilisée 16 fois de manière remarquable dans l'équation de Hoek-Brown (Hoek et al. 2002) pour le paramètre de Mohr Coulomb 'C' (cohésion), ainsi que 12 fois dans l'équation H-Équation B pour l'angle de frottement 'φ' et 10 fois pour l'estimation de la résistance uniaxiale " σ_{cm} ". Pour ajouter à cette

CHAPITRE I : CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES FLYSCH

incertitude et à cette ambiguïté, il y a un facteur de perturbation D qui apparaît 7 fois et 6 fois dans les équations H-B pour 'C' et 'φ'. Comme les lecteurs pourraient l'imaginer, toute « erreur » dans l'estimation du GSI est inévitablement amplifiée par cette surutilisation extraordinaire du GSI dans les données d'entrée clés, rendant les analyses numériques ultérieures d'une valeur discutable. Pourtant, le GSI a été utilisé par des milliers de personnes et est enseigné dans les cours universitaires aux côtés du RMR et du Q et d'autres sujets de la théorie et de la pratique de la mécanique des roches.

Expression	Origin
$\varphi \approx \tan^{-1} \left(\frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{1} \right)$ 	FC from Q
$\varphi' = a \sin \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$	From GSI
$c \approx \left(\frac{RQD}{J_n} \times \frac{1}{SRF} \times \frac{\sigma_c}{100} \right)$ 	CC from Q
$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+u)(2+a)\sqrt{1 + [6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}]/[(1+a)(2+a)]}}$	From GSI

$m_b = m_i \cdot \exp \left(\frac{GSI-100}{28-14.D} \right)$ $s = \exp \left(\frac{GSI-100}{9-3.D} \right)$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot (exp^{-GSI/15} - exp^{-20/3})$	$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b+4s-a(m_b-8s))(m_b/4+s)^{a-1}}{2.(1+a).(2+a)}$ $E_m (\text{MPa}) = 10^5 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{\left[\frac{75 + 25D - GSI}{11} \right]}} \right)$
---	--

Figure I.9 Comparaison des formules du modèle continue de Hoek-Brown et Q-système.

I.4.4. Synthèse : Quelle approche pour le flysch ?

La confrontation des deux visions conduit à une conclusion pragmatique, largement partagée par la communauté scientifique internationale : dans le cas du flysch, ni l'approche purement continue ni l'approche purement discontinue n'est suffisante à elle seule. La stratégie optimale consiste à :

- Utiliser l'approche continue équivalente (Hoek-Brown par des données d'input de GSI) pour l'analyse globale des déformations et du dimensionnement du soutènement à l'échelle du tunnel, en particulier dans les faciès à dominante argileuse et dans les zones de flysch chaotique.
- Recourir à l'approche discontinue (analyse par blocs, modélisation DEM) pour étudier les instabilités locales liées aux discontinuités identifiées dans les faciès à dominante gréseuse, notamment à la voûte et aux piédroits.

Pour les types I à III (flysch gréseux, peu à modérément perturbé) : Le comportement est fortement anisotrope et contrôlé par les discontinuités et les plans de stratification.

L'approche discontinue (analyse par blocs, système Q, modélisation DEM/UDEC) est privilégiée pour l'étude des instabilités localisées à la voûte et aux piédroits.

Pour les types IV à VI (flysch alternant, modérément perturbé) : Une approche hybride est nécessaire : le milieu continu équivalent (Hoek-Brown par des données d'input de GSI) est utilisé pour l'analyse globale des déformations, tandis que le système Q (Jr/Ja) est utilisé pour dimensionner le soutènement dans les zones d'interface argile-grès.

Pour les types VII à XI (flysch fortement perturbé à chaotique) : Le comportement est isotrope ou quasi-isotrope et dominé par la résistance globale de la masse rocheuse. L'approche continue équivalente (Hoek-Brown par des données d'input de GSI) est la seule applicable, complétée par des modèles numériques 2D ou 3D pour les cas de squeezing, de faible couverture et d'instabilité du front.

I.5. UTILISATION DES METHODES EMPIRIQUES ET LEURS ADAPTATIONS

I.5.1. Généralités sur les méthodes empiriques

Les méthodes empiriques en mécanique des roches reposent sur des classifications géomécanique du massif rocheux, établies à partir de bases de données de cas réels de tunnels, de cavernes et d'excavations souterraines. Elles permettent d'évaluer rapidement la qualité géotechnique globale du massif et de proposer des recommandations de soutènement sans passer par une modélisation détaillée. Bien que leur nature soit essentiellement qualitative et statistique, elles constituent le premier outil d'analyse indispensable dans tout projet de tunnel, y compris dans les formations de flysch.

I.5.2. Le système RMR (Rock Mass Rating)

Le système RMR a été proposé par Bieniawski (1973) et progressivement amélioré jusqu'à sa version actuelle (Bieniawski, 1989) dans l'ouvrage « Engineering Rock Mass Classifications ». Il classe le massif rocheux sur une échelle de 0 à 100 à partir de six paramètres : la résistance à la compression de la roche intacte, le RQD (Rock Quality Designation), l'espacement des discontinuités, leur condition, les conditions hydrologiques, et l'orientation des discontinuités par rapport à l'axe du tunnel (le sixième paramètre est seulement pour les tunnels).

I.5.3. Limitations pour le flysch :

Le RMR a été initialement développé pour des massifs rocheux Structuré avec des familles de joints bien définies.

Dans le flysch, la coexistence de bancs gréseux à RMR élevé (60–70) et de niveaux argileux à RMR très faible (15–25) - les argiles numidie sont parfois en dehors du domaine d'utilisation du RMR — rend l'attribution d'une valeur unique de RMR délicate. Palmström & Broch (2006), dans leur article *"Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system"*, soulignent que l'utilisation aveugle du RMR dans les terrains hétérogènes peut conduire à une surestimation de la qualité globale du massif si les échantillons sont prélevés préférentiellement dans les bancs gréseux (d'autant que les laboratoires ont une grande difficulté pour la récupération d'échantillons représentatifs des couches évolutives). L'adaptation

recommandée consiste à calculer un RMR composite pondéré tenant compte des proportions volumiques de chaque faciès lithologique.

I.5.4. Le système Q de Barton

Le système Q (Tunnel Quality Index) a été développé par Barton, Lien & Lunde (1974) à partir de l'analyse de 212 cas de tunnels, dans l'article fondateur « Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support ». Le paramètre Q est défini comme le produit de trois rapports : RQD/J_n (qualité de la roche par rapport au nombre de familles de joints), J_r/J_a (rugosité par rapport à l'altération des joints), et J_w/SRF (conditions hydrauliques par rapport aux contraintes).

Adaptations pour le flysch : Le système Q présente un avantage majeur sur le RMR pour les formations de flysch : le rapport J_r/J_a capture directement les caractéristiques des interfaces argilo-gréseuses. Barton (2002) a proposé des corrélations actualisées entre Q et les paramètres de soutènement et a étendu la base de données à des terrains de mauvaise qualité ($Q < 1$), fréquemment rencontrés dans les flysch argileux et tectoniquement perturbés. Grimstad & Barton (1993) recommandent l'utilisation de la NMT (Norwegian Method of Tunnelling) avec des cintres à déformation contrôlée (yielding support) pour les valeurs de Q inférieures à 0,1 en flysch. Cette recommandation repose sur deux constats fondamentaux. D'une part, pour des valeurs de Q aussi faibles, la résistance du massif est insuffisante pour mobiliser un effet voûte stable, ce qui génère des convergences importantes et des charges excessives sur un soutènement rigide — un soutènement indéformable se trouverait alors rapidement plastifié ou rompu. D'autre part, les cintres à déformation contrôlée permettent d'absorber les déformations différées caractéristiques du flysch argileux et tectonisé tout en maintenant une pression de confinement résiduelle suffisante, conformément aux principes de la méthode convergence-confinement. Ce principe est également au cœur de la NATM (New Austrian Tunnelling Method) : plutôt que de s'opposer rigidement aux déformations du massif, la NATM préconise de laisser le terrain se déformer de manière contrôlée afin de mobiliser sa résistance propre, en activant ainsi l'effet porteur du massif lui-même. La NMT et la NATM convergent donc sur ce point essentiel en terrain de flysch très dégradé : le soutènement doit être ductile, installé rapidement, et dimensionné pour accompagner la redistribution des contraintes plutôt que pour les bloquer.

I.6. LE GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)

Le GSI a été développé par Hoek, Kaiser & Bawden (1995) dans « Support of Underground Excavations in Hard Rock » comme un indice qualitatif permettant de quantifier la qualité géomécanique globale d'un massif rocheux hétérogène pour alimenter le critère de Hoek-Brown.

Adaptations empiriques spécifiques au comportement des tunnels en flysch

L'apport majeur pour le flysch est la révision du système GSI proposée par Marinos & Hoek (2001) et modifiée par Vassilis Marinos en 2019 dans l'article « Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch ». Ces auteurs ont développé une charte GSI spécifiquement adaptée au flysch, tenant compte de la proportion grès/argilites et de l'état de perturbation tectonique du massif (voir la figure ...).

Les valeurs de GSI proposées pour les différentes classes de flysch s'étendent de $GSI = 65$ (flysch gréseux peu perturbé) à $GSI < 15$ (mélange tectonique chaotique), fournissant ainsi une gamme complète d'entrées pour les analyses analytiques et numériques ultérieures.

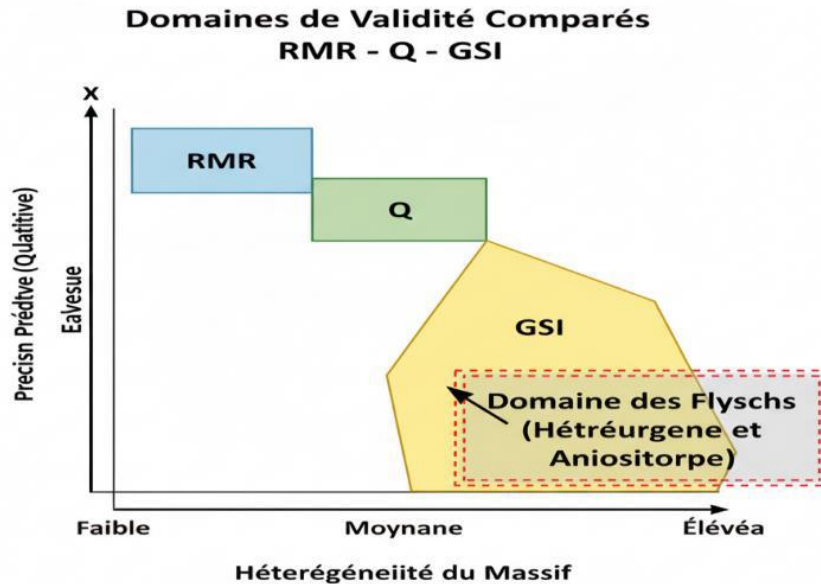


Figure I.10 Domaines de validité comparés des classifications RMR, Q-system et GSI en fonction de l'hétérogénéité du massif.

Dans le prolongement de ces travaux, Marinos (2014) propose, à partir de l'expérience acquise sur 12 tunnels de l'autoroute Egnatia en Grèce du Nord, une classification des massifs flysch en 11 types (I à XI) selon la proportion grès/siltstones et le degré de perturbation tectonique. Pour chaque type, il définit les paramètres géotechniques caractéristiques (GSI , σ_{ci} , m_i , E_m) ainsi que le comportement attendu en excavation : stabilité sous couverture notable, glissement en coin, rupture en cheminée, terrain bouillant, cisaillement, ou fluage sous forte couverture. Sur cette base, des recommandations de soutènement primaire sont proposées, allant d'un soutènement très léger Pour les types I à III, jusqu'à des systèmes à déformabilité contrôlée (yielding support) pour les types X et XI sous forte couverture, en passant par des mesures de stabilisation du front (fibres de verre, voûte parapluie) pour les types VII à IX.

I.7. UTILISATION DES METHODES ANALYTIQUES ET LEURS LIMITATIONS

I.7.1. Principes des méthodes analytiques en mécanique des roches souterraines

Les méthodes analytiques visent à obtenir des solutions mathématiques fermées (closed-forme) ou semi-fermées aux problèmes de mécanique posés par l'excavation d'un tunnel. Elles reposent sur des hypothèses simplificatrices concernant la géométrie de l'ouvrage, les propriétés du massif et les conditions aux limites, et fournissent des expressions explicites permettant de calculer les contraintes, les déformations et les pressions sur le soutènement.

I.7.2. La méthode Convergence-Confinement (CCM)

La méthode Convergence-Confinement (CCM) constitue sans doute l'outil analytique le plus utilisé en ingénierie des tunnels. Elle repose sur la représentation graphique de l'interaction entre le massif et le soutènement à travers trois courbes : la Courbe Caractéristique du Terrain (CCT) ou Ground Reaction Curve (GRC), la Courbe de Confinement du Soutènement (CCS) ou Support Characteristic Curve (SCC), et la Courbe du Confinement Longitudinal (CCL) ou Longitudinal Deformation Profile (LDP).

Application : La méthode est seulement utilisable dans les classes de flysch continue ayant un comportement isotrope ou proche de l'isotropie, avec l'incertitude d'estimation de la valeur du contrainte appliquée aux tunnels à faible couverture.

Carranza-Torres & Fairhurst (2000) dans « Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion » (Tunnelling and Underground Space Technology, 15(2), 187–213) ont étendu la CCM au critère de Hoek-Brown, permettant ainsi son application directe aux massifs rocheux caractérisés par le GSI, et donc aux flysch.

Il peut aussi utiliser la loi de comportement Mohr-Coulomb directement dans le cas de la dominance totale des argiles, ou par des paramètres de cisaillement calculés à partir des formules d'homogénéisation du Q-system.

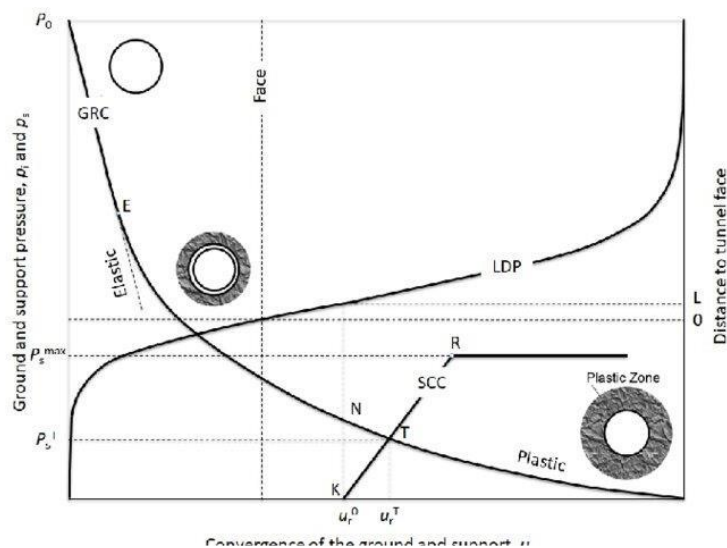


Figure I.11 Principe de la méthode convergence-confinement.

I.7.3. La méthode des charges sur le soutènement

Terzaghi (1946), dans son chapitre « Rock defects and loads on tunnel supports » de l'ouvrage « Rock Tunnelling with Steel Supports », a proposé la première formulation analytique systématique des charges exercées sur le soutènement d'un tunnel. Il définit des catégories de terrain et des formules empirico-analytiques pour calculer la hauteur de la voûte de rupture au-dessus de la clé de voûte. Bien que développée dans un contexte différent, cette

approche reste utilisée comme vérification dans les terrains de type flysch lorsque le comportement tend vers celui d'un sol.

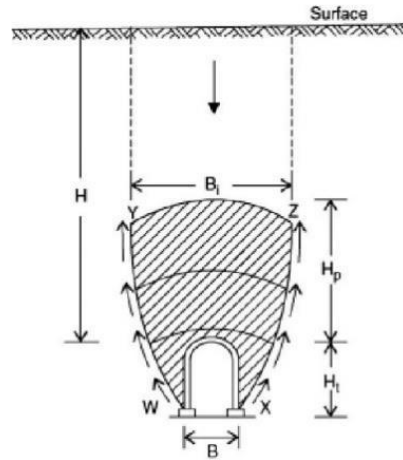


Figure I.12 Mécanisme de l'effet de voûte au-dessus d'un tunnel.

I.7.4. Les solutions en forme fermée (Closed-form solutions)

Les solutions en forme fermée reposent sur une modélisation analytique du massif rocheux comme un milieu continu, homogène et isotrope, soumis à un état de contraintes initiales. La solution la plus classique est celle de Kirsch (1898), qui donne la distribution des contraintes autour d'un tunnel circulaire non soutenu en milieu élastique. Cette solution a été étendue au cas élasto-plastique par Kastner (1962) et développée de manière plus systématique dans le cadre de la méthode convergence-confinement. Pour le flysch, Vrakas & Anagnostou (2014) ont proposé une solution en déformations finies applicable aux cas de squeezing important (déformations $> 10\%$), qui correspond aux types X et XI de Marinos.

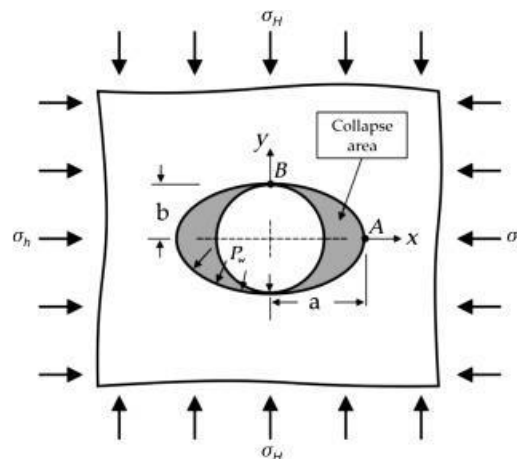


Figure I.13 Représentation de la zone d'instabilité élasto-plastique sous contraintes anisotropes

I.7.5. Les méthodes de stabilité du front de taille

La stabilité du front de taille est un problème critique en tunnellerie dans les flysch argileux et chaotiques. Les approches analytiques ont été développées par Davis et al. (1980) et Leca & Dormieux (1990), qui ont proposé des solutions basées sur les théorèmes de la plasticité (bornes supérieure et inférieure) pour évaluer la pression de soutènement minimale nécessaire à la stabilité du front. Ces méthodes permettent de vérifier si une pression de confinement (boulonnage du front en fibres de verre, voûte parapluie) est nécessaire pour garantir la stabilité pendant l'avancement, ce qui est systématiquement le cas pour les types VIII à XI et même VI. Pan & Dias (2018) ont généralisé ces approches au cas tridimensionnel avec prise en compte des forces de percolation hydraulique, particulièrement pertinent pour les flysch saturés. Des approches en équilibre limites comme Broere (2001) et Vu et al. (2015) permettent l'analyse de stabilité du front dans un front stratifié c'est-à-dire des classes de flysch IV et V.

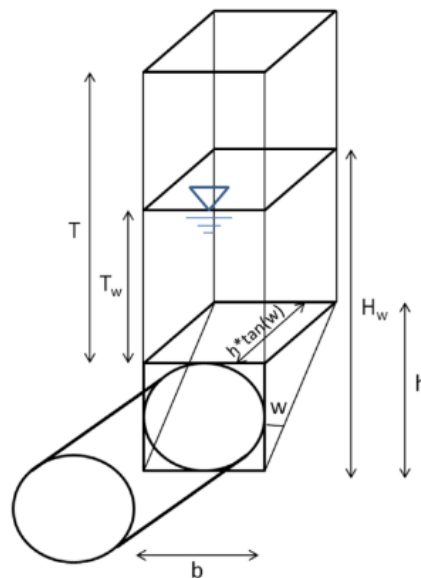


Figure I.14 Modèle cinématique de stabilité du front de taille sous charge hydrostatique.

I.8. LIMITATIONS MAJEURES DES METHODES ANALYTIQUES DANS LES FLYSCH

I.8.1. Hypothèse d'homogénéité et d'isotropie :

Toutes les solutions analytiques classiques supposent un massif homogène et isotrope. Or, le flysch est par essence un massif hétérogène et potentiellement anisotrope, dont les propriétés varient significativement d'un banc gréseux à un niveau argileux (sauf dans le cas de possibilité d'homogénéisation, déjà discutée).

I.8.2. Hypothèse de géométrie circulaire :

Les solutions analytiques exactes ne sont disponibles que pour des tunnels de section circulaire. Les sections couramment utilisées pour les tunnels en flysch (section en fer à cheval, section à arche inversée) ne peuvent pas être traitées analytiquement de manière exacte.

I.8.3. Absence de prise en compte de l'hétérogénéité locale :

La CCM ne peut pas modéliser le comportement différentiel des bancs gréseux et des niveaux argileux, ni les instabilités localisées à l'interface des deux lithologies. Diederichs & Kaiser (1999) montrent que les terrains stratifiés comme le flysch peuvent développer des mécanismes d'instabilité dit effet voussoir : mécanisme par lequel des plaques ou des dalles de roche stratifiée, encastrées à leurs extrémités, se comportent comme des voussoirs d'arche et peuvent se déstabiliser par flambement lorsque la déflection dépasse un seuil critique, et d'effet poutre (dalle horizontale en flexion soumise à son propre poids entre deux appuis), que les méthodes analytiques classiques ne captent pas.

I.8.4. Incapacité à modéliser le comportement différé et le fluage :

Dans les faciès argileux du flysch, le comportement différé (fluage, consolidation) est un phénomène majeur qui conditionne l'évolution des pressions sur le soutènement dans le temps. Sulem, Panet & Guenot (1987) ont proposé une extension analytique pour les tunnels en terrain viscoplastique, mais cette solution reste limitée à des cas idéalisés.

I.8.5. Non-prise en compte du couplage hydromécanique :

La présence d'eau dans les formations de flysch génère des pressions interstitielles et des phénomènes de gonflement (dans le cas de la présence des minéraux sensibles) qui influencent fortement la stabilité du tunnel. Les méthodes analytiques disponibles ne permettent pas de traiter ce couplage de manière satisfaisante dans le cadre de l'hétérogénéité flyschienne.

En conclusion, les méthodes analytiques restent utiles en phase de prédimensionnement et pour fournir des ordres de grandeur, mais elles doivent obligatoirement être complétées par des méthodes numériques dès lors que les conditions géotechniques s'écartent des hypothèses simplificatrices, ce qui est pratiquement toujours le cas dans les formations de flysch.

I.9. UTILISATION DES DIFFERENTES METHODES NUMERIQUES :

I.9.1. Généralités et justification du recours aux méthodes numériques

Face aux limitations des méthodes empiriques et analytiques, les méthodes numériques s'imposent comme l'outil d'analyse le plus adapté pour traiter la complexité géomécanique des tunnels en flysch. Elles permettent de modéliser des géométries quelconques, des lois de comportement non linéaires, des hétérogénéités lithologiques, des couplages hydro-mécaniques et des interactions massif-soutènement complexes.

I.9.2. La Méthode des Éléments Finis (MEF / FEM)

La Méthode des Éléments Finis constitue la méthode numérique la plus répandue en géotechnique et en mécanique des roches souterraines. Elle discrétise le domaine d'étude en un maillage d'éléments finis sur lesquels les équations d'équilibre et de compatibilité sont résolues de manière approchée. Duncan &

Chang (1970) dans « Nonlinear analysis of stress and strain in soils » ont posé les bases de l'application de la MEF aux matériaux géotechniques à comportement non linéaire.

Dans le contexte du flysch, la MEF est particulièrement adaptée pour modéliser le comportement élasto-plastique global du massif en utilisant le critère de Hoek-Brown ou de Mohr-Coulomb, l'interaction massif-soutènement, le comportement différé, et le squeezing. Bonini, Debernardi, Barla & Barla (2009) dans « The mechanical behaviour of clay shales and implications on the design of tunnels » présentent des simulations MEF de tunnels en terrain squeezing comparables aux flysch argileux, démontrant la capacité de la MEF à reproduire des convergences de plusieurs dizaines de centimètres.

Les logiciels les plus utilisés en pratique pour la modélisation MEF des tunnels en flysch sont PLAXIS (MEF 2D et 3D orientée géotechnique), Phase²/RS2 et RS3 de Rocscience, ADINA, et ABAQUS pour les applications les plus complexes.

I.9.3. La Méthode des Différences Finies (MDF / FDM)

La Méthode des Différences Finies est une alternative à la MEF, basée sur la discrétisation des équations différentielles de l'équilibre par des schémas aux différences finies. Elle est réputée pour sa robustesse numérique dans le traitement des grandes déformations et des comportements fortement non linéaires, ce qui la rend particulièrement adaptée aux tunnels en flysch squeezing.

Le logiciel FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) et sa version tridimensionnelle FLAC3D, développés par Itasca Consulting Group, constituent les outils de référence pour cette méthode en géomécanique souterraine. Ils intègrent une formulation lagrangienne explicite qui permet de traiter les grandes déformations sans remaillage, un avantage majeur pour les terrains de flysch à fort potentiel de squeezing. Barla, Bonini & Debernardi (2010) dans « Time dependent deformations in squeezing tunnels » présentent une application détaillée de FLAC à la modélisation du comportement viscoplastique d'un tunnel en terrain squeezing.

I.9.4. La Méthode des Éléments Distincts / Discrets (DEM)

La Méthode des Éléments Discrets (DEM), développée par Cundall & Strack (1979) dans l'article fondateur « A discrete numerical model for granular assemblies » (Géotechnique, 29(1), 47–65), modélise le massif rocheux comme un assemblage de blocs rigides ou déformables en interaction par l'intermédiaire de contacts. Elle est particulièrement adaptée aux problèmes où le comportement du massif est dominé par le mouvement et la rotation de blocs rocheux le long de discontinuités.

Dans le contexte du flysch, la DEM est utilisée pour modéliser les instabilités localisées dans les faciès à dominante gréseuse, notamment les chutes de blocs à la voûte et les glissements de cunéiformes le long des plans argileux. Le logiciel UDEC (Universal Distinct Element Code) pour les problèmes en 2D et 3DEC pour les problèmes en 3D (tous deux développés par Itasca) sont les plus largement utilisés. La DEM présente cependant une limitation importante pour le flysch : dans les faciès à dominante argileuse et dans les zones de mélange tectonique, la

modélisation explicite de chaque contact devient numériquement impossible, et le recours à une approche continue est préférable.

I.9.5. La Méthode des Éléments de Frontière (BEM)

La Méthode des Éléments de Frontière (BEM) constitue une alternative intéressante aux méthodes volumiques pour les problèmes de tunnels dans des massifs d'extension infinie. Elle ne discrétise que les frontières du domaine, réduisant ainsi le nombre de degrés de liberté du problème et permettant de traiter rigoureusement les conditions aux limites à l'infini. Crouch & Starfield (1983) dans « Boundary Element Methods in Solid Mechanics » fournissent la référence théorique de base pour l'application de la BEM en mécanique des roches. Cependant, la BEM suppose en principe un milieu homogène et linéaire, ce qui la rend peu adaptée aux formations de flysch hétérogènes et à comportement non linéaire.

I.9.6. Les approches couplées et hybrides

Face à la complexité du comportement des flysch, plusieurs auteurs ont proposé des approches numériques hybrides combinant les avantages de plusieurs méthodes. La documentation Itasca présente la possibilité de coupler un modèle continu (FLAC) pour le massif à grande échelle avec un modèle discontinu (UDEC) pour les zones localement perturbées autour du tunnel, permettant ainsi de combiner l'efficacité du continuum et le réalisme du modèle discontinu. Ces approches hybrides ont été appliquées avec succès à des tunnels en flysch en Grèce (Marinos et al., 2019), démontrant leur supériorité par rapport aux méthodes isolées pour ce type de terrain.

Tableau I-2 Synthèse comparative des méthodes numériques de calcul appliquées aux tunnels en flysch.

Méthode	Logiciels courants	Points forts	Limitations
MEF	MIDAS, PLAXIS, ABAQUS	Comportement élasto-plastique, couplage HM, interaction soutènement	Grandes déformations difficiles sans remaillage adaptatif
MDF	FLAC, FLAC3D	Grandes déformations, squeezing, comportement viscoplastique	Maillage structuré parfois contraignant
DEM	UDEC, 3DEC	Instabilités de blocs, discontinuités explicites	Inadaptée aux faciès très argileux et mélange tectonique
BEM	EXAMINE	Rapidité de calcul, conditions aux limites à l'infini implicitement satisfaites	Inadaptée aux faciès très argileux et mélange tectonique
Hybride	FLAC+UDEC	Approche multi-échelle, multi-mécanisme	Complexité de mise en oeuvre élevée

I.10. PROBLEMES COURANTS DANS LES FLYSCH ET L'OBLIGATION D'APPUI SUR LA METHODE OBSERVATIONNELLE

Le creusement de tunnels dans les formations de flysch est invariablement associé à une gamme étendue de problèmes géotechniques et mécaniques, dont la diversité et l'imprévisibilité découlent directement de la nature hétérogène et tectoniquement perturbée de ces terrains. Les analyses préalables, aussi détaillées soient-elles, ne peuvent jamais capturer l'ensemble de la variabilité lithologique et structurale réellement rencontrée au front de taille. Cette réalité du terrain impose une approche de conception et d'exécution radicalement différente de celle appliquée dans des terrains homogènes : la méthode observationnelle, qui place l'observation et la mesure en temps réel au coeur du processus décisionnel.

La présente section examine, dans un premier temps, les principaux problèmes d'instabilité rencontrés lors du creusement en flysch, avant d'analyser en détail le rôle central de la rétro-analyse (back analysis) comme outil indispensable d'adaptation du projet aux conditions réelles du terrain.

I.10.1. Problèmes d'instabilité des flysch lors du creusement

I.10.1.1. Généralités sur les instabilités en terrain flysch

Les formations de flysch présentent, lors du creusement, un spectre d'instabilités beaucoup plus large et moins prévisible que la plupart des autres formations géologiques. Cette particularité tient à plusieurs facteurs structuraux : l'alternance de lithologies de résistances mécaniques très contrastées, la perturbation tectonique intense qui a désorganisé la continuité stratigraphique originelle, et la forte sensibilité des argilites à l'eau et à la décompression. Hoek & Marinos (2000) dans « Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses », ainsi que Marinos (2014) dans « Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch », identifient et classifient de manière exhaustive les différents modes d'instabilité propres aux tunnels en flysch. On les regroupe ici en cinq catégories principales.

I.10.2. Le phénomène de squeezing

Le squeezing constitue l'un des phénomènes les plus répandus et les plus dangereux lors du creusement de tunnels dans les flysch à dominante argileuse. Il se manifeste par une convergence lente mais continue et potentiellement très importante des parois, de la voûte et du radier du tunnel après l'excavation, due à la plastification du massif autour de l'ouverture.

Barla (1995) dans son rapport de synthèse « Squeezing rocks in tunnels » publié dans la série ISRM News Journal, propose la définition de référence aujourd'hui universellement acceptée : le squeezing désigne toute déformation time-dependent (différée dans le temps) de grande ampleur, essentiellement associée à la plasticité du massif, qui se produit autour d'un tunnel et peut continuer pendant des périodes considérables. Il est directement lié au dépassement de la résistance du massif par les contraintes induites. Dans les flysch, ce phénomène est particulièrement problématique car la composante argileuse agit comme un matériau viscoplastique dont la résistance se dégrade progressivement après l'excavation.

CHAPITRE I : CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES FLYSCH

Hoek & Marinos (2000) ont développé des abaques empiriques permettant de quantifier le potentiel de squeezing à partir du rapport entre la résistance globale du massif (σ_{cm}) et la contrainte in situ verticale (p_0). Ils distinguent cinq niveaux de squeezing :

Tableau I-3 Classification des niveaux d'intensité du squeezing en fonction du rapport de contrainte σ_{cm} et de la déformation tangentielle ϵ_t .

Niveau	Rapport σ_{cm} / p_0	Déformation tangentielle ϵ_t	Description
1 – Peu sévère	> 0.40	$< 1 \%$	Quelques problèmes de stabilité locaux, soutènement standard suffisant
2 – Modéré	$0.25 - 0.40$	$1 - 2.5 \%$	Convergences notables, ajustements du soutènement nécessaires
3 – Sévère	$0.15 - 0.25$	$2.5 - 5 \%$	Grandes convergences, risque d'endommagement du soutènement
4 – Très sévère	$0.10 - 0.15$	$5 - 10 \%$	Squeezing intense, soutènement lourd et yielding support requis
5 – Extrême	< 0.10	$> 10 \%$	Effondrement possible du tunnel sans mesures exceptionnelles

Singh, Jethwa, Jain & Bhaskaran (1992), dans « Correlation between observed support pressure and rock mass quality » (Tunnelling and Underground Space Technology, 7(1), 59–74), ont proposé une relation empirique entre le paramètre Q du système de Barton et le potentiel de squeezing, permettant une évaluation rapide dès la phase de reconnaissance géotechnique. Cette relation est particulièrement précieuse pour les flysch car le système Q capture mieux l'hétérogénéité de ces terrains que les paramètres de Mohr-Coulomb seuls.

Kovari (1998), dans son article de fond « Tunnelling in squeezing rock » (Tunnel, 5/98, 12–31), distingue deux régimes de squeezing dans les flysch. Le premier, appelé squeezing continu, se produit dans les faciès argileux homogènes et se traduit par des convergences régulières et progressives facilement surveillables. Le second, appelé squeezing discontinu ou « par sauts », est spécifique aux flysch hétérogènes et se manifeste par des accélérations soudaines des convergences lorsque l'avancement du front de taille dépasse des zones de bancs gréseux et pénètre dans des niveaux argileux plus épais. Ce dernier régime est particulièrement difficile à anticiper et justifie pleinement l'approche observationnelle.

I.10.3. L'instabilité du front de taille

L'instabilité du front de taille constitue un problème majeur dans les flysch, notamment dans les zones de mélange tectonique (chaotic flysch) et dans les faciès à forte proportion argileuse saturés en eau. Elle se manifeste sous deux formes principales : l'extrusion du front de taille, c'est-à-dire le déplacement vers l'intérieur du tunnel de la roche non encore excavée, et l'effondrement du front, qui peut prendre la forme d'un éboulement local ou d'un délitement généralisé de la masse argileuse.

Lunardi (2008) dans son ouvrage référence « Design and Construction of Tunnels – Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils (ADECO-RS) » (Springer) développe le concept

fondamental selon lequel la stabilité du front de taille est la condition préalable à la stabilité de l'ensemble de la cavité. Il distingue trois comportements du noyau de terrain au front :

- **Comportement de catégorie A (stable) :** Le noyau devant le front reste stable et ne nécessite pas de traitement spécifique. Typique des faciès gréseux du flysch.
- **Comportement de catégorie B (stable à court terme) :** Le noyau reste provisoirement stable mais tend à se déformer progressivement. Un renforcement préventif du front est nécessaire. Fréquent dans les faciès alternants du flysch.
- **Comportement de catégorie C (instable) :** Le noyau est dépourvu de rigidité et de résistance ; l'extrusion et l'effondrement sont immédiats sans pré-soutènement. Caractéristique des zones de flysch chaotique saturé.

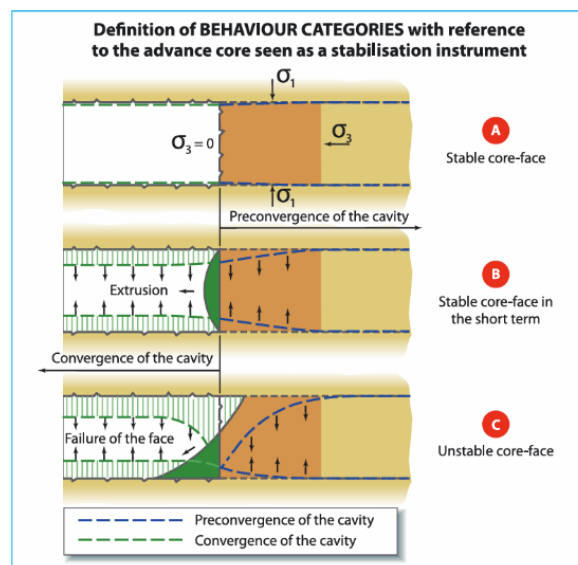


Figure I.15 Définition des catégories de comportement en référence au noyau d'avancement comme instrument de stabilisation.

Anagnostou & Kovári (1996) dans « Face stability conditions with earth pressure balanced shields » (Tunnelling and Underground Space Technology, 11(2), 165–173) ont développé des critères analytiques de stabilité du front applicables aux terrains de faible résistance comme le flysch argileux. Leurs résultats montrent que la pression de soutènement minimale nécessaire pour stabiliser le front augmente de manière non linéaire avec la profondeur, ce qui impose des solutions de renforcement progressivement plus lourdes à mesure que la couverture s'accroît.

I.10.4. Les chutes de blocs et l'éboulement localisé

Dans les faciès de flysch à dominante gréseuse (Classe I et II de Marinos), le problème dominant n'est pas le squeezing mais l'instabilité par chutes de blocs et éboulements localisés à la voûte et aux piédroits. Ce phénomène est directement contrôlé par la géométrie et les propriétés mécaniques des discontinuités, notamment les joints argileux qui servent de plans de glissement préférentiels pour les blocs gréseux.

CHAPITRE I : CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES FLYSCH

Goodman & Shi (1985) dans l'ouvrage fondateur « Block Theory and Its Application to Rock Engineering » (Prentice-Hall) ont développé la théorie des blocs (Block Theory), qui permet d'identifier systématiquement les blocs potentiellement instables à partir de la géométrie des discontinuités et de la forme de l'excavation. Dans le flysch gréseux, les bancs subhorizontaux constituent des plans de détachement potentiels à la clé de voûte, tandis que les familles de joints verticaux ou fortement inclinés forment les plans latéraux des cuñiformes instables.

Wyllie & Mah (2004) dans « Rock Slope Engineering » (Spon Press, 4e édition) étendent ces concepts à l'analyse des éboulements en galerie et soulignent que dans les flysch, les joints argileux présentent des paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement résiduel et cohésion) particulièrement faibles, ce qui rend très difficile la stabilité naturelle des blocs délimités par ces joints. L'angle de frottement résiduel des argiles de remplissage dans les flysch est typiquement compris entre 12° et 22° , des valeurs très inférieures à celles des joints en roche.



*Figure I.16 Éboulement de blocs rocheux au front de taille d'un tunnel dans un massif de flysch.
(Pris du tunnel T2).*



Figure I.17 Stabilisation du front de taille par application de béton projeté

I.10.5. Le gonflement (Swelling) et la dégradation par l'eau

Le gonflement constitue un phénomène particulièrement redouté dans les flysch à forte teneur en minéraux argileux gonflants (smectites, montmorillonites, illites). Lors du creusement, la mise en contact des argilites avec l'eau de percolation ou simplement l'humidité atmosphérique de la galerie déclenche des réactions physicochimiques d'hydratation qui se traduisent par une expansion volumique significative du matériau. Ce gonflement génère des pressions considérables sur le soutènement, pouvant atteindre plusieurs mégapascals dans les cas extrêmes.

Anagnostou (1993) dans « A model for swelling rock in tunnelling » (Rock Mechanics and Rock Engineering, 26(4), 307–331) propose un modèle couplé hydromécanique pour décrire le processus de gonflement dans les galeries, distinguant le gonflement par imbibition (absorption d'eau libre) du gonflement par relaxation des contraintes (décompression de l'argile confinée). Dans le flysch, ces deux mécanismes coexistent fréquemment, rendant la prévision des pressions de gonflement sur le soutènement particulièrement complexe.

Einstein (1996) dans « Tunnelling in difficult ground – Swelling behaviour and identification of swelling rocks » (Rock Mechanics and Rock Engineering, 29(3), 113–124) souligne que les terrains de flysch, en raison de leur alternance lithologique, présentent un gonflement différentiel spatial : les niveaux argileux gonflent fortement tandis que les bancs gréseux ne gonflent pas, générant ainsi des contraintes de cisaillement aux interfaces qui aggravent l'endommagement du soutènement. Ce phénomène est particulièrement marqué au niveau du radier du tunnel, où l'accumulation d'eau est maximale.

I.10.6. L'érosion, l'émission de gaz et les venues d'eau

Les formations de flysch sont fréquemment le siège de venues d'eau importantes, liées à la présence de nappes aquifères piégées dans les bancs gréseux perméables qui alternent avec les argilites pratiquement imperméables. Ces venues d'eau ont un triple effet négatif : elles réduisent la résistance au cisaillement des interfaces argilo-gréseuses, elles déclenchent les phénomènes de gonflement décrits ci-dessus, et elles fragilisent considérablement la stabilité du front de taille en saturant les argilites.

Marinos & Tsiambaos (2010) dans « Geotechnical classification and properties of the flysch rock masses » soulignent que les venues d'eau dans les flysch sont typiquement localisées aux contacts grès-argilites et peuvent s'avérer extrêmement abondantes dans les zones de failles ou de zones de cisaillement tectonique, où la perméabilité est localement très élevée. Dans certains tunnels creusés dans les flysch des Balkans et de la Méditerranée orientale, des débits de l'ordre de plusieurs centaines de litres par seconde ont été enregistrés au front de taille, provoquant des inondations et des instabilités catastrophiques.

Scesi & Gattinoni (2009) dans « Water Circulation in Rocks » (Springer) présentent des méthodes d'analyse des écoulements dans les massifs fracturés hétérogènes comme le flysch, en insistant sur la nécessité d'un prédrainage systématique par forages horizontaux lorsque les mesures piézométriques révèlent des pressions interstitielles élevées.

❖ Synthèse des instabilités et facteurs aggravants

La superposition de ces différents mécanismes d'instabilité, souvent simultanés et interdépendants dans les formations de flysch, crée des situations géotechniques d'une complexité extrême. Comme le soulignent Bieniawski, Celada, Galera & Alvares (2008) dans « Rock mass excavability indicator : new way to selecting the optimum tunnel construction method » (Tunnelling and Underground Space Technology, 23(5), 522–531), l'excavabilité des flysch est parmi les plus imprévisibles de toutes les formations géologiques, car les discontinuités et les variations lithologiques créent des hétérogénéités à toutes les échelles, depuis le centimètre jusqu'au décimètre.

Tableau I-4 Synthèse des principaux problèmes d'instabilité par faciès, conséquences sur l'ouvrage et références clés.

Problème	Faciès concerné	Conséquences pour l'ouvrage	Références clés
Squeezing	Argileux et tectonisé	Convergences importantes, surchargement du soutènement, blocage de l'avancement	Barla (1995); Hoek & Marinos (2000)
Instabilité du front	Chaotique, argileux saturé	Extrusion, effondrement, perte de contrôle du front	Lunardi (2008); Anagnostou & Kovári (1996)
Chutes de blocs	Gréseux fracturé	Accidents, surprofile, déstabilisation de la voûte	Goodman & Shi (1985)
Problème	Faciès concerné	Conséquences pour l'ouvrage	Références clés
Gonflement	Argileux (smectites)	Pressions sur le radier et les piédroits, rupture du soutènement	Anagnostou (1993); Einstein (1996)
Venues d'eau	Contact grès-argilites, zones de failles	Saturation des argilites, déstabilisation du front, inondation	Scesi & Gattinoni (2009)

I.11. APPUYAGE FORT SUR « ANALYSE INVERSE » DANS LES TERRAINS HETEROGENES

I.11.1. Définition et justification de l'analyse inverse en flysch

La rétro-analyse (back analysis) est une démarche d'ingénierie géotechnique qui consiste à utiliser les mesures réalisées en cours de chantier (convergences, déplacements, pressions sur le soutènement, extensométrie) pour identifier les paramètres géomécaniques réels du massif encaissant et pour valider ou corriger les hypothèses du modèle de calcul initial. Dans les terrains homogènes, cette démarche constitue une bonne pratique. Dans les formations de flysch, elle devient une nécessité absolue, voire une obligation technique et réglementaire.

Cette nécessité découle directement de trois limitations fondamentales que les méthodes de caractérisation préalable ne peuvent pas surmonter dans les flysch :

- ❖ **L'impossibilité d'échantillonner représentativement l'hétérogénéité :** Les sondages géotechniques, aussi nombreux soient-ils, ne peuvent pas caractériser l'ensemble des variations lithologiques et structurales du flysch le long du tracé. La variabilité spatiale des paramètres mécaniques (module de déformation, résistance, GSI) peut être considérable entre deux sondages distants de quelques mètres seulement.
- ❖ **L'écart entre les paramètres de laboratoire et les paramètres in situ :** Les essais de laboratoire sont réalisés sur des échantillons intacts, non représentatifs du comportement de la masse rocheuse hétérogène et fracturée. Les formules de réduction (GSI, critère de Hoek-Brown) introduisent des incertitudes importantes dans l'estimation des paramètres du massif.
- ❖ **La variabilité des contraintes in situ et des conditions hydrologiques :** Les contraintes géostatiques et les pressions interstitielles varient continuellement le long du tunnel. Elles ne peuvent être déterminées précisément qu'en un nombre limité de points, laissant de larges zones d'incertitude que seul le suivi en chantier permet de combler.

I.11.2. Fondements théoriques et cadre méthodologique de l'analyse inverse :

Cividini, Jurina & Gioda (1981) dans « Some aspects of 'characterization' problems in geomechanics » (International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 18(6), 487–503) posent les bases mathématiques du back analysis géomécanique, en le formulant comme un problème inverse d'optimisation : il s'agit de déterminer le jeu de paramètres qui minimise l'écart entre les déplacements calculés par le modèle numérique et les déplacements mesurés in situ.

Sakurai & Takeuchi (1983) dans l'article fondateur « Back analysis of measured displacements of tunnels » (Rock Mechanics and Rock Engineering, 16(3), 173–180) développent la première méthode pratique de rétro-analyse directe applicable aux tunnels, permettant d'identifier les modules de déformation et les contraintes in situ à partir des mesures de convergence. Cette méthode, dite méthode directe ou méthode de Sakurai, constitue le point de départ de toutes les approches modernes de back analysis en mécanique des roches.

Gioda & Maier (1980) dans « Direct search solution of an inverse problem in elastoplasticity : identification of cohesion, friction angle and in situ stress by pressure tunnel tests » (International Journal of Numerical Methods in Engineering, 15(12), 1823–1848) proposent une approche d'optimisation inverse par méthode des éléments finis, permettant d'identifier simultanément plusieurs paramètres géomécaniques (cohésion, angle de frottement, contraintes initiales) à partir de mesures en galerie. Cette approche, bien qu'initialement développée pour des cas simples, constitue le fondement théorique des méthodes modernes de rétro-analyse multi-paramètres.

I.11.3. Applications spécifiques de l'analyse inverse dans les flysch

Dans le contexte particulier des formations de flysch, le back analysis revêt plusieurs applications spécifiques et complémentaires, décrites ci-dessous.

A. Identification des paramètres géomécaniques réels du massif :

Vardakos, Gutierrez & Barton (2007) dans « Back-analysis of Shimizu Tunnel No. 3 by distinct element modelling » (Tunnelling and Underground Space Technology, 22(4), 401–413) présentent une application exemplaire de la rétro-analyse par éléments discrets sur un tunnel en roche faible présentant des similitudes avec les flysch. Ils montrent que les paramètres obtenus par back analysis diffèrent significativement de ceux issus de la classification initiale, confirmant la nécessité d'une approche adaptative. Les valeurs rétro-analysées du module de déformation du massif sont typiquement 20 à 50 % inférieures aux valeurs prévues par les formules empiriques, reflétant l'effet de l'hétérogénéité non capturée par les classifications.

B. Calibration et validation des modèles numériques :

Barla, Bonini & Semeraro (2011) dans « Analysis of the Behaviour of a Yield-Control Support System in Squeezing Rock » (Tunnelling and Underground Space Technology, 26(1), 146–154) présentent une démarche complète de rétro-analyse appliquée à un tunnel en terrain squeezing, utilisant FLAC3D comme outil de simulation. Ils montrent que la calibration des paramètres viscoplastiques du massif argileux sur les mesures de convergence permet d'obtenir des prévisions fiables de l'évolution des convergences pour les sections encore à excaver, réduisant ainsi considérablement l'incertitude sur le comportement futur du tunnel.

C. Adaptation du soutènement en temps réel :

Schubert & Steindorfer (1996) dans « Selective displacement monitoring during tunnel excavation » (Felsbau, 14(2), 93–97) ont développé la méthode de l'analyse de la vitesse de convergence (Displacement-Time curves analysis) qui permet de détecter précocement les changements de comportement du massif et d'anticiper les problèmes avant qu'ils ne deviennent critiques. Dans les flysch, où les transitions entre faciès géotechniques sont abruptes et imprévisibles, cette méthode est particulièrement précieuse car elle permet de détecter l'entrée dans une zone défavorable avant que le front de taille ne l'ait complètement traversée.

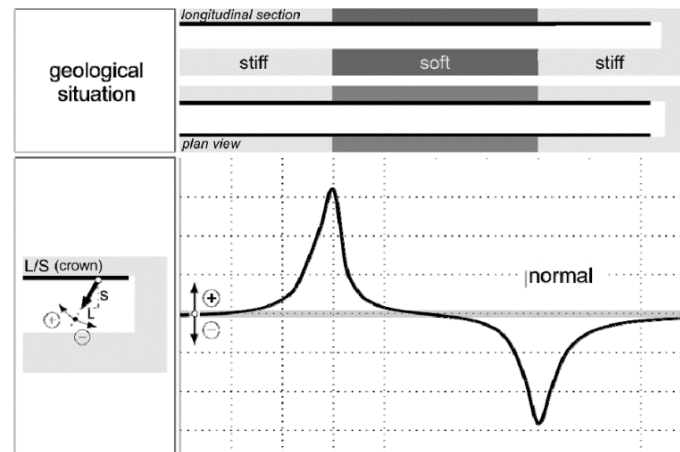


Figure I.18 Influence des hétérogénéités géologiques sur les déplacements du tunnel

I.11.4. Le processus complet d'observation et de l'analyse inverse chantier flysch

La mise en oeuvre effective du back analysis dans un tunnel en flysch s'inscrit dans un cycle d'observation-analyse-décision qui doit être formalisé et systématisé dès la phase de préparation du chantier. Ce cycle, décrit par Peck (1969) dans l'article « Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics » qui constitue la référence théorique de la méthode observationnelle comprend les étapes suivantes dans le contexte flysch

- **Observations géologiques systématiques au front de taille :** Relevé et classement géotechnique de chaque passe d'excavation, avec mise à jour de la coupe géologique et attribution des indices de qualité (GSI, Q, RMR). Ces observations permettent de détecter les transitions de faciès et d'anticiper les changements de comportement.
- **Instrumentation systématique :** Installation de sections de mesure régulières (convergences par mires ou par total station automatique, extensomètres multipoints en voûte et en piédroits, cellules de pression sur le soutènement). Dans les flysch squeezing, la fréquence de mesure doit être quotidienne, voire pluriquotidienne dans les phases critiques.
- **Analyse des courbes de convergence-temps :** La forme de la courbe convergence vs. temps est un indicateur diagnostique puissant du mode de comportement du massif. Une courbe se stabilisant rapidement indique un comportement élastique ou élasto-plastique modéré. Une courbe ne se stabilisant pas témoigne d'un comportement viscoplastique ou d'un squeezing actif nécessitant une adaptation immédiate du soutènement.
- **Rétro-analyse numérique :** Identification des paramètres géomécaniques réels par ajustement des modèles FLAC ou MIDAS sur les mesures. Cette étape est typiquement réalisée sur quelques sections de référence représentatives de chaque faciès géotechnique rencontré.
- **Mise à jour du modèle et prévision :** Les paramètres rétro-analysés sont utilisés pour recalculer le comportement des sections encore à excaver et pour redimensionner le soutènement si nécessaire. Cette étape est le coeur de la démarche adaptative.
- **Décision et adaptation du soutènement :** Sur la base des résultats du back analysis, l'ingénieur décide du maintien ou de la modification du type de soutènement, de la longueur des passes, et des mesures de pré-soutènement pour les sections à venir. Cette décision doit être documentée et justifiée dans le dossier de suivi géotechnique.

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION :

Le présent chapitre a pour objectif de situer l'ouvrage étudié — les nouveaux portails du tunnel ferroviaire T3 dans la commune de Chihani (wilaya d'El-Tarf) — dans son triple contexte : stratégique, technique et géologique. Notre démarche est progressive : du projet global vers l'ouvrage particulier.

Dans un premier temps, nous présentons la Ligne Ferroviaire Minière Est (LFME) dans son ensemble (422 km, 5 tronçons, 13 gares), dont les données ont été publiées officiellement par l'ANESRIF et diffusées par Canal Algérie. Dans un deuxième temps, nous focalisons sur le tronçon nord Annaba–Bouchegouf (54 km, Lot N°1). Enfin, nous décrivons en détail le tunnel T3 (527 m) et ses nouveaux portails, avec leurs conditions géologiques locales caractérisées par les investigations géotechniques de terrain et de laboratoire.

II.2. PRESENTATION GENERALE : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (LFME - 422 KM) :

La Ligne Ferroviaire Minière Est (LFME) est l'un des projets d'infrastructure les plus ambitieux de l'Algérie contemporaine. Inscrit dans la stratégie nationale de valorisation des ressources minières et de diversification économique, ce projet consiste en le dédoublement, la correction de tracé et la modernisation complète de la voie ferrée reliant le port d'Annaba aux gisements de phosphate de Djebel El-Onq et aux installations de transformation de Bled El-Hadba (Tébessa). Son numéro de marché est N°DPLM8.03.5.3.08.23 C.

L'objectif fondamental est de renforcer massivement les capacités nationales de transport du minerai de phosphate vers le port d'Annaba pour l'exportation, tout en assurant le désenclavement ferroviaire de l'est algérien. La ligne permettra également le transport de voyageurs, renforçant ainsi la connectivité entre les grandes villes de l'est (Annaba, Guelma, Souk Ahras, Tébessa). Ce projet, estimé à environ 400 milliards de dinars algériens, est suivi au plus haut niveau de l'État algérien.



Figure II.1 Carte du tracé complet de la Ligne Ferroviaire Minière Est (LFME)

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Comme le montre la Figure II.1, le tracé de la LFME relie Annaba au nord jusqu'à Bled El-Hadba et Djebel El-Onq au sud-est, en traversant les wilayas d'Annaba, El-Tarf, Guelma, Souk-Ahras et Tébessa. Le tracé dessert les principaux centres miniers de l'est algérien, notamment les gisements de phosphate de Djebel El-Onq, les mines de fer d'El-Ouenza et de Bou-Khédra, et le complexe de traitement des phosphates de Bled El-Hadba (ACFC / ASMIDAL).



Figure II.2 Schéma linéaire de la LFME (422 km) avec stations et embranchements
Source : ANESRIF / Ministère des Travaux Publics (Canal Algérie)

II.3. ORGANISATION EN CINQ TRONÇONS - 422 KM

Selon les données officielles de l'ANESRIF diffusées par Canal Algérie, le projet global de la LFME est organisé en cinq tronçons principaux, représentés sur le schéma linéaire de la Figure II.2 :

Tableau II-1 Organisation de la LFME en 5 tronçons (source : ANESRIF / Canal Algérie)

N°	Tronçon	Longueur	Wilayas traversées	État (2025)
1	Annaba → Bouchegouf	54 km	Annaba, El-Tarf, Guelma	En cours — Taux $\geq 60\%$ (T1 2025) Livraison prévue : Fév. 2026
2	Bouchegouf → Driaa	121 km	Guelma, Souk-Ahras	Lancé — Travaux en cours
3	Driaa → Oued El-Kébrit	30 km	Souk-Ahras	Lancé — Terrassements en cours
4	Oued El-Kébrit → Djebel El-Onq (+ contournement Tébessa 43 km) → Djebel Onq)	151 km (dont 43 km Tébessa → Djebel Onq)	Tébessa	Études et préparation
5	Contournement de Tébessa + Bled El-Hadba	66 km	Tébessa	Planification avancée

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.3.1. Les 4 gares et stations du reseau

Tableau II-2 Les 4 gares et stations de la LFME (source : ANESRIF / Canal Algérie)

N°	Gare / Station	Wilaya	Tronçon	Fonction
01	Annaba (Port / Gare)	Annaba	Tronçon 1	Terminus nord — accès direct port minéralier
02	Deran (الدرعان)	El-Tarf	Tronçon 1	Gare intermédiaire
03	Ghar El-Demaa (الدماء غار)	El-Tarf	Tronçon 1	Gare intermédiaire — jonction nord-est
04	Bouchegouf (بوشقوف)	Guelma	Tronçons 1/2	Gare de jonction — limite Lot N°1 et Lot N°2

Parmi ces gares, les noeuds les plus importants sur le plan technique sont : Annaba (terminus nord, interface avec le port minéralier), Bouchegouf (jonction des tronçons 1 et 2),



Figure II.3 Rendu architectural d'une gare SNTF sur la LFME — trains de voyageurs et wagons de phosphate
Source : ANESRIF / Ministère des Travaux Publics (Canal Algérie)

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.4. FICHE TECHNIQUE DU PROJET GLOBAL :

Tableau II-3 Fiche technique globale du projet de dédoublement et modernisation de la Ligne Ferroviaire Minière Est (LFME).

Intitulé du projet	Dédoublement, correction et modernisation de la Ligne Ferroviaire Minière Est (LFME)
Numéro de marché	N°DPLM8.03.5.3.08.23 C
Tracé complet	Annaba → Bouchegouf → Driaa → Oued El-Kébrit → Djebel El-Onq → Bled El-Hadba
Longueur totale	422 km
Nombre de tronçons	5 tronçons principaux
Nombre de stations / gares	13 gares sur l'ensemble du tracé
Maître d'ouvrage délégué	ANESRIF – Agence Nationale d'Études et de Suivi de la Réalisation des Investissements Ferroviaires
Groupeement titulaire (Lot 1)	COSIDER TP (Chef de File), INFRARAIL, COSIDER OA & GCB, SERO EST, INFRAFER
Bureau de contrôle (BCS)	SETS – LCTP – SAETI – SIDEM ENGINEERING
Client final / Exploitant	SNTF (Société Nationale des Transports Ferroviaires) + ACFC / ASMIDAL (phosphate)
Valeur globale estimée	Environ 400 milliards de dinars algériens
Finalité principale	Transport de minerais de phosphate (Djebel El-Onq / Bled El-Hadba) vers le port d'Annaba pour export
Achèvement global prévu	Mai 2027

II.5. LE TRONÇON 1 - ANNABA–BOUCHEGOUF (54 KM - LOT N°1) :

II.5.1. Présentation du tronçon :

Le Tronçon 1 (nord) constitue le Lot N°1 du projet LFME. D'une longueur de 54 km, il relie le port d'Annaba à la ville de Bouchegouf (wilaya de Guelma), en traversant les wilayas d'Annaba, El-Tarf et Guelma. Il comprend les gares de Annaba, Drean, Ghar El-Demaa et Bouchegouf. Sa réalisation a été officiellement lancée en août 2023 dans la commune d'Oued Fragha (daïra de Bouchegouf), avec un délai contractuel de 30 mois.

Selon les déclarations de M. Sofiane Aishawy, Directeur du Projet Ligne Port d'Annaba–Bouchegouf (interviewé sur Canal Algérie), les travaux avancent conformément au programme

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

fixé, avec un taux d'avancement supérieur à 60 % au premier trimestre 2025. Le groupement est composé de COSIDER TP (Chef de File), INFRARAIL, COSIDER OA & GCB, SERO EST et INFRAFER.

II.5.2. Organisation en deux parties et consistance des ouvrages :

Le tronçon de 54 km est subdivisé en deux parties. La première (14 km), et la seconde (40 km) s'étend jusqu'à Bouchegouf. Les ouvrages principaux sont : 3 ponts ferroviaires (320 m au total), 30 ouvrages routiers (passages supérieurs et sous-voie), et 3 tunnels ferroviaires (T1 : 526 m + T2 : 315 m + T3 : 527 m = 1368 m).



Figure II.4 Construction du tablier d'un pont ferroviaire sur le tronçon Annaba–Bouchegouf Pose des armatures et coulage du béton (tronçon montagneux, Guelma / El-Tarf) Source : ANESRIF / Ministère des Travaux Publics (Canal Algérie)

II.5.3. Fiche technique du tronçon Annaba–Bouhegouf :

Tableau II-4 Fiche technique du tronçon Annaba–Bouhegouf

Désignation	Tronçon 1 (Nord) — Annaba–Bouhegouf — Lot N°1
Longueur	54 km
Wilayas traversées	Annaba, El-Tarf, Guelma
Maître d'ouvrage délégué	ANESRIF
Groupeement titulaire	COSIDER TP (Chef de File), INFRARAIL, COSIDER OA & GCB, SERO EST, INFRAFER
Directeur de projet	Sofiane Aishawy — Directeur Projet Ligne Port d'Annaba–Bouhegouf (Canal Algérie)
Démarrage officiel	Août 2023 — commune d'Oued Fragha (daïra de Bouhegouf)
Délai contractuel	30 mois
Date de livraison prévue	December 2026
Taux d'avancement (T1 2025)	≥ 60 %
Ponts ferroviaires	3 ponts — linéaire total 320 m
Ouvrages routiers (passages)	30 ouvrages d'art (passages supérieurs et sous-voie)
Tunnels ferroviaires	3 tunnels — linéaire total 2259 m (T1 : 526 m + T2 : 315 m + T3 : 527 m + 142 m tranchée d'entrée T3 + 178 tranchée sortie T3 + 145 m Tranchée cloué + 426 m tranchée avec écran de soutènement)

II.6. L'OUVRAGE ETUDIE - TUNNEL T3 ET SES NOUVEAUX PORTAILS (COMMUNE DE CHIHANI)

II.6.1. Présentation du tunnel T3 :

Le tunnel T3 est le second et le plus long des deux tunnels du tronçon nord. Implanté dans le corridor montagneux de la commune de Chihani (wilaya d'El-Tarf), il s'étend du PK 30+089 au PK 30+616, pour une longueur de 527 m. Sa section d'excavation est polycentrique (rayon max 7,5 m), avec un diamètre d'excavation de 11,62 m et une couverture maximale sur clé de voûte de 21,87 m. Il est construit par la méthode NATM.

Pour accélérer les délais et suite à un éboulement survenu le 03 janvier 2025 au PK 30+142.22, deux nouveaux portails intermédiaires ont été projetés aux PK 30+275.87 et PK 30+339.14, définissant une nouvelle tranchée de 37 m en plein coeur du tunnel.



Figure II.5 Portail de tunnel ferroviaire de la LFME en cours de construction (Vue aérienne - commune de Chihani, wilaya d'El-Tarf) Source : ANESRIF / Ministère des Travaux Publics

La Figure II.5 montre précisément le type d'ouvrage objet de la présente étude : un portail de tunnel ferroviaire de la LFME en cours de construction. On distingue nettement la tranchée d'accès excavée dans le terrain naturel, le revêtement en béton armé des piédroits et de la voûte, ainsi que les talus latéraux stabilisés par béton projeté. C'est exactement ce type de portail.

II.6.2. Situation géographique et avoisinants :

La commune de Chihani est située à l'ouest de la wilaya d'El-Tarf, à la frontière avec la wilaya de Guelma. Le site du tunnel T3 se trouve dans un relief très accidenté, à environ 108 m sous les maisons avoisinantes et à plus de 116 m sous le château d'eau. Ces distances garantissent l'absence de risque d'endommagement des structures avoisinantes, conformément à l'analyse des zones d'influence du rapport géotechnique de référence.



Figure II.6 Situation géographique du projet

II.6.3. Fiche technique du tunnel T3 et de ses portails

Tableau II-5 Fiche technique du tunnel ferroviaire T3 et des caractéristiques géométriques de ses portails

Désignation	Tunnel ferroviaire T3 — LFME, Zone AB, Lot 6.1.F3
Localisation	Commune de Chihani – Wilaya d'El-Tarf
PK début / PK fin	PK 30+089 → PK 30+616
Longueur totale	527 m
Couverture maximale sur clé de voûte	21,87 m
Diamètre d'excavation	11,62 m — Section polycentrique, rayon max 7,5 m
Nouveaux portails (objet de l'étude)	PK 30+275.87 → PK 30+339.14
Méthode de creusement	NATM — Drill + soutènement immédiat

II.6.4. Géométrie du tunnel

- Tracer en plan

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Le tracer en plan du tunnel T3 a été présenté dans la figure ci-dessous.

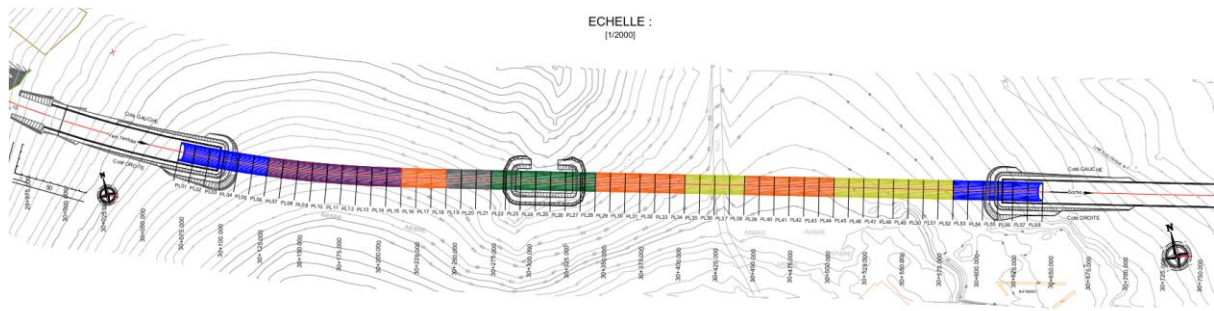


Figure II.7 Tracer en plan du tunnel T03

- **Profil en long**

Le profil en long du tunnel T3 a été présenté dans la figure ci-dessous

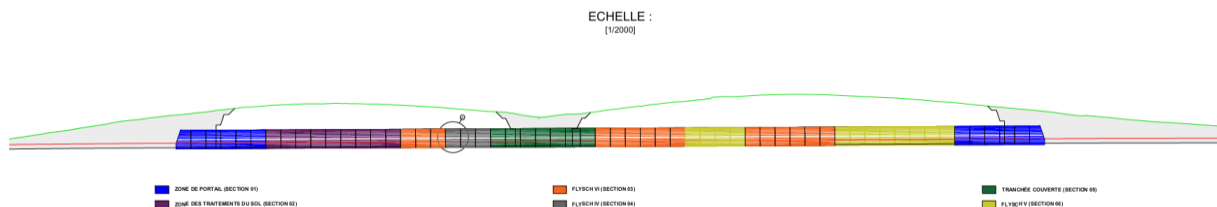


Figure II.8 Profil en long du tunnel T03

- **Tronçon objet d'étude**

Le tracer en plan et le profil en long du tunnel T3 ont été présenté dans la figure ci-dessous

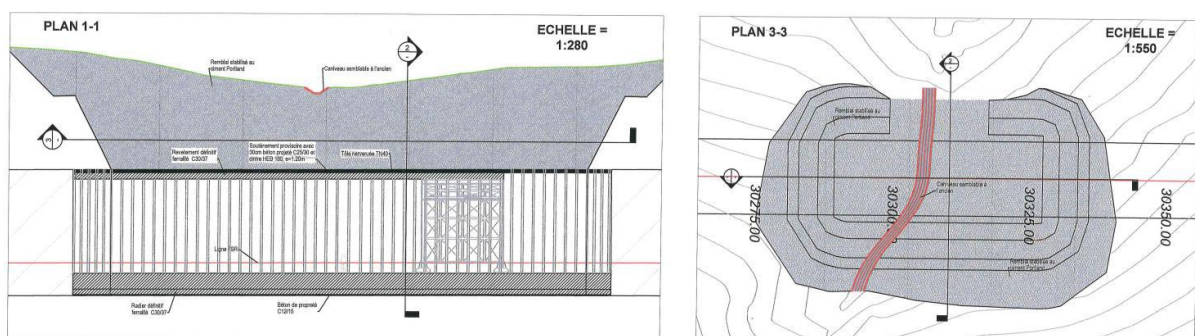


Figure II.9 Tracer et profil en long des portails intermédiaires.

II.7. CONDITIONS GEOLOGIQUES LOCALES

D'après les éléments disponibles dans la phase des études actuelles, le tunnel T3 est surtout implanté dans des terrains sédimentaires du Paléogène et Néogène. Le tunnel T3 se situe dans le flanc Nord de l'anticlinal de la commune de Chihani wilaya de El Taref. On a considéré que le tunnel T3 traverse la formation géologique Éocène supérieur Oligocène, il est constitué par

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

un ensemble des grès et argiles numidiens au montagne et par des formations récentes des colluvions bas (figure 2).

Les flysch numidiens sont constitués par des innombrables couches pélitiques et psammitiques qui alternent sans zones de transition par des dominances variables, les grès sont de teintes ocre et marron et peuvent apparaître friables ou cimentés, et les argiles sont altérées à dures de teintes jaune, vert, gris clair et gris foncé.

Le flysch numidien forme une entité à part. il occupe une position structurale allochtone, la plus haute de l'édifice alpin. Il est représenté par une série argilo-gréseuse d'âge Oligocène à Burdigalien basal. Il est caractérisé à la base par des argiles sous numidiennes à Tubotomaculum surmontées par des grès numidiens à grain de quartz hétérométriques et le sommet se termine par des marnes rarement à silexites correspondent aux formations supra-numidiennes (S. Chetouane 2014).

Les flysch de la zone d'étude montrent une dominance des argiles numidiens dures avec des passages ou des clarsemées des grès. La masse constituée d'une couche altérée à la surface et la composition du massif au profondeur.

La cause de l'altération de la couche superficielle est l'exposition à des changements de température, d'humidité et, de plus, l'eau météorique remplace l'eau interstitielle stagnante ou en amont. L'eau météorique peut circuler même à des grandes profondeurs dépassant plusieurs centaines de mètres et y induisent des changements chimiques. Près de la surface, les processus physiques et chimiques deviennent de plus en plus importants et contrôlent l'altération des pélites (ou argiles numidiens dures), mais les processus physiques opèrent beaucoup plus rapidement et sont une condition préalable à l'altération chimique ultérieure.

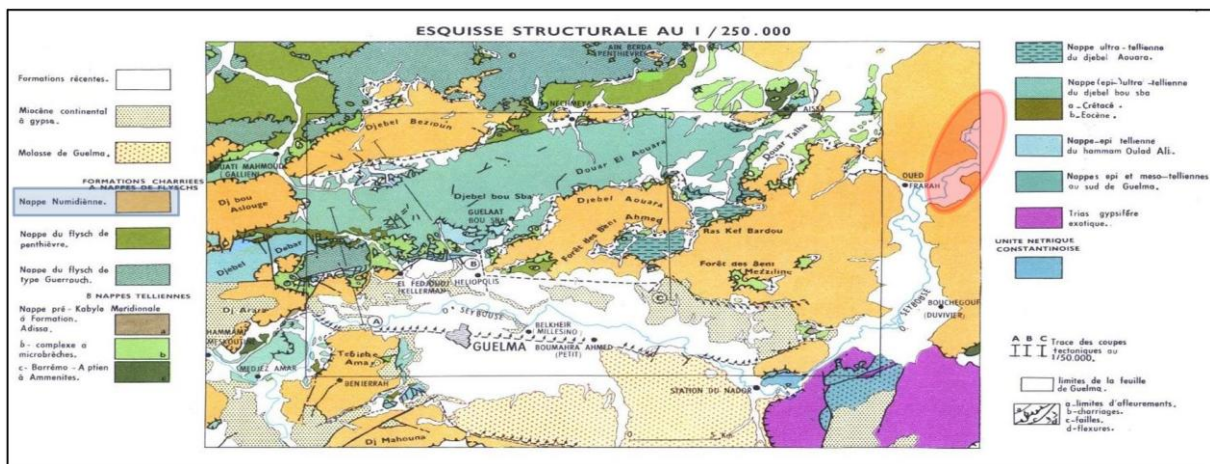


Figure II.10 Localisation du projet (cercle rouge) par rapport à la carte géologique de Guelma.

II.8. CONDITIONS HYDROGÉOLOGIQUES

En ce qui concerne les aspects hydrogéologiques, les facteurs locaux ayant une plus grande influence dans ce domaine sont, au delà de la lithologie, les aspects d'ordre tectonique comme

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

la structure anticlinale du massif, dans la zone de franchissement du tunnel et la présence de failles et zones à plus grande fracturation.

Tandis que la structure en anticlinal contribue à la diminution de la présence d'eau, en comparaison avec les systèmes synclinaux, la présence de failles pourra avoir une contribution inverse en modifiant les conditions locales et en créant des barrières qui permettent l'accumulation et/ou la conduction d'eau. En ce qui concerne la plus grande fracturation favorisée par les actions tectoniques, celle-ci, d'une façon générale, favorise une plus grande capacité d'infiltration et conduction des eaux.

Pour ce qui est de la lithologie, nous sommes en présence d'unités à priori très contrastées en ce qui concerne la perméabilité, celle-ci étant supérieure dans les unités plus grossières de sable et inférieure dans les unités avec plus grand pourcentage d'argiles. Quant aux éléments rocheux, à priori plus imperméables, la fracturation présente contribue à l'augmentation de la perméabilité.

Compte tenu de la position du tunnel dans l'anticlinal, même si la présence de niveaux en suspension est possible en raison des contrastes de perméabilité des unités lithologiques et de la présence d'accidents tectoniques, le niveau phréatique se situera en principe à des niveaux inférieurs par rapport à ceux du développement du tunnel (à confirmer par les mesures piézométriques).

II.9. CARACTERISATION SISMIQUE

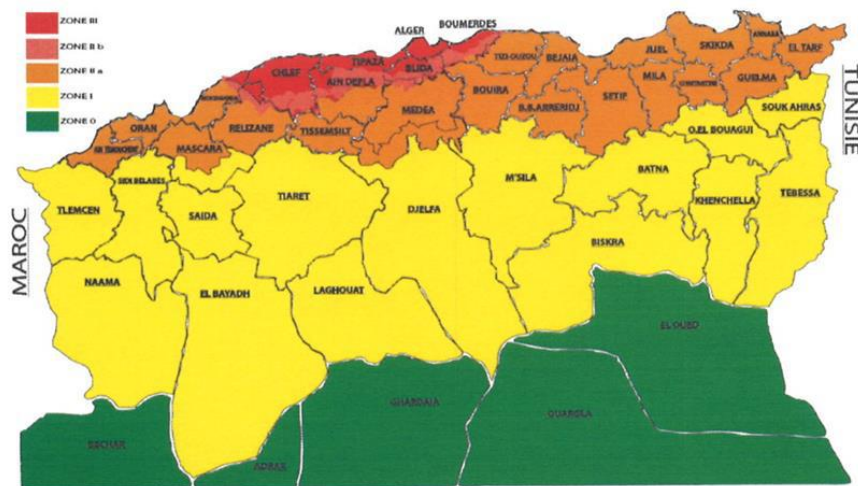


Figure II.11 la carte de sismicité algérienne RPOA (2008)

Selon la carte de sismicité algérienne **RPOA (2008)** - visible en Figure III.11 - le site est classé **Groupe 2, Zone IIa**, avec une **accélération de référence $A = 0,15g$** . Pour les parois clouées (stabilité GEO) : **$k_h = 0,075$, $k_v = 0,3k_h$** . Pour les parois de pieux (GEO/STR) : **$k_h = 0,15$, $k_s = 0,045$** .

Ce chapitre a permis de dresser un tableau complet et techniquement précis du projet dans lequel s'inscrit notre étude. À l'échelle nationale, la LFME (422 km, 5 tronçons, 13 gares,

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

marché N°DPLM8.03.5.3.08.23 C) représente un investissement stratégique de premier plan, visant à relier les gisements miniers de l'extrême-est algérien au port d'Annaba sur une infrastructure ferroviaire modernisée et dédoublée.

À l'échelle du tronçon nord Annaba–Bouhegouf (Tronçon 1, 54 km, Lot N°1), le tunnel T3 de 527 m constitue le point techniquement le plus critique, en raison du contexte géologique délicat du corridor de Chihani. Les nouveaux portails intermédiaires (PK 30+275.87 → PK 30+339.14), objet de la présente étude, sont implantés dans un massif de Flysch VI ($GSI = 30$, $\sigma_{ci} = 2 \text{ MPa}$, $E = 250 \text{ MPa}$) surmontant une couche de Topsoil ($C' = 12 \text{ KPa}$, $\varphi' = 28^\circ$), en zone sismique IIa ($A = 0,15g$).

L'ensemble de ces données constitue la base indispensable pour le dimensionnement du soutènement provisoire des nouveaux portails, qui fait l'objet des chapitres suivants du présent mémoire de fin d'études.

CHAPITRE III :

ETUDE GEOTECHNIQUE

III.1. INTRODUCTION

Le présent rapport expose les résultats de l'étude géologique et géotechnique menée sur le tracé du tronçon Annaba-Bouhegouf, plus précisément pour le Tunnel T3. Il regroupe l'ensemble des données issues des campagnes de reconnaissance de terrain et des essais en laboratoire, dont l'objectif principal est la caractérisation du massif encaissant. À partir de ces informations, une paramétrisation des unités géotechniques a été établie, permettant de définir la méthodologie d'excavation et les solutions constructives adaptées à l'ouvrage.

L'analyse géologique et géotechnique développée dans ce rapport repose sur les éléments suivants :

- La collecte des données géologiques et géotechniques disponibles, en particulier la Carte Géologique à l'échelle 1/200 000 ainsi que les dossiers produits en phase d'Avant-Projet Détaillé (APD) ;
- La reconnaissance de surface conduite au cours des mois de juin et juillet 2023 ;
- La campagne d'investigations géotechniques réalisée entre août et octobre 2023, regroupant l'intégralité des données issues des travaux de terrain et des essais de laboratoire.

L'ensemble des pièces justificatives relatives aux travaux géotechniques et aux essais en laboratoire est annexé au présent rapport.

Une troisième campagne d'investigations géotechniques complémentaire a été commandée spécifiquement à la suite de l'incident survenu le 03 janvier 2025 au PK 30+142.22. Cette campagne ciblée a pour objet exclusif la caractérisation du massif dans la zone des nouveaux portails intermédiaires (PK 30+275.87 → PK 30+339.14). Elle comprend les sondages BH-T3-S3 et BH-T3-S6c2 (profondeur 30 m chacun) avec essais SPT, pressiométriques Ménard, perméabilité Lefranc, limites d'Atterberg, granulométrie, cisaillement direct, oedomètre, analyses chimiques et compression uniaxiale. Les résultats de cette troisième campagne constituent la base principale du dimensionnement des portails traité dans les chapitres suivants.

III.2. ENCADREMENT GEOLOGIQUE :

III.2.1. Géologie et Stratigraphie :

Sur la base des données disponibles à ce stade des études, le Tunnel T3 est principalement implanté dans des formations sédimentaires d'âge Paléogène et Néogène. Du point de vue structural, cet ouvrage est localisé sur le flanc nord de l'anticlinal de la commune de Chihani, dans la wilaya d'El-Tarf (Figure 1).

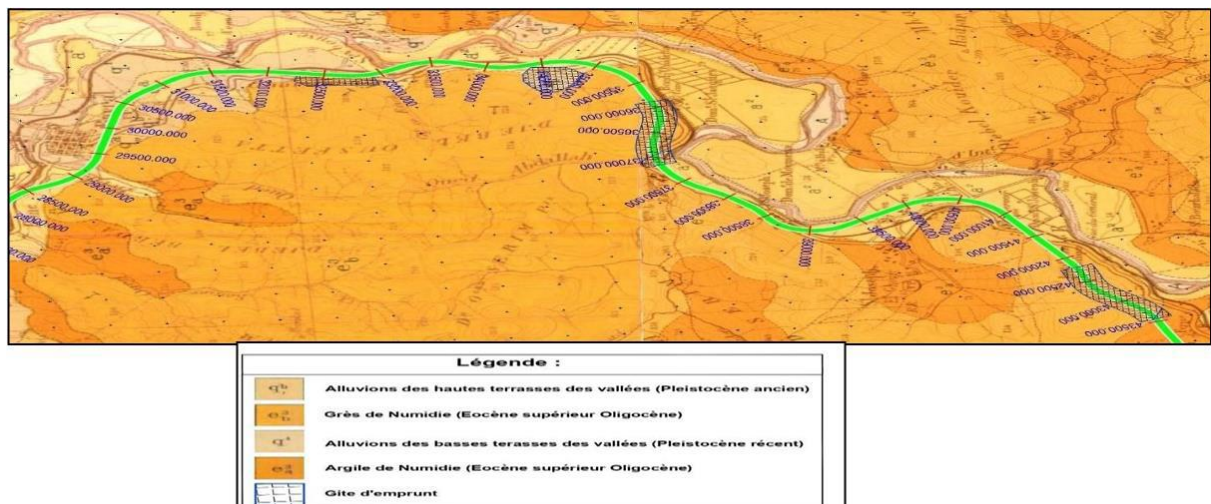


Figure III.1 Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des tunnels (extrait de l'APD).



Figure III.2 Implantation du projet sur carte géologique (extrait de l'APD, tronçon Annaba–Bouchehouf)

Le Tunnel T3 recoupe la formation géologique de l'Éocène Supérieur à l'Oligocène, constituée d'un ensemble de grès et d'argiles numidiennes. Cette séquence présente un arrangement rythmique de faciès de type flysch, associant des grès et des argiles en alternance. Les grès, de teintes ocre à marron, peuvent se présenter soit sous forme friable, soit sous forme cimentée.

Les bancs de grès et d'argiles montrent des épaisseurs variables. L'unité se distingue par de nombreuses failles et déformations structurales, héritées des phases de l'orogénèse alpine.

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

III.3. HYDROGEOLOGIE ET TECTONIQUE :

Sur le plan hydrogéologique, les facteurs locaux exerçant l'influence la plus marquée sont, outre la lithologie, des éléments d'ordre tectonique : la structure anticlinale du massif dans la zone de franchissement du tunnel et la présence de failles ainsi que des zones à fracturation plus intense.

La géométrie anticlinale contribue à limiter la présence d'eau par rapport aux systèmes synclinaux. En revanche, les failles peuvent exercer un effet inverse en modifiant les conditions hydrogéologiques locales et en créant des barrières favorisant l'accumulation et/ou la circulation des eaux. Par ailleurs, la fracturation accentuée par l'activité tectonique accroît globalement la capacité d'infiltration et de conductivité hydraulique du massif.

Sur le plan lithologique, les unités en présence présentent des contrastes marqués en termes de perméabilité : celle-ci est plus élevée dans les niveaux grossiers (sableux) et plus faible dans les niveaux riches en argiles. S'agissant des éléments rocheux, a priori peu perméables, la fracturation associée contribue à augmenter localement la perméabilité.

Compte tenu de la position du tunnel au sein de la structure anticlinale, et même si la présence de niveaux en suspension reste possible en raison des contrastes de perméabilité et des discontinuités tectoniques, le niveau phréatique devrait se situer, en principe, à des profondeurs inférieures à celles du développement du tunnel (hypothèse à confirmer par les mesures piézométriques).

III.4. ANALYSE DES DONNEES GEOTECHNIQUES DE L'APD

Tableau III-1 Résultats des essais de laboratoire réalisés en phase APD.

Son dag e	Pro f. (m)	NP (m)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Wl (%)	Wp (%)	Ip	<2 μ m (%)	<80 μ m (%)	C' (kPa)	ϕ (°)	CaCO ₃ (%)	NaCl	Gypse (%)	MO (%)
F07 - CM B	1	/	1,71	2,10	37	18	19	31,5	73,5	14,8	29	9,90	0.12	Traces	9,90
	4	/	1,70	2,03	47	22	25	34,5	71,5	18,2	19	-	-	-	-
	10	/	1,91	2,19	37	21	16	44,5	97,8	79,4	23	-	-	-	-
	19	/	1,99	2,27	37	21	16	38,5	82,2	6,4	25	-	-	-	-

Un unique sondage, réalisé lors de la phase d'Avant-Projet Détaillé au PK 30+060, a été retenu et intégré à la présente analyse. Il est pris en compte dans sa globalité, tant pour son contexte géologique que pour les résultats des essais effectués (in situ et en laboratoire). Le sondage F07-CMB, situé à proximité de l'axe du projet (PK 30+070), a été utilisé en

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

complément des résultats de l'étude d'exécution pour l'établissement des paramètres géotechniques définitifs

III.5. INVESTIGATION GEOTECHNIQUE

III.5.1. Essais In Situ

III.5.1.1. Sondages Carottés

Les sondages carottés ont été exécutés dans le but d'identifier la nature des différents matériaux traversés, d'établir le profil géologique et de collecter les informations nécessaires à la définition de la géométrie des ouvrages et à toutes les phases d'étude et de réalisation du tunnel.

Les fiches individuelles de chaque sondage sont disponibles en annexe. Les principaux résultats, récapitulés par sondage, sont présentés dans le Tableau 2 ci-après.

Les sondages carottés ont été accompagnés, dans la mesure du possible, d'essais de pénétration de type SPT (Standard Penetration Test), réalisés tous les 3 m de profondeur ou après tout changement de lithologie, dans les matériaux non rocheux. Tout au long des sondages, le taux de récupération, la valeur du RQD (Rock Quality Designation) et le niveau d'eau ont également été relevés.

Tableau III-2 Récapitulatif des résultats des sondages de prospection.

Tunnel	Sondage	Phase d'étude	Localisation	Niveau d'eau (m)	Prof. (m)	Unité Géologique
T3	BH-T3-S1	Étude d'exécution	Pk 29+970	/	15	e ³ b
	BH-T3-S2		Pk 30+170	/	35	e ³ a
	BH-T3-S3		Pk 30+370	/	30	e ³ a
	BH-T3-S4		Pk 30+570	/	36	e ³ a
	BH-T3-S5		Pk 30+720	/	21	e ³ a
	BH-T3-S6C2		Pk 30+288.92	/	30	
	BH-T3-S7C2		Pk 30+150.87	/	40	
	BH-T3-S8C2		Pk 30+454.25	/	37	

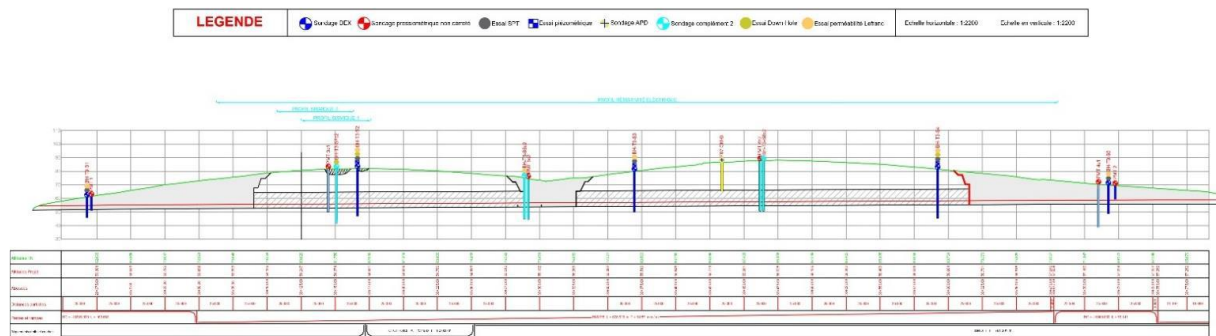


Figure III-3 Profil et tracé de l'investigation géotechnique complet.

T3 – S3 :

Dans notre investigation Nous nous concentrerons sur les deux site BH-T3-S3 et BH-T3-S6C2

III.5.1.2. Niveau piezométrique :

Nous avons observée au niveau du sondage BH-T3-S3 une présence d'eau, à la profondeur de 13m.

III.5.1.3. Essai spt :

Table III-3 Résultats essai SPT.

Sondage	Profondeur (m)	N	Correction	Observation
BH-T3-S3	3	8	/	Ferme
	4	33	/	Très raide
	5	Refus	/	Très raide
	6	9	/	Raide
	7	18	45.05	Très raide
	8	35	/	Très raide
	9	25	/	Très raide
	10	34	65.55	Très raide
	11	35	/	Très raide
	12	12	/	Raide
	13	Refus	/	Très raide
	15	Refus	/	Très raide

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

	18	Refus	/	Très raide
--	----	-------	---	------------

❖ Interprétation des résultats :

Les résultats des essais de pénétration standard (SPT) réalisés au niveau du sondage BH-T3-S3 mettent en évidence une variabilité importante des caractéristiques mécaniques du sol avec la profondeur.

Au cours des cinq premiers mètres, les résultats de l'essai SPT mettent en évidence une évolution rapide des caractéristiques mécaniques du sol. À une profondeur de 3 m, la valeur mesurée $N = 8$ indique un sol peu compact, de consistance ferme, correspondant à des matériaux fins ou sableux lâches présentant une capacité portante limitée et un risque de tassement. Cette tendance évolue fortement juste après 1 mètre de profondeur, où la valeur $N = 33$ traduit la présence d'un horizon dense à très dense, caractérisé par de bonnes propriétés mécaniques et une faible déformabilité. Enfin, à 5 m, un refus est observé, indiquant l'existence d'une couche très résistante. Ainsi, ces résultats mettent en évidence une forte hétérogénéité verticale dans les premiers mètres.

La forte hétérogénéité entre 5 m et 12 m avec des valeurs de N allant de 9 à 35 coups sur quelques mètres confirme que le comportement mécanique du massif dans cette zone ne peut pas être représenté par un matériau homogène.

La zone de faiblesse à 12 m ($N = 12$ coups) et la présence d'eau à partir de 13 m constituent deux facteurs de risque à surveiller attentivement lors de l'excavation.

Entre 12 m et 18 m de profondeur, les essais SPT indiquent systématiquement un refus, traduisant la présence d'un horizon très résistant. Ce comportement est généralement associé à un matériau rocheux.

III.5.1.4. ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE :

L'essai pressiométrique de Ménard réalisé sur ce site PK 30+288.92 a été conduit jusqu'à une profondeur de 32 m, traversant une séquence lithologique composite constituée d'une couverture argileuse superficielle (top-soil à pélites) reposant sur des formations de flysch en profondeur. Trois paramètres fondamentaux ont été mesurés et exploités : la pression limite (P_l), le module pressiométrique (E_m) et le module de Young (E) dérivé selon trois méthodes distinctes.

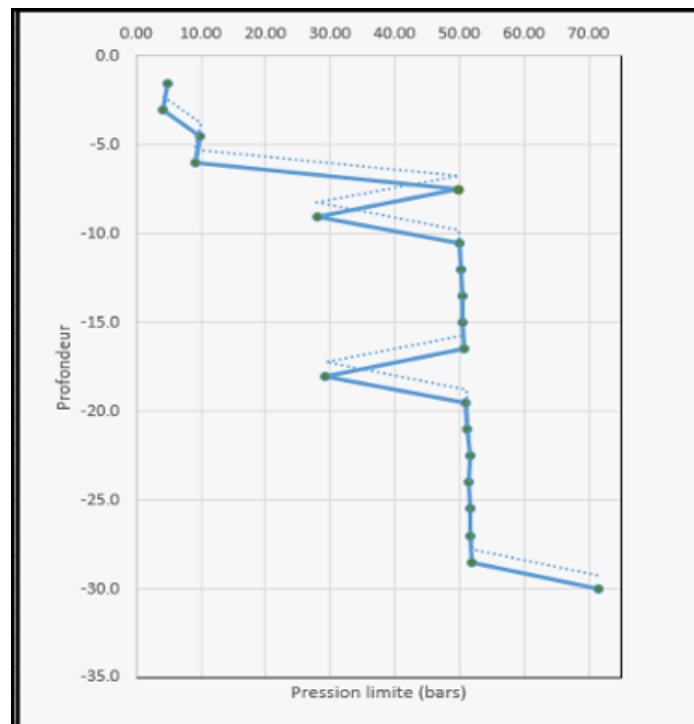


Figure III.4 Résultats de la pression limite du sondage BH-T3-S6c2

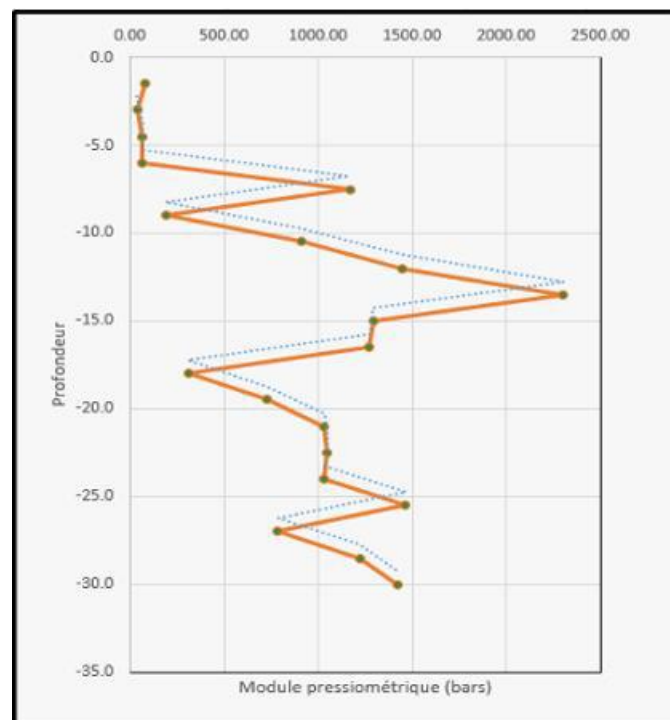


Figure III.5 Résultats module pressiométrique du sondage BH-T3-S6c2.

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

Tableau III-4 Analyse géotechnique des paramètres pressiométriques en fonction de la profondeur.

Prof (m)	EM (bars)	PL (bars)	EM/PL	α	E (Bar)	Observation
-1,5	76,65	4,72	16,24	0.667	114,92	Argile et limon (plastique)
-3,0	39,85	4,16	9,58	0.667	59,75	
-4,5	65,35	9,94	6,57	0.5	130,7	
-6,0	67,58	9,09	7,43	0.5	135,16	
-7,5	1165,27	49,80	23,40	0.5	2330,54	Roches altérée et fragmentée
-9,0	188,71	27,97	6,75	0.333	566,7	Argile raide
-10,5	908,58	49,95	18,19	0.333	2728,47	Roches altérée et fragmentée
-12,0	1445,93	50,23	28,79	0.5	2891,86	
-13,5	2301,62	50,43	45,64	0.667	3450,7	Marne et calcaire marneux
-15,0	1292,39	50,55	25,57	0.5	2584,78	Roches altérée et fragmentée
-16,5	1273,43	50,73	25,10	0.5	2546,86	
-18,0	309,54	29,29	10,57	0.333	929,55	
-19,5	726,39	51,04	14,23	0.333	2181,35	
-21,0	1032,30	51,33	20,11	0.333	3100	
-22,5	1047,50	51,64	20,28	0.333	3145,65	
-24,0	1031,08	51,49	20,02	0.333	3096,34	
-25,5	1465,73	51,63	28,39	0.5	2931,46	
-27,0	784,78	51,78	15,16	0.333	2356,7	
-28,5	1220,39	51,93	23,50	0.5	2440,78	
-30,0	1423,72	71,56	19,90	0.333	4275,44	

❖ Interprétation des résultats :

Les résultats mettent en évidence le comportement hétérogène des formations de flysch, caractérisées par une alternance d'argiles (raides), roches altérées et fragmentées et de niveaux sableux. Les variations importantes de EM, PL et du rapport EM/PL traduisent cette variabilité lithologique, avec une tendance générale à l'augmentation de la rigidité en profondeur malgré la présence de zones localement altérées.

❖ Module de Young E :

Les trois méthodes utilisées donnent des résultats cohérents en tendance mais divergents en amplitude :

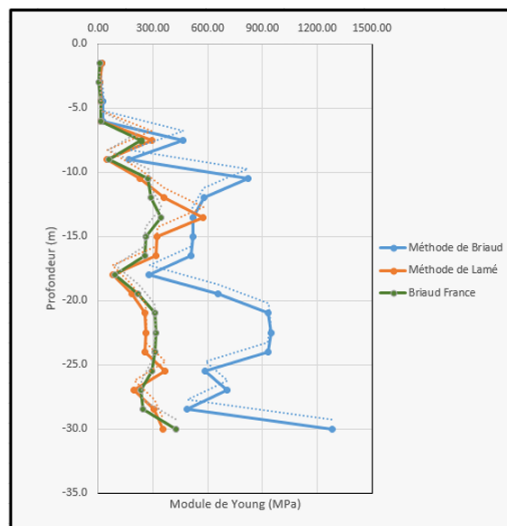


Figure III.6 Détermination du module de déformation par trois méthodes distinctes.

Tableau III-5 Caractéristiques et limites d'application des approches.

Méthode	Caractéristique	Remarque
Briaud (bleu)	Valeurs les plus élevées (pics à 900–1200 MPa)	Adapté aux sols intermédiaires et roches tendres ; peut surestimer dans les argiles
Lamé (orange)	Valeurs intermédiaires	Basé sur la théorie élastique des cylindres ; bonne cohérence dans le flysch
Briaud France (vert)	Valeurs les plus conservatives	Corrélation empirique développée sur des sols français, plus prudente

III.5.1.5. Résistance à la compression uniaxiale bh-t3-s6c2 :

Echantillon N°	Profondeur:	Densité humide (g/cm ³)	Rc (bars)	Observation
1	2,70--03,00	2,22	3,46	Roche extrêmement faible
2	13,50 -- 14,00	2,31	6,92	Roche très faible
3	17,10 -- 17,60	2,42	1,61	Roche faible
4	19,40--19,70	2,43	19.6	Roche moyennement résistante
5	27,20 -- 27,40	2,31	12,68	Roche faible

Tableau III-6 Propriétés physiques et mécaniques des échantillons en fonction de la profondeur

❖ Interprétation des résultats :

Les résultats montrent que le terrain est très hétérogène. En surface, les matériaux sont faibles et peu consolidés. En profondeur, le flysch présente une alternance de couches faibles (argileuses) et de couches plus résistantes (gréseuses), avec une amélioration globale des propriétés mécaniques. Cela indique que les niveaux profonds sont plus favorables.

III.5.1.6. Essais de perméabilité lefranc :

Tableau III-7 Aperçu des résultats des essais Lefranc

Sondage	Localisation	Profondeur de la cavité(m)	Lithologie	Perméabilité K (m/s)	Formation
BH-T3-S3	PK 30+370	8	Argile	2.82 E-03	Perméable
		17.5	Argile	1.11 E-03	Perméable
BH-T3-S6	PK 30+288.92	9	Alternance Argileux Gréseux	8.34 E-03	Perméable

Les résultats des essais de perméabilité indiquent que les formations argilo-sableuses sont perméables.

III.5.1.7. INVESTIGATIONS GÉOPHYSIQUE :

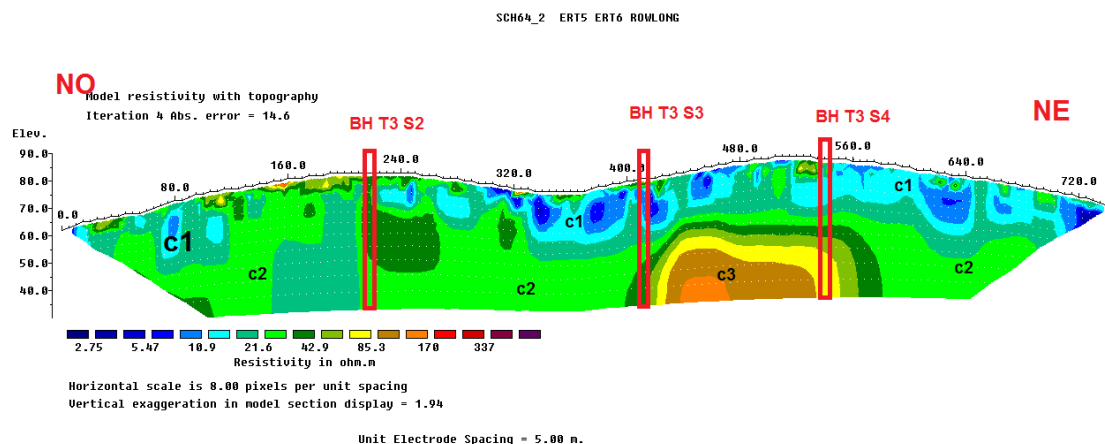


Figure III.7 Profil de tomographie électrique T3.

Les investigations géophysiques réalisées par tomographie de résistivité électrique (ERT) le long du profil permettent d'identifier la structure géoélectrique du sous-sol et de compléter les données issues des sondages géotechniques.

Le profil met en évidence trois principales unités géoélectriques, différenciées selon leurs valeurs de résistivité :

- **Unité C1** : caractérisée par de faibles résistivités (≈ 2 à $20 \Omega \cdot m$), correspondant à des matériaux fins, argileux ou fortement altérés, généralement saturés en eau.
- **Unité C2** : présentant des résistivités intermédiaires (≈ 20 à $80 \Omega \cdot m$), associées à des formations hétérogènes, typiques des flysch, constituées d'alternances d'argiles et de niveaux gréseux altérés.
- **Unité C3** : caractérisée par des résistivités élevées ($> 80 \Omega \cdot m$), traduisant la présence de matériaux plus compacts et résistants, probablement des niveaux gréseux peu altérés ou des horizons rocheux.

Au droit du sondage **BH-T3-S3**, le profil géoélectrique montre une superposition de ces unités, avec une dominance de l'unité C2 en surface et en profondeur intermédiaire, traduisant un massif hétérogène. Une zone plus résistante (C3) est identifiée à proximité, indiquant la présence d'un horizon plus compétent.

Les dix premiers mètres du profil sont classés dans l'unité géoélectrique **C1**. Selon les corrélations établies entre la résistivité et la nature des matériaux, cette unité correspond généralement à des formations à faible résistivité, typiquement associées à des **sols fins de type argileux**, souvent saturés en eau.

l'unité géoélectrique **C2** correspond généralement à des **schistes** avec existence d'une **nappe d'eau alluviant**.

Cette interprétation est en bonne corrélation avec les résultats de l'essai SPT. En effet, la valeur modérée de N à faible profondeur ($N = 8$ à 3 m) correspond à des matériaux meubles ou

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

moyennement compacts (C1–C2). L’augmentation significative de N à 4 m (N = 33) ainsi que le refus observé à 5 m traduisent la présence d’un horizon plus résistant, cohérent avec les zones de forte résistivité identifiées (C3). Le retour à une valeur plus faible (N ≈ 9) en profondeur confirme la nature hétérogène et stratifiée du massif.

L’ensemble de ces résultats met en évidence un **milieu fortement hétérogène, typique des formations de flysch**, caractérisé par une alternance de niveaux faibles et résistants. Cette variabilité verticale et latérale peut engendrer des comportements mécaniques complexes, notamment lors du creusement d’ouvrages souterrains.

Par conséquent, l’interprétation combinée des données géophysiques et géotechniques souligne la nécessité de prendre en compte cette hétérogénéité dans le dimensionnement du soutènement et dans les choix de modélisation numérique.

III.5.2. ESSAIS DE LABORATOIRE:

Tableau III-8 Les résultats des essais laboratoire.

Sonda ge	Profondeur(m)	Granulométrie (%Passant)			Limites d’Atterberg		W _n	γ_d (t/m ³)	Φ , (°)	Cohésio n C’ (Kpa)	Analyses Chimiques		
		<2m m	<74μ m	<2μ m	W _L (%)	I _p (%)					CaCO 3 (%)	SO4– 2 (%)	Cl- (%)
BH-C- S3	1.10 – 1.36						18.2 3	1.70	19	29			
	2.62 – 2.84						18.6 5	1.71	28	12			
	3.00 – 3.37				52.0 3	19.4 5							
	6.00 – 6.45	49.60	30.15	14.6 1	54.7 7	21.5 6							
	9.00 – 9.45	83.95	46.84	?	52.6 6	17.9 8							
	9.25 – 9.70	52.81	23.00	8.98	59.2 4	22.1 1							
	11.00 – 11.30				45.5 1	10.7 3							
	15.20 – 15.34										0.38	125	0.1 8
	18.70 – 18.80										0.76	120.3 3	0.1 8

❖ Interprétation :

- ✓ **6.00m – 6.45m** : sables et graves argileux à très argileux B6
- ✓ **9.00m – 9.45m** : sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques, arènes.. A2
- ✓ **9.25m – 9.70m** : sables et graves argileux à très argileux B6

Les résultats montrent une proportion variable de fines ($< 74 \mu\text{m}$), allant d'environ **23 % à plus de 46 %**, avec une fraction argileuse ($< 2 \mu\text{m}$) pouvant atteindre **14.61 %**, cela indique Un sol à **matrice fine dominante** De type **limono-argileux à argilo-sableux** Typique des formations de **flysch altéré**

III.5.2.1. Limites d'Atterberg:

❖ Classification selon le diagramme de Casagrande

En reportant les valeurs mesurées ($WL = 45\text{--}59 \%$, $IP = 10\text{--}22 \%$) sur le diagramme de plasticité de Casagrande, les échantillons se positionnent dans deux zones :

- Les points à $WL > 50 \%$ et $IP > 18 \%$ se classent en argile inorganique de très plasticité
- Les points à $WL < 50 \%$ et $IP < 18 \%$ se classent argile inorganique de faible à moyenne plasticité

La majorité des échantillons se situe **en dessous de la ligne A** ($IP = 0,73(WL - 20)$), ce qui indique une prédominance de **silts argileux peu plastiques à moyennement plastiques**, cohérente avec la nature pélique des argiles numidiennes du flysch.

III.5.2.2. Activité argileuse :

Le coefficient d'activité de Skempton ($A = \frac{IP}{\text{fraction} < 2 \mu\text{m}}}$) peut être estimé à partir des valeurs disponibles. Avec $IP \approx 10\text{--}22 \%$ et fraction argileuse $< 2 \mu\text{m} \approx 31\text{--}44 \%$ (d'après les analyses granulométriques), on obtient $A \approx 0,25\text{--}0,70$ pour la majorité des échantillons, classant ces argiles comme **non actives à peu actives**. Ce résultat est fondamental : il confirme l'absence de minéraux gonflants dominants (smectites, montmorillonites) dans la matrice du flysch, validant l'hypothèse de terrain **non gonflant** retenue dans les hypothèses géotechniques.

III.5.2.3. Essai de compressibilité à l'OEdomètre :

Tableau III-9 Résultat essai de compressibilité à l'OEdomètre

Sondage	Profendeur	C_c	C_g
BH-T3-S3	1.10 – 1.36	9.09	3.65

❖ Interprétation des résultats :

L'essai de compressibilité réalisé sur l'échantillon prélevé entre 1.10 et 1.36 m de profondeur donne un indice de compression **$C_c = 0.09$** et un indice de gonflement **$C_g = 0.036$** .

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

Ces valeurs traduisent une **compressibilité faible à modérée**, caractéristique de sols fins relativement peu compressibles. Ce comportement indique que les tassements primaires restent limités sous chargement normal.

Cependant, en raison de la nature hétérogène du massif et de l'alternance de niveaux de rigidité variable, le risque de tassements différentiels demeure présent.

III.6. CARACTÉRISATION GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE :

III.6.1. Indice de RÉSISTANCE GÉOLOGIQUE - Geological strength index (GSI) :

La classification des massifs rocheux par l'indice GSI (Geological Strength Index) constitue l'outil de caractérisation central pour les formations de flysch. Comme discuté au Chapitre I, le GSI standard de Hoek (2002) ne peut pas être appliqué directement aux massifs hétérogènes de type flysch en raison de leur alternance lithologique et de leur anisotropie structurale. C'est pourquoi la classification GSI révisée de V. Marinos (2019), spécifiquement développée pour les massifs flysch tectoniquement perturbés, est utilisée dans la présente étude.

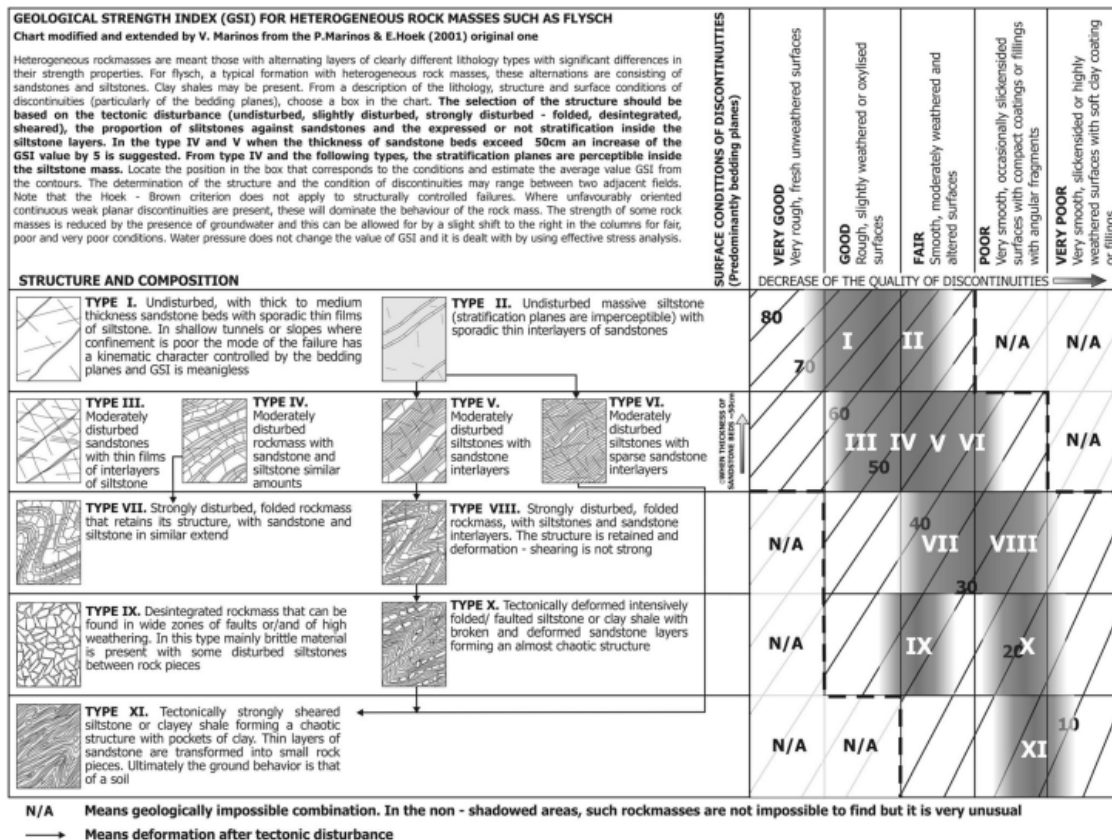


Figure III.8 Classification GSI pour les flysch selon Marinos 2019

III.6.2. Lecture directe sur les carottes de sondage :

L'analyse des descriptions lithologiques des sondages BH-T3-S3 et BH-T3-S6c2 permet de situer le massif sur la charte GSI-Flysch de Marinos (2019). Les caractéristiques relevées sont les suivantes:

- Structure : intercalaire de couches pélitiques sombres et de grès fins fracturés, stratification sub-horizontale à inclinée, bancs de 0,1 à 0,8 m d'épaisseur typiquement fracturés, RQD moyen de 30 à 60 %, présence de couches intercalaires faibles. Le massif est **modérément à fortement perturbé, à dominante pélitique**.
- Condition des discontinuités : joints typiquement planaires à laminés, lisses à légèrement rugueux, fermés et serrés, sans remplissage significatif sauf localement. Condition des surfaces: **passable à médiocre**.

La combinaison de ces deux critères sur la charte GSI-Flysch conduit à la **Classe VI**, avec une valeur GSI nominale de **38 à 42**.

III.6.3. Pénalisation sécuritaire :

La valeur nominale GSI = 40 issue des approches précédentes a été soumise à une pénalisation sécuritaire conduisant à retenir **GSI = 35** pour le dimensionnement des portails.

Cette pénalisation est justifiée par trois facteurs : la faible couverture au droit des portails qui augmente l'incertitude sur l'état de confinement du massif, et la chute de pression limite observée à 18 m de profondeur dans BH-T3-S6c2 (PL = 29,29 bars seulement) révélant des zones de faiblesse locales réelles au sein du massif. Cette approche conservatrice est conforme aux recommandations de Marinos (2014) pour les tunnels à faible couverture en flysch pélitique.

Tableau III-10 Unités géologiques

Unité géologique	Valeur GSI
GTF (grès très fracturé)	21-30
GMF (grès moyennement fracturé)	30-40
G3 (grès peu fracturé)	40-51
GS (grès sain)	>60

III.7. PARAMETRISATION :

III.7.1. Top soil :

Tableau III-11 Paramètres mécaniques du Top soil.

Géotechnique	C' (KPa)	Φ' (°)	γ (KN/m3)	E (MPa)	ν
TS	12	28	20	11	0.35

Selon : "JAKY J.1944, "The coefficient of earth pressure at rest"

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) = 1 - \sin \Phi'$$

Donc :

$$\nu = 0.35$$

III.7.2. Flysch :

Tableau III-12 Paramètres mécaniques du Flysch.

Classe de Flysch	GSI	σ_i (MPa)	m_i	E (MPa)	ν	γ (KN/m3)	D
VI	35	2	5	260	0.35	22	0

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE



**CHAPITRE IV :
CONCEPTION ET
PREDIMENSIONNEMENT DU
SOUTÈNEMENT**

IV.1. INTRODUCTION :

Le prédimensionnement du soutènement provisoire d'un tunnel creusé dans des formations de flysch constitue une étape décisive de la conception de l'ouvrage. Cette étape vise à définir, avant toute modélisation numérique détaillée, la nature, les dimensions et l'organisation du système de soutènement provisoire (soutènement préliminaire) le plus adapté aux conditions géotechniques du site. Le prédimensionnement repose sur trois approches complémentaires : l'approche empirique (classifications géomécaniques RMR, GSI et recommandations AFTES), l'approche analytique (méthode convergence-confinement), et l'approche numérique.

Dans le cadre du présent chapitre, nous nous concentrons sur l'approche empirique et l'approche numérique, qui constituent les deux premières étapes indispensables de toute démarche de conception de soutènement en terrain hétérogène. Ces deux approches permettent de choisir et de dimensionner le soutènement provisoire du portail intermédiaire du tunnel T3, conformément aux recommandations de V. Marinos (2014), des guides techniques AFTES (GT7R1F2) et des normes Eurocodes 7.

IV.2. STRUCTURE D'ETUDE ET METHODOLOGIE ADOPTÉE

La démarche adoptée pour la conception et le prédimensionnement du soutènement provisoire du portail est structurée en trois niveaux progressifs de complexité croissante :

Tableau IV-1 Méthodologie générale de prédimensionnement du soutènement.

Étape	Méthode utilisée	Objectif principal	Références
Approche empirique	Classifications RMR, GSI, et Recommandations AFTES GT7R1F2	Choix du type de soutènement et estimation de l'épaisseur et de l'espacement des éléments	Bieniawski (1989) ; Marinos (2014) ; AFTES GT7R1F2 ; Barton (2002)
Approche numérique	Modélisation éléments finis 3D	Vérification détaillée, interaction massif-soutènement, zones plastiques	MIDAS 3D

Le présent chapitre développe entièrement les étapes 1 et 2. La méthodologie suivie s'articule autour du schéma logique suivant : données géotechniques → classifications → choix du type de soutènement → prédimensionnement

IV.3. RAPPEL DES DONNEES GEOTECHNIQUES DE BASE

Avant d'appliquer les méthodes de prédimensionnement, il est nécessaire de rappeler et de synthétiser l'ensemble des données géotechniques issues du Chapitre 3. Ces données constituent les entrées directes de toutes les méthodes développées dans ce chapitre.

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

IV.3.1. Paramètres du massif rocheux

Tableau IV-2 Récapitulatif des paramètres géotechniques Top soil.

Géotechnique	C' (KPa)	Φ' (°)	γ (KN/m ³)	E (MPa)	ν
TS	12	28	20	11	0.35

Tableau IV-3 Récapitulatif des paramètres géotechniques Flysch.

Classe de Flysch	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	E (MPa)	ν	γ (KN/m ³)	D
VI	35	2	5	260	0.3	22	0

IV.3.2. Caractéristiques géométriques du tunnel

Tableau IV-4 Caractéristiques géométriques du tunnel T3 et de la zone du portail

Paramètre géométrique	Valeur	Unité
PK début du tunnel	30 + 089	km
PK fin du tunnel	30 + 615.44	km
Longueur totale du tunnel T3	526.44	m
Longueur de la zone des portails	63.27	m
Couverture maximale (h)	21.87	m

La forme des pieds droit du tunnel a été changée pour réduire l'effet de concentration des contraintes latérales au tunnel.



Figure IV.1 Forme du tunnel avec pied droit

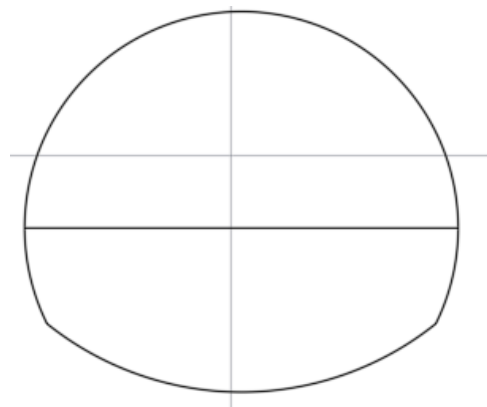


Figure IV.2 Forme du tunnel optimisé

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

IV.4. CLASSIFICATION GEOMECHANIQUE DU MASSIF ROCHEUX :

La classification géomécanique du massif rocheux constitue la première étape de l'approche empirique. Trois systèmes de classification complémentaires sont appliqués : le RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski (1989), le GSI (Geological Strength Index) de Hoek (2002) et guides techniques AFTES

L'application conjointe de ces trois systèmes permet une évaluation croisée de la qualité du massif et réduit l'incertitude inhérente à chaque approche.

IV.4.1. Classification par le système RMR (Bieniawski, 1989)

Le système RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski (1989) attribue une note globale au massif rocheux à partir de six paramètres, chacun pondéré selon son influence sur le comportement du massif. La note totale est comprise entre 0 et 100.

IV.4.1.1. Présentation des critères de notation

Tableau IV-5 Calcul de l'indice RMR de Bieniawski (1989) pour le massif

Paramètre RMR	Description	Valeur estimée	Note attribuée
R1 – Résistance à la compression uniaxiale	σ_{ci} de la roche intacte	0.9 MPA	0
R2 – RQD (Rock Quality Designation)	Indice de carotte intègre > 10 cm	17	3
R3 – Espacement des fractures	Distance entre joints	<60 mm	5
R4 – Condition des fractures	Rugosité,	0	2
	Altération,	1	
	Remplissage	0	
	Longueur	1	
	Ouverture	0	
R5 – Eau souterraine	Présence d'eau	2L/min	10
R6 – Orientation des fractures	Correction selon axe du tunnel		-5
TOTAL RMR			15

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

IV.4.1.2. Classification RMR et classe du massif

Tableau de classification de BENIAWSKI										NOTE
Matrice rocheuse	RESISTANCE DE LA MATRICE	PLT (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	NON ADEQUAT			
		RC (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1	
		NOTE	15	12	7	4	2	1	0	
	QUALITÉ DE LA ROCHE	RQD (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
		NOTE	20	17	13	8	3			
	ESPACEMENT DES FRACTURES	ESPACEMENT (m)	>2	0,6-2	0,2-0,6	0,06-0,2	<0,06			
		NOTE	20	15	10	8	5			
Discontinuités	CONDITION DES FRACTURES	LONGEUR (m)	<1	1-3	3-10	10-20	>20			
		NOTE	6	4	2	1	0			
		OUVERTURE (mm)	Fermée	<0,1	0,1-1	1-5	>5			
		NOTE	6	5	4	1	0			
		RUGOSITE	TR RUG	RUG	LEGER RUG	LISSE	POLI			
		NOTE	6	5	3	1	0			
		REMPLISSAGE	aucun	<5mm, dur	>5mm, dur	<5mm, mou	>5mm, MOU			
		NOTE	6	4	2	2	0			
		ALTERATION	PAS ALTEREE	LEGER ALT	MODEREE	TRES ALT	DECOMPOSEE			
		NOTE	6	5	3	1	0			
Eau	EAU SOUTERRAINE	DEBIT/10m tunnel	NUL	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	<125 l/min			
		CONDITION	SEC	HUMIDE	SATURE	SUIJNTANT	DEBITANT			
		NOTE	15	10	7	4	0			
Discontinuités	ORIENTATION DES FRACTURES	PERPENDICULAIRE A L'AXE DU TUNNEL				PARALLELE A L'AXE DU TUNNEL				
		Creusement dans le sens du pendage				P 45-90		P 20-45		
		P 45-90		P 20-45		Très défavorable: -12		Moyen: -5		
		Très favorable: 0		Favorable -2						
		Creusement contre le sens du pendage				PENDAGE 0-20 ORIENTATION QUELCONQUE				
		P 45-90		P 20-45 :		Moyen: -5				
		Moyen: -5		Défavorable: -10						
NOTE GLOBALE										
Note RMR		81-100	61-80	41-60	21-40	<21				
Classe RMR		I	II	III	IV	V				
Classe massif rocheux		Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre				

Figure IV.3 Classification RMR de Bieniawski (1989)

Résultat : RMR = → **Rocher très Médiocre**

IV.4.1.3. Paramètres Hoek-Brown issus du GSI = 35

Tableau IV-6 - Paramètres Hoek-Brown du massif.

Paramètre Hoek-Brown	Valeur calculée
mb	0.491
s	0.0007
a	0.516
Erm	67.59 Mpa
Sig(cm)	0.214 Mpa
Sig(3max)	0.1419 Mpa
Sig(t)	-0.0036 Mpa
Sig(c)	0.059 Mpa

IV.4.2. Synthèse des classifications et choix de la classe géotechnique

Tableau IV-7 Synthèse des classifications géomécaniques.

Méthode	Valeur calculée	Classe
RMR (Bieniawski 1989)	RMR = 15	Classe IV – Mauvaise
GSI (Hoek-Brown)	GSI = 35	Flysch VI classe 6 – Mauvaise
AFTES	R5a	Roche de faible resistance

IV.5. CHOIX DU TYPE DE SOUTÈNEMENT PAR LES METHODE EMPIRIQUE :

IV.5.1. Conception du soutènement provisoire - Approche de V. Marinos (2014)

V. Marinos (2014), dans « Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch », propose des recommandations spécifiques pour le soutènement des tunnels en flysch à prédominance pélitique. Pour la classe VI du flysch (GSI = 35 - 45) et un indice de squeezing modéré, le soutènement recommandé comprend :

- **Type VI.** Siltstones modérément perturbés avec des intercalations de grès épars.
- Étape d'excavation : 1,5 à 2 m
- Cintres métalliques pour augmenter la rigidité et la résistance de la coque de soutènement
- Épingles de voûte pour stabiliser les structures meubles et altérées et éviter les ruptures en cheminée
- Mesures de soutènement du front de taille : selon la profondeur d'excavation (clous en fibre de verre)
- Selon l'orientation du litage, des déformations induites par des contraintes anisotropes peuvent être observées

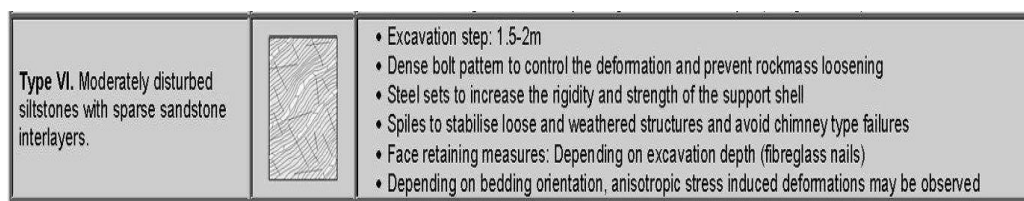


Figure IV.4 Orientations générales pour les mesures de soutien immédiates pour chaque type de flysch (Marinos et al., 2011a)..

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

IV.5.2. Conception à partir de la classification RMR (Bieniawski, 1989) :

TABLE 4.4 Guidelines for Excavation and Support of Rock Tunnels in Accordance with the Rock Mass Rating System^a

Rock Mass Class	Excavation	Support		
		Rock Bolts (20-mm Dia, Fully Grouted)	Shotcrete	Steel Sets
Very good rock I RMR:81–100	Full face 3-m advance	Generally, no support required except for occasional spot bolting		
Good rock II RMR:61–80	Full face 1.0–1.5-m advance Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m, with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
Fair rock III RMR: 41–60	Top heading and bench 1.5–3-m advance in top heading Commence support after each blast Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5–2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50–100 mm in crown and 30 mm in sides	None
Poor rock IV RMR: 21–40	Top heading and bench 1.0–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation 10 m from face	Systematic bolts 4–5 m long, spaced 1–1.5 m in crown and wall with wire mesh	100–150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
Very poor rock V RMR: <20	Multiple drifts 0.5–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5–6 m long, spaced 1–1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150–200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert

^a Shape: horseshoe; width: 10 m; vertical stress: <25 MPa; construction: drilling and blasting.

Figure IV.5 Directives pour l'excavation et le soutènement des tunnels rocheux conformément au système d'évaluation des massifs rocheux..

D'après le tableau des recommandations de soutènement de Bieniawski (1989), pour la Classe IV roche très mauvaise, RMR < 20

❖ Méthode d'excavation

- Excavation en petites passes : 0,5 à 1,5 m (top heading en plusieurs dérives)
- Soutènement installé simultanément avec l'excavation
- Application du béton projeté le plus rapidement possible après le tir

❖ Boulonnage

- Boulons systématiques
- Longueur: 5 à 6 m
- Espacement : 1 à 1,5 m
- Boulonnage du radier recommandé
- Utilisation de treillis soudé

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

❖ Béton projeté (shotcrete)

- 150 à 200 mm en voûte
- 150 mm sur les côtés
- 50 mm au front

❖ Soutènement complémentaire

- Cintres métalliques : moyens à lourds
- Espacement: environ 0,75 m
- Avec blindage si nécessaire
- Fermeture rapide du radier

IV.5.3. Conception à partir des recommandations AFTES (Guide GT7R1F2)

Critères	Classes	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	air comprimé	congélation
1 Comportement mécanique	R5a														
2 Discontinuités															
3 Altérabilité	Terrains susceptibles de défilage														
4 Hydrologie	H2 K4														
5 Couverture	Couverture < 1,5 D														
6 Dimensions	D > 10 m														

IV.5.3.1. Soutènement proposé

❖ Cintres métalliques

- Cintres légers

❖ Voussoirs

- En béton
- Plaque métal assemblé

❖ Procédés spéciaux

- Tubes préforés

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

- Bouclier ou pousse tube
- Injection
- Congélation

IV.6. COMPARAISON DES SOUTÈNEMENT PROPOSE :

Tableau IV-8 Comparaison des soutènement proposé .

Critère	GSI	RMR	AFTES
Méthode d'excavation	Étape de 1,5 à 2 m Excavation séquentielle contrôlée	Passes de 0,5 à 1,5 m Soutènement simultané à l'excavation	\
Boulonnage	Schéma dense pour contrôler la déformation et prévenir le desserrement du massif Spiling de voûte	Boulons systématiques Longueur : 5 à 6 m Espacement : 1 à 1,5 m Treillis soudé Boulonnage du radier	\
Béton projeté	\	150–200 mm en voûte 150 mm sur les côtés 50 mm au front de taille	Voussoirs en béton
Cintres métalliques	Cintres métalliques pour augmenter la rigidité et la résistance de la coque	Cintres moyens à lourds Espacement $\approx 0,75$ m Avec blindage si nécessaire	Cintres légers
Soutènement du front	Clous en fibre de verre Mesures selon orientation du litage	50 mm béton projeté au front	Injection Congélation
Radier	Fermeture recommandée selon conditions	Boulonnage du radier Fermeture rapide du radier	\
Mesures spéciales	Déformations anisotropes possibles selon litage Adaptation au squeezing modéré	Application béton projeté le plus tôt possible après le tir	Injection Congélation Bouclier ou pousse tube

IV.6.1. Points communs :

- Les trois méthodes préconisent l'utilisation de cintres métalliques comme soutènement principal
- Toutes recommandent une excavation séquentielle en petites passes pour limiter les perturbations
- Le béton projeté est présent dans les trois approches (immédiat ou voussoirs)
- Les trois méthodes insistent sur le soutènement précoce dès l'avancement de l'excavation
- Nécessité de stabiliser le front de taille
- Toutes reconnaissent la mauvaise qualité du massif et la nécessité d'un soutènement lourd

IV.6.2. Points de différence :

- GSI Précise les Spiles de voûte et l'effet anisotrope du litage absent dans RMR et AFTES
- RMR Donne des dimensions précises : épaisseur (150–200 mm), longueur boulons (5–6 m), espacement cintres (0,75 m)
- AFTES Propose des procédés spéciaux (injection, congélation, bouclier) absents dans GSI et RMR
- GSI Recommande des clous en fibre de verre pour le front RMR utilise le béton projeté uniquement
- RMR Insiste sur la fermeture rapide du radier avec boulonnage AFTES ne le mentionne pas
- AFTES Propose des cintres légers seulement RMR recommande des cintres moyens à lourds GSI recommande des cintres rigides

IV.6.3. Choix de soutènement :

IV.6.3.1. Excavation

- Avancement de **1,5 à 2 m**
- Avec calotte en petites passes

IV.6.3.2. Béton projeté

- Application immédiate
- Épaisseur : (300 mm voûte, 300 côtés, 50 mm front).

IV.6.3.3. Front de taille

- Clous en fibre de verre (si nécessaire)
- Béton projeté 50 mm
- Voute parapluie

IV.6.3.4. Clouage

- Boulons 5–6 m
- Espacement : 1–1,5 m
- Treillis soudé

IV.6.3.5. Cintres

- Cintres rigides à lourds
- Espacement : 0,75 m
- Avec blindage si nécessaire
- Fermeture rapide du radier

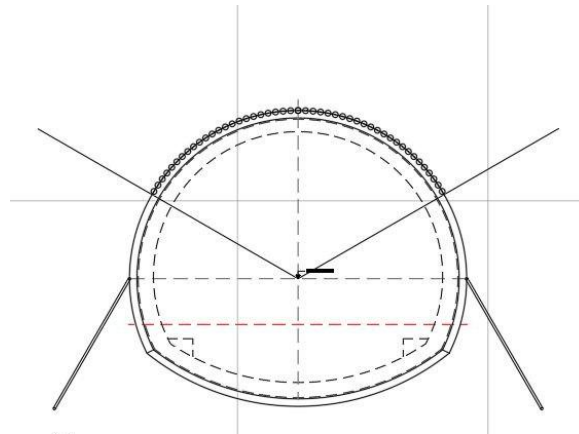


Figure IV.6 soutènement provisoire du tunnel

IV.7. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE :

Sur la base des recommandations empiriques croisées (Marinos 2014, Bieniawski 1989, AFTES GT7R1F2) et des paramètres géotechniques du massif (Chapitre IV), le prédimensionnement de chaque élément du soutènement provisoire est développé dans cette section.

IV.7.1. Le béton projeté

Le béton projeté constitue le premier élément de soutènement mis en place après l'excavation. Son rôle est de confiner le massif, d'éviter la déstructuration des parois par altération et de travailler en composite avec les cintres et les boulons.

IV.7.1.1. Caractéristiques du béton projeté

Tableau IV-9 Caractéristiques du béton projeté

Paramètre	Valeur retenue	Norme
Classe de béton	C30/37	Eurocode 2
Résistance à la compression à 28j	$f_{ck}=30\text{MPa}$	Eurocode 2
Résistance à la compression à 24h	14 à 15 MPa	Eurocode 2
Module de déformation du béton	$E_{cm}=33\text{GPa}$	Eurocode 2
Coefficient de Poisson	$\nu =0.2$	Eurocode 2
Épaisseur de beton	300 mm	Eurocode 2

IV.7.2. Les cintres métalliques

Les cintres métalliques constituent l'élément de soutènement le plus rigide. Ils assurent la stabilité de la section dès la mise en place et permettent de reprendre les charges immédiates du terrain, en particulier lors des premières heures après l'excavation.

IV.7.2.1. Choix du profil et de l'espacement

D'après les recommandations de Bieniawski (1989) et de l'AFTES GT7R1F2, le profil HEB 180 a été retenu pour le soutènement provisoire du portail Ouest du tunnel T3.

Tableau IV-10 Caractéristiques des cintres métalliques

Paramètre	Valeur retenue	Justification
Profil métallique	HEB 180	Eurocode 3
Classe d'acier	S275	Eurocode 3
Section résistante	6530 mm ²	Eurocode 3
Module de déformation	200 GPa	Eurocode 3
Espacement longitudinal	0,75 m	Eurocode 3
Type d'assemblage	soudure et boulonnage	Eurocode 3
Type de blindage	Entretoise	Eurocode 3

IV.7.3. La voûte parapluie

La voûte parapluie un pré soutènement essentiel dans les zones d'entrée de tunnel en terrain de mauvaise qualité, notamment dans les flysch à forte composante argileuse. Elle permet de stabiliser la voûte avant même que l'excavation ne l'atteigne, réduisant ainsi la décompression du massif et les convergences au front de taille.

IV.7.3.1. Présentation de la méthodologie de sélection :

Oke, Vlachopoulos & Marinos (2014), dans leur article *"Umbrella Arch Nomenclature and Selection Methodology for Temporary Support Systems for the Design and Construction of Tunnels"*, proposent une méthodologie standardisée pour la sélection du type de voûte parapluie adapté aux conditions géotechniques d'un tunnel. Cette méthodologie comble un vide important dans la pratique tunnelière : avant cet article, les différentes terminologies utilisées (spiling, forepoling, pipe umbrella, voûte parapluie, etc.) créaient une confusion dans la communication entre ingénieurs, conduisant à des systèmes sous-dimensionnés ou surdimensionnés.

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

Les auteurs définissent le terme Umbrella Arch (UA) comme tout système de pré-soutènement installé dans la couronne du tunnel, au-dessus du front de taille, avant l'excavation de la passe suivante.

Ce système transfère les charges longitudinalement par interaction entre les éléments de support et le terrain encaissant, protégeant ainsi le front pendant l'avancement.

❖ Les trois catégories principales de UA :

Tableau IV-11 Les trois catégories principales de UA

Catégorie	Abréviation	Description	Rigidité
Spiles (Sp)	SpUA	Barres ou tubes courts, plus courts que la hauteur du tunnel, sans injection ou injection limitée	Faible
Forepoles (Fp)	FpUA	Tubes métalliques longs (supérieurs à la hauteur du tunnel), avec ou sans injection	Moyenne à élevée
Grouted (G)	GUA	Système entièrement basé sur l'injection de coulis, sans élément métallique longitudinal	Variable

Ces trois catégories se subdivisent en **11 sous-catégories** selon le degré d'utilisation du coulis d'injection, allant du système sans coulis (confinement par le terrain uniquement) au système avec coulis continu et double nappe.

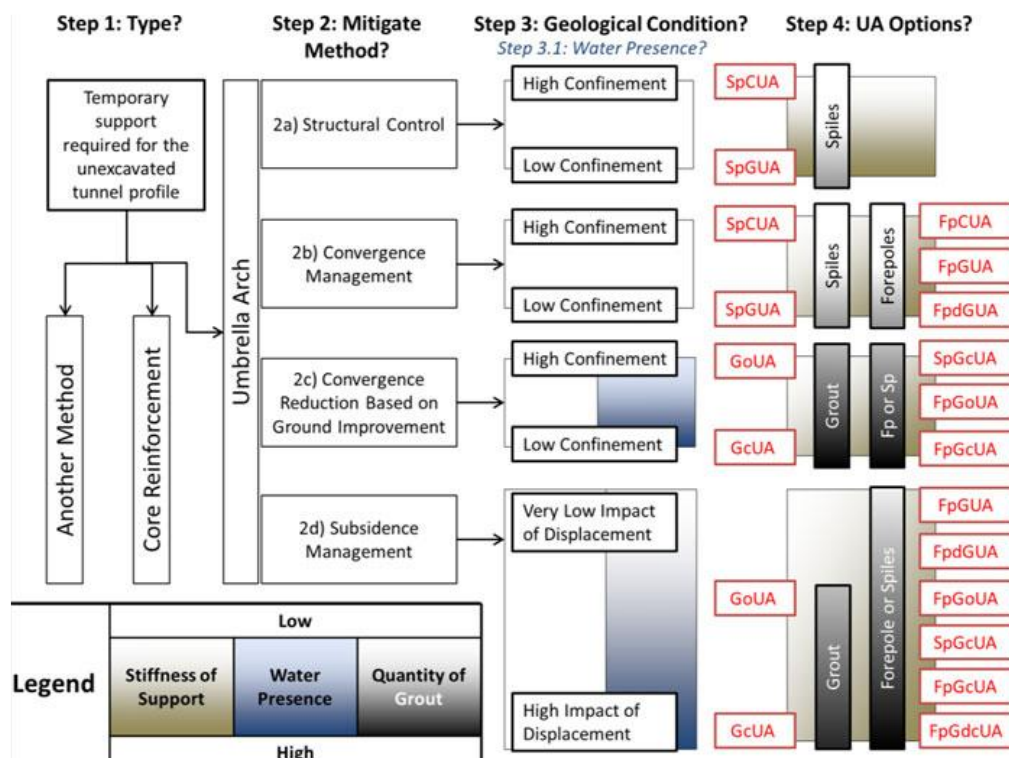


Figure IV.7 Diagramme de sélection UASC.

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

La méthodologie de sélection proposée par Oke et al. (2014) repose sur trois **critères** à évaluer successivement :

- Type de soutènement nécessaire (noyaux ou structure).
- Mode de rupture et convergence.
- Conditions géotechniques.

Selon le diagramme de sélection UASC (Umbrella Arch Selection Chart), on est dans le cas « 2c) Convergence réduction based on ground improvemnet », un confinement faible avec présence d'eau et faible cohésion donc on a besoin d'un soutènement élevé, le système recommandé est le FpGUA (Forepole Grouted Umbrella Arch) ou dans les cas les plus critiques le FpGcUA (Forepole Continuous Grouted Umbrella Arch).

La différence entre les deux :

- **FpGUA** : tubes métalliques forés et injectés au coulis, avec injection partielle (annulaire entre le tube et le terrain)
- **FpGcUA** : injection continue permettant la connexion entre les coulis de tubes voisins, formant un voile continu imperméable et résistant

Table 7 Generalized design parameters of the sub categories of the Umbrella Arch

Umbrella Arch (141)											
Spile (31)			Forepole (56)						Grout (15)		
			Grout(1)			Grout(9)					
SpCUA (4)	SpGUA (14)	SpGcUA(1)	FpCUA (1)	FpGUA (23)	FpdGUA(2)	FpGoUA (1)	FpGcUA (1)	FpGdcUA (6)	GoUA (0)	GcUA (6)	
<i>Range of Umbrella Arch design criteria</i>											
Length	<H _e	<H _e	<H _e	>H _e (<3H _e)	>H _e (<3H _e)	>H _e (<3H _e)	>H _e (<3H _e)	>H _e (<3H _e)	>H _e (<6H _e)	>H _e (<6H _e)	>H _e (<6H _e)
Angle (°)	5-20	5-20	5-20	3-8	3-8	3-8	6-11	6-11	6-11	6-11	6-11
Overlap (m)	L/3-2L/3	L/3-2L/3	L/3-2L/3	<L/2	<L/2	>L/2	<L/2	<L/2	>L/2	1-L/2	1-L/2
Spacing center-to-center (cm)	<50	<30	<Grout diameter	<60	30-60	30	Grout diameter	<Grout diameter	<Grout diameter	Grout diameter	<Grout diameter
Diameter (mm)	25-101.6	25-101.6	25-101.6	89-168.3	89-168.3	89-168.3	89-168.3	89-168.3	89-168.3	89-168.3	89-168.3
*grout penetration			*material dependant				*material dependant	*material dependant	*material dependant	*material dependant	*material dependant
Grout pressure (MPa)	NA	0.20-1	35-80	NA	0.20-1	0.20-1	35-80	35-80	35-80	35-80	35-80

XX-XX range of data, XX published cases, H_e height of excavation, NA not applicable, L length of support

Figure IV.8 Tableau de dimensionnements de la voûte de parapluie

Tableau IV-12 dimensionnements de la voûte de parapluie.

Paramètre	Valeur retenue
Type de Système	FpGcUA - Forepole Continuous Grouted UA
Type de tubes	Tubes en acier creux, filetés
Longeur des tubes	12 m
Inclinaison par rapport à l'axe	6°
Recouvrement	4 m (marinos)

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

Espacement entre tubes	30 cm
Diamètre de Grout	104 mm (on ajoute 1.5cm de 89mm tube)
Nombre de tubes (voute)	45

IV.8. ÉTUDE DE LA STABILITE DES ECRANS DES PORTAILS :

IV.8.1. Critères de conception :

La conception des terrassements de la tranchée et le système de stabilisation devraient répondre aux critères suivants :

- Assurer la stabilité locale et générale des déblais au cas drainé en situation du projet sous combinaison fondamentale et sismique.
- La largeur de la plateforme terrassée doit être suffisante pour accueillir les ateliers des excavations et du soutènement.
- Assurer que les limites des terrassements restent dans le cadre de l'emprise prévisionnelle du projet.
- Avoir un phasage simple et pratique afin d'optimiser les délais de réalisation.

IV.8.2. Présentation de la conception :

La géométrie de la tranchée est présentée aux figures 14 et 15 ; les talus sont de 7 m de hauteur, réglés à une pente de 1H :2V, intercalés par une berme de 3 m de largeur. Les talus seront confortés par un clouage associé à un parement en béton projeté.

La partie inférieure de la tranchée sera soutenue par un écran de pieux contigus de 800 mm de diamètre, espacés de 1 m. Ces pieux seront stabilisés par une rangée de clous passifs, espacés de 2 m.

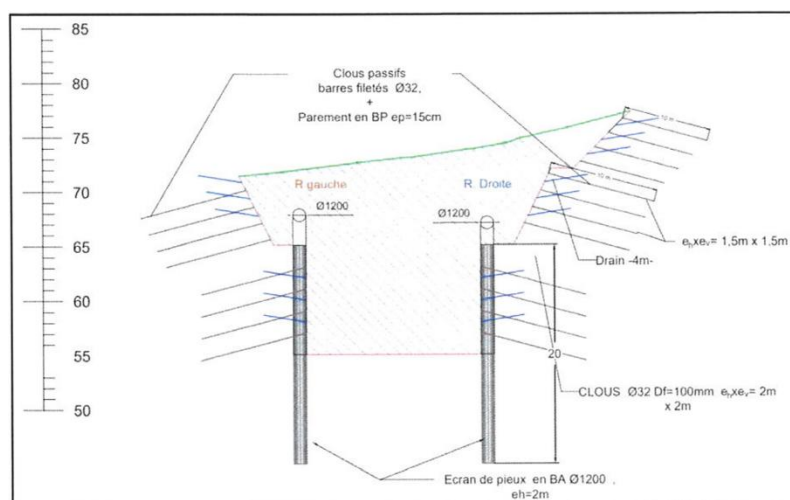


Figure IV.9 conception de la tranchée d'entrée .

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

IV.8.3. Phasage de réalisation :

Le phasage de réalisation des talus prévoit l'exécution des travaux suivants :

- Nettoyage d'emprise, découverte et implantation des entrées en terre.
- Réalisation du fossé type 2 de haut de talus.
- Réalisation de l'accès à la plate-forme de travail.
- Terrassement et confortement du premier talus 1H/1V et 1H/2V pour le deuxième talus.
- Foration et injection des drains enrobés par du géotextile.
- Foration et injection des inclusions rigides.
- Réalisation des banquettes (3 m; -2 %).
- Installation d'un système de drainage (fossé et cunette).
- Réalisation de l'écran de soutènement par pieux contigus forés Ø1200.
- Terrassement jusqu'à la cote de recépage et réalisation de la poutre de couronnement.
- Terrassement à -2 m par rapport à la poutre de couronnement.
- Terrassement à -4 m par rapport à la poutre de couronnement.
- Réalisation de la ligne des barres d'ancrage en HA 32 aux cotes -2 m, -4 m et -6 m.
- Terrassements jusqu'à atteindre la cote projet.

IV.8.4. Dimensionnement et justification :

❖ Hypothèses normatives :

Tableau IV-13 Classe de conséquences.

Classe de conséquence	Catégorie géotechnique	Durée d'utilisation
CC2 <i>Tableau B.2.1</i>	3 <i>Tableau B.3.1</i>	4 <i>Tableau B.4.1</i>

Tableau IV-14 Description des classes de conséquences.

Classe de conséquence	Conditions de site	Catégorie géotechnique	Bases des justifications
CC1	Simple et connues	1	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative admises.
	Complexes	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires.
CC2 ou CC3	Simple et connues	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires.

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

	Complexes	3	Reconnaissance géotechnique et calculs approfondis.
--	-----------	---	---

Tableau IV.15. Catégorie géotechnique.

Classe de conséquences	Description	Exemples de bâtiments et de travaux de génie civil
CC3	Conséquence élevée en termes de perte de vie humaine ou conséquences économiques, sociales ou d'environnement très importantes .	Tribunes, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient élevées (par exemple salle de concert).
CC2	Conséquence moyenne en termes de perte de vie humaine, conséquences économiques, sociales ou d'environnement considérables .	Bâtiments résidentiels et de bureaux, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient moyennes (par exemple bâtiment de bureaux).
CC1	Conséquence faible en termes de perte de vie humaine et conséquences économiques, sociales ou d'environnement faibles ou négligeables .	Bâtiments agricoles normalement inoccupés (par exemple bâtiments de stockage), serres.

Tableau IV.16. Catégorie et durée d'utilisation du projet.

Catégorie	Durée indicative	Exemples de projets de bâtiment et de génie civil	Exemples de projets de sol renforcé
1	10 ans	Structures provisoires	Ouvrages provisoires
2	25 ans	Éléments structuraux remplaçables (poutres de roulement, appareils d'appui)	—
3	25 ans	Structures agricoles et similaires	Structures industrielles
4	50 ans	Structures courantes de génie civil et de bâtiments	Structures portuaires (murs de quai)
4/5	75 ans	—	Murs de soutènement routiers ordinaires
5	100 ans	Autres structures de génie civil, ponts et structures monumentales de bâtiments	Culées de pont

IV.8.4.1. Écran de pieux continus:

Tableau IV-17 Dimensionnement des Pieux

Paramètre	Unité	Profil P01
Sollicitation	Flexion composée diviée	
Profondeur	m	20
Diamètre de forage	mm	800
Espacement	m	1,5
Inclinaison	°	90
Rigidité flexionnelle EI	kN·m ² /ml ($\times 10^5$)	5,08

IV.8.4.2. Clous :

Tableau IV-18 Dimensionnement des clous.

Paramètre	Valeur
Sollicitation	Traction
Inclinaison	15°
Ø Forage	100 mm
Ø Barre HA 500	32 mm
Longueur des barres	4 m
Résistance à la traction de la barre en acier	349 kN
Espacement horizontal e_h	1,5 m
Espacement vertical e_v	1,5 m

IV.9. PLANIFICATION DU PHASAGE D'EXCAVATION ET DE MISE EN PLACE DU SOUTÈNEMENT :

Le phasage d'excavation est une composante essentielle de la conception du soutènement provisoire.

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

La séquence et la chronologie de mise en œuvre de chaque élément de soutènement conditionne directement la sécurité du chantier.

IV.9.1. Phasage général de creusement du portail

THE NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD (NATM) ROCK CLASSIFICATION ACCORDING TO RABEWICZ-PACHER						
ROCK CLASSES	I FROM STABLE TO SLIGHTLY BRITTLE	II VERY BRITTLE	III UNSTABLE TO VERY UNSTABLE	IV SQUEEZING	V VERY SQUEEZING	VI LOOSE MATERIAL
CHARACTERISTICS	COMPACT MATERIAL, SLIGHT TO MEDIUM FISSURING	HEAVY DISINTEGRATION INTO STRATA AND FRAGMENTING, SINGLE FOLIAGES ARE FULL OF CLAYEY MATERIAL, SCHISTOSE INTERCALATIONS	VERY HEAVY DISINTEGRATION INTO STRATA AND FRAGMENTING ON SEVERAL PLANES, FOLIAGES ARE FULL OF CLAYEY MATERIAL	VERY WEATHERED ROCK, FOLDED AND SCHISTOSE, BANDS OF FAULTS, WELL CONSIDERED, SLIGHTLY CONCRETE	COMPLETELY MYCELIZED AND WEATHERED REDUCED TO SCREE, NOT CONSIDERED SLIGHTLY CONCRETE	LOOSE MATERIAL, NON-CONCRETE
CHARACTERISTICS	TAKE AXIAL COMPRESSIVE STRESS σ_1 TO BE GREATER THAN THE TANGENTIAL STRESS σ_2 , PERMANENT CONDITIONS OF EQUILIBRIUM OR GUARANTEED BY MEASURES OF LOCAL PROTECTION	REINFORCEMENT OF THE RING OF LOAD BEARING ROCK IN THE CROWN	THE LIMIT STRENGTH OF THE ROCK IS REACHED AND EXCEEDED AROUND THE CROSS SECTION SUPPORTS AND THE CREATION OF A RING OF LOAD BEARING ROCK ARE NECESSARY	THE TANGENTIAL STRESS EXCEEDS THE STRENGTH OF THE ROCK, THE MATERIAL HAS PLASTIC BEHAVIOUR AND TENDS TO MOVE INTO THE CAVITY REDUCING THE CROSS SECTION, INTERPRETATION OF THE PHENOMENON	SEE CLASS IV	SEE CLASS IV
INFLUENCE OF WATER	NONE	UNIMPORTANT	MAJOR ON THE CAVITY OF THE TUNNEL	FAIR	EVEN STRONG, THE MATERIAL TENDS TO BECOME DAMAGED	SEE CLASS IV
EXCAVATION	FULL FACE	FULL FACE	TOP HEADING AND BENCH	DIVISION OF FACE I - IV	DIVISION OF FACE I - VI	DIVISION OF FACE I - VI
ACTIVE STABILISATION CROSS SECTION TYPES FOR TUNNEL Ø ~ 10.00 m						
ROCK CLASSES	I	II	III	IV	V	VI
CROSS SECTION TYPES						
CHARACTERISTICS	ADVANCE STEP 3.5/4.5 m. LINING Thickness = 10 + 20 + 40 = 70 cm.	ADVANCE STEP 2.5/3.5 m. LOCALLY UNANCHORED ROCK BOLTS L=40 cm. STEEL MESH REINFORCEMENT LINING Thickness = 5 + 5 + 30 = 40 cm.	ADVANCE STEP 1.5/2.5 m. SYSTEMATIC FULLY BONDED ROCK BOLTS L=40 cm. STEEL MESH REINFORCEMENT LINING Thickness = 10 + 10 + 35 = 55 cm.	ADVANCE STEP 1.0/1.6 m. SYSTEMATIC FULLY BONDED ROCK BOLTS L=40 cm. STEEL MESH REINFORCEMENT LINING Thickness = 10 + 15 + 40 = 65 cm. TUNNEL INVERT	ADVANCE STEP 0.8/1.2 m. SYSTEMATIC FULLY BONDED ROCK BOLTS L=40 cm. STEEL MESH REINFORCEMENT LINING Thickness = 10 + 20 + 40 = 70 cm. TUNNEL INVERT Thickness = 0.75 m.	ADVANCE STEP 0.5/1.0 m. SYSTEMATIC FULLY BONDED ROCK BOLTS L=40 cm. STEEL MESH REINFORCEMENT Thickness = 10 + 20 + 50 = 80 cm. TUNNEL INVERT Thickness = 0.85 m.

Tableau IV-19 Évaluation des conditions de déformation - Choix de la méthode NATM

Selon les caractéristique de notre massive rocheux on est dans la classe III instable à très instable donc la méthode d'excavation est « Top heading and bench » qui veut dire Excavation par calotte et stross.

IV.9.2. Raisonnement du choix :

Le plein fouet (Full Face Excavation) est exclu car le diamètre de 11,62 m crée une portée trop grande pour un massif de RMR = 20 la voûte ne peut pas se maintenir le temps de mettre le soutènement en place sur toute la section.

L'excavation en plusieurs galeries (Multiple Headings) est possible mais complexe et lente pour une tranchée ouverte de seulement 63,27 m.

La méthode **Excavation par calotte et stross** est la solution optimale car elle réduit la portée exposée à chaque passe (on n'expose que la demi-section supérieure), permet l'installation immédiate du soutènement de voûte, et autorise le travail simultané en galerie de tête et en banquette avec du matériel standard.

Tableau IV-20 Phasage et exécution.

Phase	Composant	Exécution
PHASE 1 : Portail (Topsoil)	Parois clouées	Excavation par passes de 1,5 m avec clouage (ϕ 25 mm) et béton projeté (150 mm) pour stabiliser le talus d'entrée.
PHASE 2 : Pré-soutènement	Voûte parapluie (FpGcUA)	Installation de tubes acier (ϕ 89 mm) avec injection connectée pour créer une coque protectrice avant l'entrée dans le Flysch.

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

PHASE 3 : Calotte (Top Heading)	3.1 Confinement du front	Tubes en fibre de verre injectés horizontalement pour bloquer l'extrusion (mouvement vers l'avant) du massif.
	3.2 Excavation	Avancement par passes de 1,5 m (demi-section) pour limiter la décompression du terrain péritique.
	3.3 Scellement immédiat	Couche de béton projeté (50 mm) pour éviter l'altération chimique et physique du Flysch à l'air libre.
	3.4 Soutènement lourd	Pose de cintres HEB 180 reposant sur des pieds d'éléphant pour stopper les convergences.
	3.5 Ancrage radial	Boulonnage systématique (ϕ 32 mm) pour solidariser le soutènement au massif rocheux.
	3.6 Revêtement primaire	Application finale de béton projeté (200 mm) noyant complètement les cintres.
PHASE 4 : Stabilisation	Invert provisoire	Fermeture rapide du radier de calotte (5-10 m du front) pour stabiliser les piédroits en zone compressive.
PHASE 5 : Stross (Bench)	Abattage inférieur	Excavation de la partie basse avec un décalage de 15-20 m et prolongement des cintres par des jambes de force.
PHASE 6 : Structure finale	Radier définitif	Coulage du radier en béton armé (400 mm) pour transformer le soutènement en anneau fermé rigide.

IV.10. CONCLUSION :

Le présent chapitre a permis d'établir une démarche cohérente et progressive pour la conception et le prédimensionnement du soutènement provisoire du portail du tunnel T3, en tenant compte des conditions géotechniques défavorables associées aux formations de flysch.

L'analyse géomécanique du massif rocheux, basée sur les classifications RMR, GSI et les recommandations de l'AFTES, a mis en évidence une qualité médiocre à très médiocre du terrain, caractérisée par une faible résistance, une fracturation importante et une sensibilité aux phénomènes de déformation (squeezing). Cette évaluation a conduit à l'adoption d'un soutènement lourd, mis en place de manière précoce et systématique dès l'avancement de l'excavation.

Le croisement des approches empiriques (Bieniawski, Marinos, AFTES) a permis de définir un système de soutènement adapté, combinant béton projeté, cintres métalliques, boulonnage systématique et dispositifs de soutènement du front. Le recours à une voûte parapluie de type FpGcUA a été retenu afin d'assurer la stabilité du front et de limiter les convergences dans une zone caractérisée par la présence d'eau et une perméabilité significative.

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

Le prédimensionnement des différents éléments (béton projeté, cintres HEB 180, boulons d'ancrage et voûte parapluie) a été réalisé conformément aux recommandations normatives (Eurocodes) et aux retours d'expérience en milieux similaires. Par ailleurs, la définition d'un phasage d'excavation adapté, basé sur la méthode NATM avec excavation en calotte et stross, constitue un élément clé pour garantir la stabilité de l'ouvrage durant sa réalisation.

Ainsi, ce chapitre fournit une base solide pour les étapes ultérieures de modélisation numérique et de vérification détaillée, tout en assurant une cohérence entre les conditions du terrain, le choix du soutènement et les méthodes d'exécution retenue

CHAPITRE V : MODELISATION PAR EF 3D

V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente la démarche complète de modélisation numérique tridimensionnelle (3D) par éléments finis du portail intermédiaire du tunnel T3, menée à l'aide du logiciel MIDAS GTS NX, depuis la construction de la géométrie jusqu'à la définition complète des matériaux et des propriétés des éléments de soutènement. Chaque choix de modélisation est justifié par référence aux données géotechniques du Chapitre III et aux éléments de soutènement prédimensionnés au Chapitre IV. L'analyse des résultats, notamment les déplacements du massif, les sollicitations dans le soutènement et la vérification des critères de stabilité, sera présentée au Chapitre VI.

L'objectif principal est de valider, par voie numérique, le dimensionnement du soutènement provisoire défini au Chapitre 4, et d'analyser le comportement élasto-plastique du massif rocheux en Flysch lors de l'excavation séquentielle du portail stabilisé par une voûte en parapluie, des pieux de grand diamètre et une paroi clouée.

V.1.1. Principes de la méthode des éléments finis en géotechnique 3D :

La méthode des éléments finis (MEF) repose sur la discrétisation d'un milieu continu en éléments géométriques simples (tétraèdres, pentaèdres, hexaèdres) interconnectés par des nœuds. L'équation d'équilibre matricielle régissant la résolution s'écrit :

$$[K] \cdot \{u\} = \{F\} \text{ (Équation fondamentale de la MEF)}$$

Où $[K]$ est la matrice de rigidité globale, $\{u\}$ le vecteur des déplacements nodaux inconnus, et $\{F\}$ le vecteur des charges appliquées. La formulation intègre des lois de comportement élasto-plastiques (critère de Mohr-Coulomb) pour simuler le comportement post-élastique du massif rocheux en Flysch.

V.1.2. Spécificités de la modélisation 3D des tunnels en portail

Contrairement à l'analyse 2D en déformation plane, la modélisation 3D est indispensable pour capturer les phénomènes tridimensionnels propres à la zone de portail : l'effet d'arche longitudinal, le déconfinement progressif au front de taille, la transition entre le terrain libre (talus) et la zone confinée (tunnel), ainsi que l'interaction spatiale des pieux, de la voûte en parapluie et des cintres.

V.2. PRESENTATION DU LOGICIEL MIDAS GTS NX:

MIDAS GTS NX (Geotechnical and Tunnel analysis System - Next Generation) est un logiciel de calcul par éléments finis tridimensionnels développé par MIDAS IT et spécifiquement conçu pour l'ingénierie géotechnique et la mécanique des roches souterraines. Il intègre nativement les critères de comportement des géomatériaux les plus courants en géotechnique des tunnels : Mohr-Coulomb, Hoek-Brown généralisé, Drucker-Prager et propose un environnement de modélisation séquentielle par phases de construction qui reproduit fidèlement les protocoles d'exécution de la méthode NATM.

V.3. DEMARCHE DE MODELISATION

Vu que l'ouvrage visé dans ce chapitre est combiné de plusieurs ouvrages géotechnique, qui ont suivies des approches et des méthodes de calculs différentes, trois modèles sont utilisés dans ce chapitre en suivant les recommandations de A. Lees (2016) (qui ont consisté à créer plusieurs modèles qui suivent différentes approches de calcul ou différents états ultimes :

- Modèle qui suit l'approche 03 : c'est-à-dire la pénalisation des paramètres de résistance
- Modèle qui suit l'approche 02*/02 : c'est-à-dire la majoration des effets d'actions/charges et les résistances
- Modèles SRM (Strength Réduction Method) qui suivent l'approche 03

Les figures ci-dessous présentent la démarche préconisée dans ce chapitre et les différents modèles utilisés.

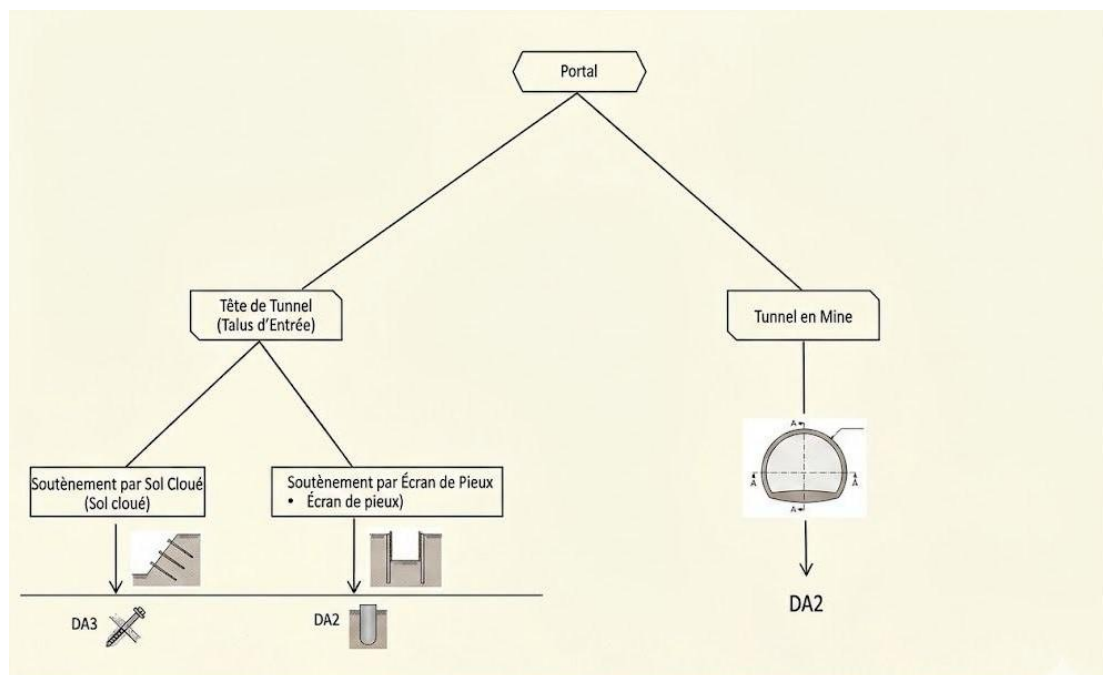


Figure V.1 L'analyse des ouvrages combinés avec différentes approches.

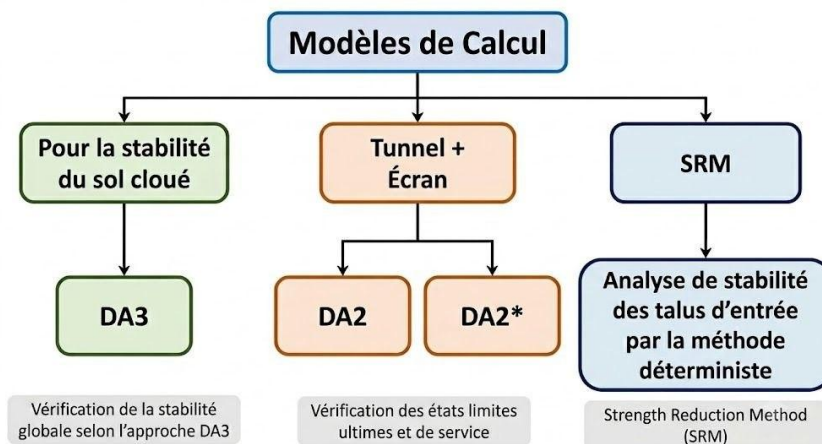


Figure V.2 Organigramme des modèles de calcul utilisés.

V.4. CONSTRUCTION DE LA GEOMETRIE DU MODELE

V.4.1. Import de la topographie et de la géométrie depuis AutoCAD

La première étape de la modélisation a consisté à importer la géométrie réelle du site depuis AutoCAD vers MIDAS GTS NX, via le menu (*File* → *Import* → *DXF/DWG*). Les entités importées sont :

- Le nuage de points de topographie du massif rocheux, issu du relevé in situ au niveau du portail intermédiaire du tunnel T3.
- Le profil géométrique de la section transversale du tunnel, tel que défini dans les plans d'exécution.
- L'axe longitudinal du tunnel, utilisé comme trajectoire d'extrusion pour générer le volume 3D.

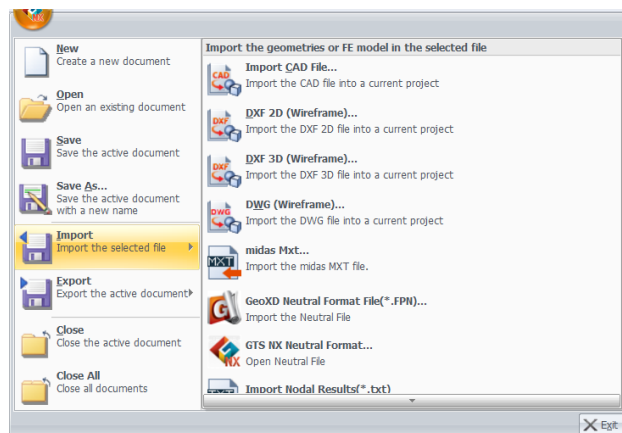


Figure V.3 commandes d'importation Midas GTS.

Une fois importés, les points de topographie ont été raccordés pour former une surface représentant le profil topographique réel du site.

V.4.2. Extrusion des volumes rocheux et du tunnel

À partir des surfaces délimitant les couches géologiques et du profil de tunnel, les volumes 3D ont été générés par extrusion directe selon la direction longitudinale de l'axe du tunnel. Les volumes créés sont;

- Volume du massif généré.
- Volume de la zone portail.
- Volume du tunnel.

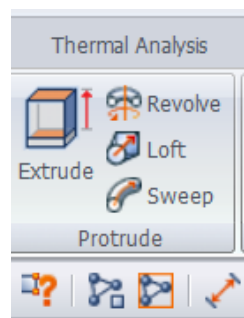


Figure V.4 Commande Extrude

V.4.3. Dimensions du modèle :

Après avoir généré l'état initial du massif rocheux l'étape critique consiste à délimiter avec précision le volume exact de terrain à excaver (la coupure du pré-portail). Cette géométrie ne peut pas être définie de manière arbitraire dans le logiciel ; elle doit répondre aux critères d'équilibre limite de la mécanique des roches pour éviter tout glissement de terrain ou bouloancement du front au démarrage du cycle d'avancement.

Noter que, des vérifications des effets de bords doit être réalisés en phase d'interprétation des résultats.

- Müller (2006) : $\omega = 2D \left[1 + \frac{H}{D} \right]$ $v = 1.3 - 2.2D$
- A.Less (2016) : $\omega = 5D$ $v = 3D$
- Hoek – Brown : $\omega > 4D$ $v > 4D$
- R.Bertuzzi (2020) : $\omega \geq 5D$ $v \geq 5D$

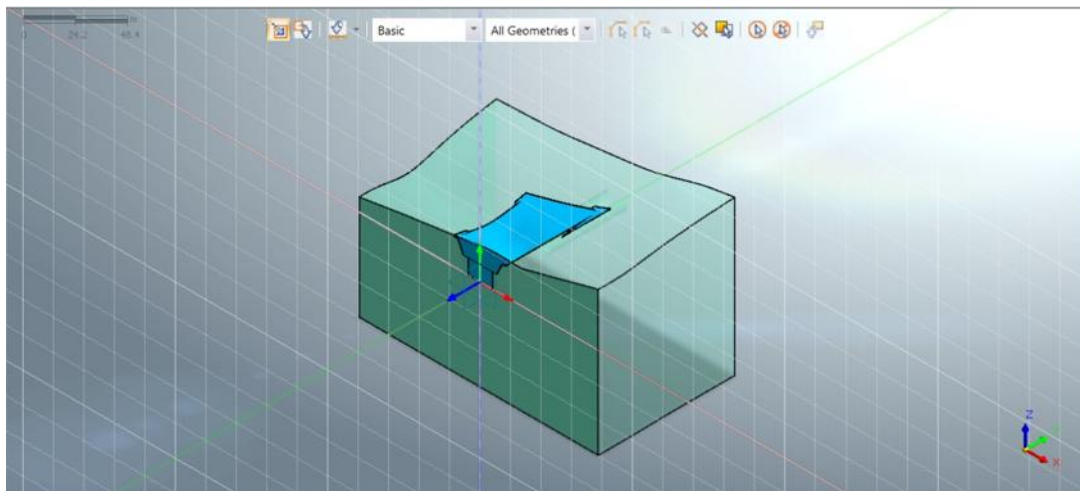


Figure V.5 Géométrie du massif rocheux

Parmi les méthodes empiriques présentées, seule la formule de Muller intègre la hauteur du portail comme paramètre de dimensionnement.

Tableau V-1 dimensions du modèle de calcul.

Formule	ω (m)	v (m)
Müller (2006)	50.86	27.06
A.Less (2016)	61	36.9
Hoek – Brown	49.2	49.2
R.Bertuzzi (2020)	61.5	61.5

V.4.4. Creusement de la section du tunnel:

En utilisant la fonction (**Divide Solid**) le volume du tunnel a été subdivisé longitudinalement en tronçons successifs de 1,00 m correspondant au pas d'avancement retenu pour l'excavation dans chapitre 4. Cette opération permet de créer des frontières géométriques nettes indispensables pour activer et désactiver les volumes de sol lors de la définition des phases de construction (Construction Stages).

Par la suite, une opération de connexion géométrique a été appliquée à l'ensemble des solides du modèle par la fonction (*Auto connect*) afin d'assurer la cohérence des interfaces entre le massif rocheux, le tunnel et le pré-portail. Cette étape garantit que chaque volume soit correctement séparé tout en conservant des surfaces de contact communes.

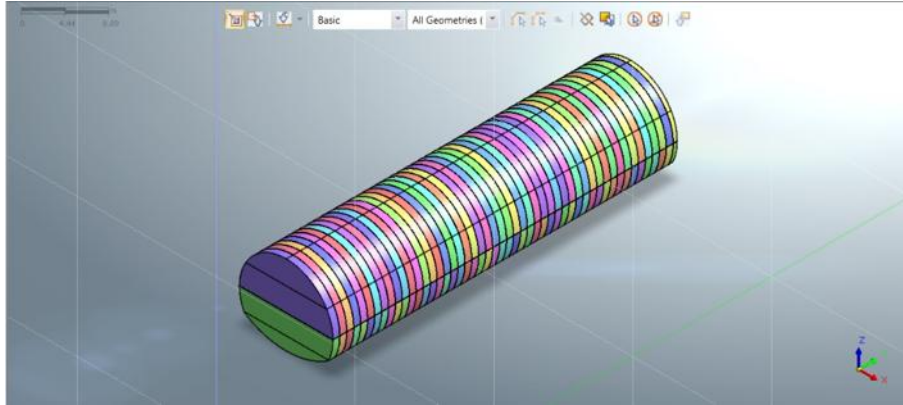


Figure V.6 Forme du tunnel dévisé

V.4.5. Soutènement du portail :

La stabilisation des talus de la niche d'entrée (talus frontal et talus latéraux) constitue une phase critique avant l'attaque de la galerie. En raison des faibles caractéristiques mécaniques de la couverture de flysch altéré, un système de soutènement lourd et composite a été retenu : une paroi clouée (Soil Nail) et un rideau de pieux verticaux pour sécuriser le talus frontal et le front d'attaque.

Les clous et les pieux ont été géométriquement modélisés sous forme d'éléments filaires unidimensionnels :

- **Les clous** : Dessinés comme des lignes inclinées.
- **Les pieux** : Dessinés comme des lignes verticales rigides.

Les caractéristiques mécaniques ont été introduites via les fonctions Material et Property.

L'interaction complexe entre ces éléments structuraux et la matrice rocheuse environnante a été modélisée à l'aide des fonctions avancées **Pile**, **Pile Interface**, et **Pile Tip**.

Ces fonctions seront détaillées après la Modélisation de la voûte parapluie.

V.4.6. Modélisation de la voûte parapluie

Plusieurs méthodes disponibles peuvent utiliser pour modéliser la voute parapluie (voir la figure ci-dessous). L'approche de la zone renforcée a été utilisée dans ce chapitre à cause de leur simplicité et aussi qu'une autre vérification structurale sera ajoutée (Song et al. 2013).

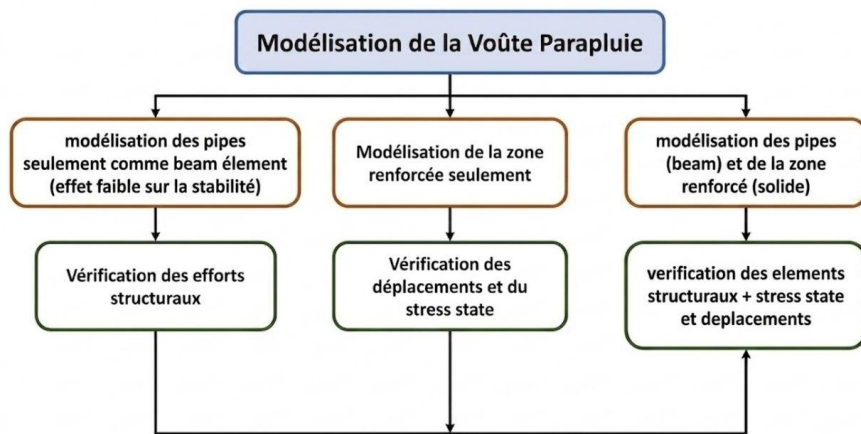


Figure V.7 Méthodes de modélisation de la voûte parapluie

❖ Méthodologie du livre de Hoek :

Le livre de Hoek (Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock) traite d'un tunnel de 12 m de portée à une profondeur d'environ 15 m, dans un massif rocheux de mauvaise qualité. La voûte parapluie (forepole umbrella) y est modélisée comme une **poutre composite (composite beam)** combinant roche, acier et coulis. L'objectif est de déterminer l'épaisseur de cette zone renforcée et ses propriétés équivalentes à utiliser dans le modèle numérique.

V.4.6.1. Données du projet

Tableau V-2 Paramètres géomécaniques du massif.

Paramètre	Valeur	Unité
Indice de résistance géologique GSI	35	/
Constante m_i (Hoek-Brown)	5	/
Résistance de la roche intacte σ_{ci}	2	MPa
Module de déformation E_{rm}	260	MPa
Coefficient de Poisson ν	0,35	/
Poids volumique γ	22	kN/m ³
Couverture (portail)	$\approx 15 - 22$	m

Tableau V-3 Paramètres de la voûte parapluie retenus (Document IV.6.4)

Paramètre	Valeur	Unité
Type de système	FpGcUA	/
Diamètre extérieur tube	89	mm
Diamètre intérieur tube	82.7	
Diamètre du forage (grout hole)	114	mm
Épaisseur de paroi tube (hypothèse)	5	mm
Diamètre intérieur tube	79	mm
Espacement entre tubes	30	cm
Longueur des tubes	12	m
Recouvrement	4	m
Nombre de tubes (voûte)	47	/

Note : L'épaisseur de paroi de 5 mm est une hypothèse standard pour un tube DN89 en acier. Si l'épaisseur réelle est connue, le calcul doit être ajusté en conséquence.

V.4.6.2. Détermination de l'épaisseur de la section (résultat principal)

Le livre de Hoek précise explicitement (Image 6): "the steps in the tunnel roof required to install the forepoles are approximately 0.6 m deep and hence we will consider a rock beam 1 m wide and 0.6 m deep."

V.4.6.3. Epaisseur de la section de la voûte parapluie = 0,40 m

Justification : La profondeur de l'épaulement de 0,40 m est déterminée par la technique d'installation des forepoles dans la couronne du tunnel. Elle représente la hauteur de la zone renforcée composite. Pour un même type de tunnel (12 m de portée) avec la même technique d'installation (tubes forepoles), cette valeur reste identique, indépendamment du diamètre du tube (89 mm vs 114 mm).

V.4.6.4. Calcul des sections transversales (poutre composite 1 m × 0,40 m)

Nombre de tubes par mètre de largeur = 1 m / 0,30 m = 3,333 tubes/m

❖ Section d'acier par tube :

$$A_{\text{acier/tube}} = \pi/4 \times (D_e^2 - D_i^2) = \pi/4 \times (0,089^2 - 0,0764^2)$$

$$A_{\text{acier (pour 1 m de largeur)}} = 0,005450 \text{ m}^2$$

❖ Section de coulis par tube (système FpGcUA — injection continue) :

Le système FpGcUA injecte le coulis à la fois dans le tube ET dans l'espace annulaire (entre tube et forage).

$$\text{Coulis annulaire/tube} = \pi/4 \times (D_{\text{forage}}^2 - D_e^2) = \pi/4 \times (0,114^2 - 0,089^2) = 0,00398 \text{ m}^2$$

$$\text{Coulis intérieur tube/tube} = \pi/4 \times D_i^2 = \pi/4 \times 0,0764^2 = 0,00458 \text{ m}^2$$

$$\text{Acoulis/tube} = 0,003986 + 0,00458 = 0,008566 \text{ m}^2$$

$$\text{Acoulis (pour 1 m de largeur)} = 3,333 \times 0,008566 = 0,02855 \text{ m}^2$$

- ❖ **Section de roche** : = **0.993 m²** (pour les valeurs plus logiques car la section augmente don on calcule dans le milieu)
- ❖ **Section totale** = **1.027 m²**

V.4.6.5. Résistance du massif rocheux originel (formule Mohr-Coulomb)

$$\sigma_{cm_original} = 2c \times \cos\phi / (1 - \sin\phi)$$

V.4.6.6. Calcul de la résistance composite (voûte parapluie)

Tableau V-4 Calcul par moyennes pondérées — Tunnel T3 (Méthode Hoek)

Composante	Aire (m ²)	Résistance (MPa)	Produit (m ² ·MPa)
Roche (GSI=35, c=0,03 MPa, φ=31,56°)	0.993	0,107	0.106
Forepoles acier (fy = 200 MPa)	0,00545	200	1.09
Coulis (annulaire + intérieur, fc = 30 MPa)	0,02855	30	0.8565
SOMME	1.027	-	2.0525

$$\sigma_{cm_composite} = 2.0525 / 1.027 = 2 \text{ MPa}$$

V.4.6.7. Rétro-calcul des propriétés équivalentes de la zone composite

On maintient **GSI = 35** et **mi = 5**. On cherche **σci_équivalent** tel que la résistance du massif donne **σcm_composite = 3.463 MPa**.

- ❖ **Méthode** : Le rapport **c/σci** est constant pour un GSI et mi donnés. Donc :
 1. **Angle de frottement φ_composite = 31,56° (inchangé — les forepoles n'affectent pas φ)**
 2. **σci_composite = σci_original × (σcm_composite / σcm_original)**
 $\sigma_{ci_composite} = 2,43 \times (2 / 0,107) = 45.42 \text{ MPa}$
 3. **Module de déformation E_composite (formule Hoek-Brown, D=0) :**
 $E_composite = \sqrt{(\sigma_{ci}/100) \times 10^{((GSI-10)/40)}} \text{ [GPa]}$
E_composite = 2842 MPa

V.4.7. RÉSUMÉ COMPLET DES PROPRIÉTÉS À SAISIR DANS MIDAS

Les paramètres suivants définissent la zone de la voûte parapluie (composite beam) à modéliser comme une zone de matériau équivalent dans MIDAS GTS NX ou MIDAS Civil.

Tableau V-5 RÉSULTATS FINAUX : Propriétés de la zone voûte parapluie pour MIDAS.

Paramètre	Massif originel (Flysch VI)	Zone voûte parapluie (composite)
Épaisseur de la section de début	—	0,40m
Épaisseur de la section de milieu	—	1.027m
GSI	35	35
mi (Hoek-Brown)	5	5
σ_{ci} (résistance roche intacte)	2,43	45.42MPa
σ_{cm} (résistance du massif)	0,107	2 MPa
Angle de frottement ϕ	31,56	31,56°
Module de déformation E	596	2842 MPa
Coefficient de Poisson ν	0,35	0,25

Note sur ν : Hoek recommande $\nu = 0,25$ pour la zone renforcée (matériau composite plus rigide que la roche seule). Si votre logiciel requiert ν original, conservez 0,35.

Chaque tube de la voûte parapluie est modélisé comme un cylindre creux dont la section varie linéairement entre une hauteur de 0,40 m à l'entrée (point d'ancrage dans le cintre) et 1,25 m à l'extrémité libre (pointe dans le terrain), afin de refléter l'augmentation progressive de la longueur exposée au chargement du terrain. Les tubes sont inclinés à 6° par rapport à l'axe horizontal du tunnel, conformément aux prescriptions d'exécution.

La géométrie complète d'une couronne de voûte parapluie (45 tubes disposés sur 120° autour de la couronne) est dessinée dans AutoCAD, puis extrudée pour obtenir les volumes individuels des tubes. La couronne entière est ensuite copiée et translatée le long de l'axe du tunnel tous les 3 m (correspondant au recouvrement minimal entre passes successives), produisant automatiquement les couronnes de tubes pour l'ensemble de la zone des portails.

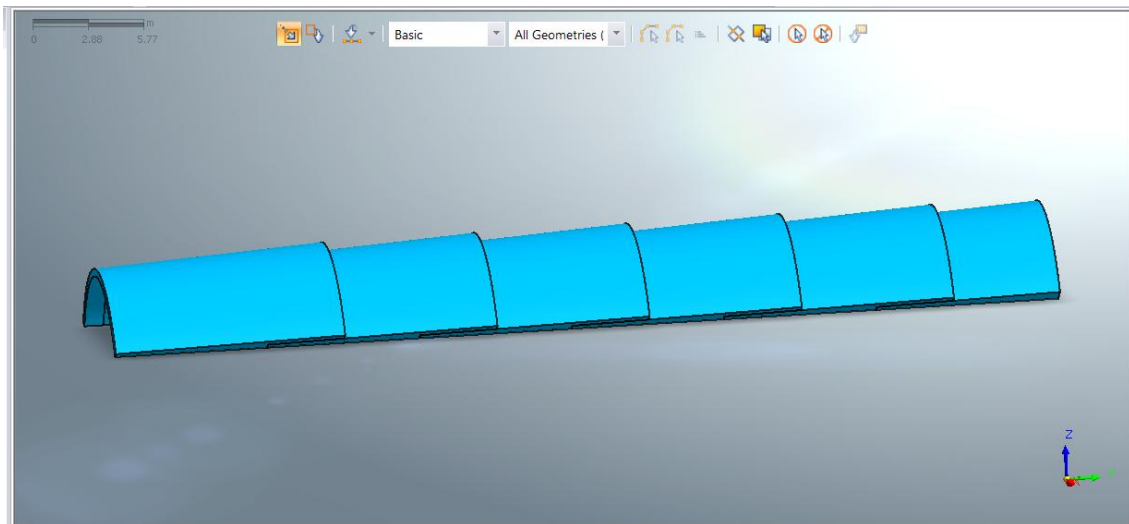


Figure V.8 Modèle géométrique de la voute parapluie.

V.5. DÉFINITION DES MATÉRIAUX (MATERIAL) ET PROPRIÉTÉS (PROPERTY)

Dans MIDAS GTS NX, la définition des matériaux constitue la première étape de la caractérisation mécanique du modèle. Chaque matériau est défini indépendamment de la géométrie et est ensuite associé à un ou plusieurs groupes d'éléments lors de la définition des propriétés. Cette séparation entre matériau et propriété est fondamentale dans MIDAS GTS NX et permet de modifier les caractéristiques d'un matériau sans avoir à redéfinir la géométrie ou le maillage.

- ❖ **Material:** Définit les lois de comportement constitutives intrinsèques des milieux continus (Hoek et Brown généralisé pour le flysch, Mohr-Coulomb pour le top soil, élastique linéaire pour les structures métalliques et le béton).

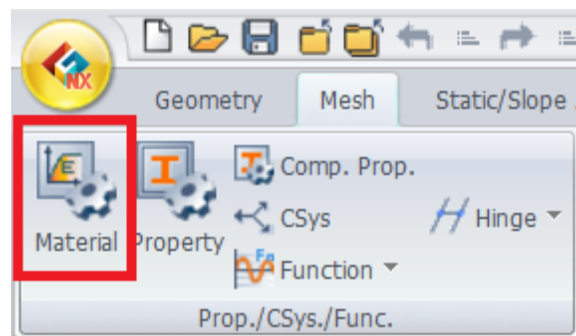


Figure V.9 Command Material

- ❖ **Property:** définit la formulation géométrique et l'intégration numérique des éléments de calcul (1D Beam/Truss, 2D Shell, 3D Solid).

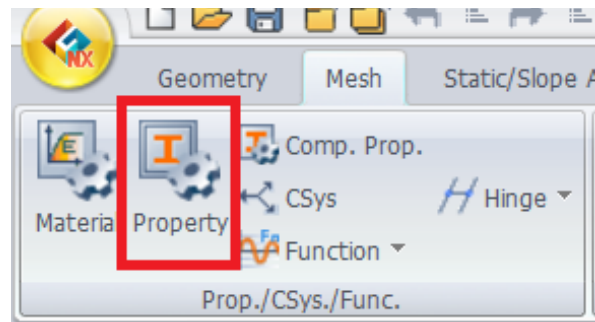


Figure V.10 Command property

V.5.1. Flysch Classe VI - Loi de Hoek-Brown Généralisée :

Le massif Flysch Classe VI est le matériau dominant dans la zone des portails, identifié par la classification GSI-Flysch de Marinos (2019) sur la base des sondages (Chapitre 3). Son comportement est régi par le critère de rupture de **Hoek-Brown Généralisé**, qui intègre directement les paramètres de la classification géomécanique.

Dans MIDAS GTS NX, la loi de Hoek-Brown est sélectionnée via: **Create** → **Isotropic** → **Model Type** → **Generalized Hoek-Brown**. Les paramètres à renseigner sont les suivants:

Figure V.11 Material Flysch.

Tableau V-6 Paramètres matériau Flysch Classe VI dans MIDAS GTS NX.

Paramètre	Valeur	Unité	Source
Poids volumique γ	22	kN/m ³	Essais laboratoire
Module de Young initial E	260	MPa	Hoek & Diederichs (2006)
Coefficient de Poisson v	0,30	—	Littérature flysch
Résistance compression intacte σ_{ci}	2	MPa	Table 2 Marinos (2019)
Paramètre Hoek-Brown mi	5	—	Table 4 Marinos (2019)
Indice de qualité GSI	35	—	Classification + pénalisation

Facteur de perturbation D	0	—	Excavation mécanique
Paramètre mb (calculé) m_b	0,491	—	Critère H-B 2002
Paramètre s (calculé) s	0,0007	—	Critère H-B 2002
Paramètre a (calculé) a	0,516	—	Critère H-B 2002

V.5.2. Topsoil - Loi de Mohr-Coulomb:

Le Topsoil constitue la couche superficielle altérée recouvrant le massif flysch sur une épaisseur variable de 2 à 6 m. Son comportement, assimilable à celui d'un sol argileux raide, est gouverné par le critère de **Mohr-Coulomb**, dont les paramètres sont directement issus des essais.

Material dialog box for Top Soil. ID: 19, Name: Top Soil, Color: cyan. Model Type: Mohr-Coulomb. Parameters: Cohesion(C) = 12 kN/m², Inc. of Cohesion = 0 kN/m³, Inc. of Cohesion Ref. Height = 0 m, Frictional Angle(Φ) = 28 [deg].

Figure V.12 Material Top soil.

Tableau V-7 Paramètres matériau Topsoil dans MIDAS GTS NX.

Paramètre	Valeur	Unité	Source
Poids volumique γ	20	kN/m ³	Essais de densité
Module de Young E	12	MPa	Essais pressiométriques
Coefficient de Poisson ν	0,35	—	Argile — Eurocode 7
Cohésion c'	12	kPa	Essais cisaillement DEX
Angle de frottement ϕ'	24	°	Essais cisaillement DEX
Angle de dilatance ψ	0	°	Argile — non dilatante

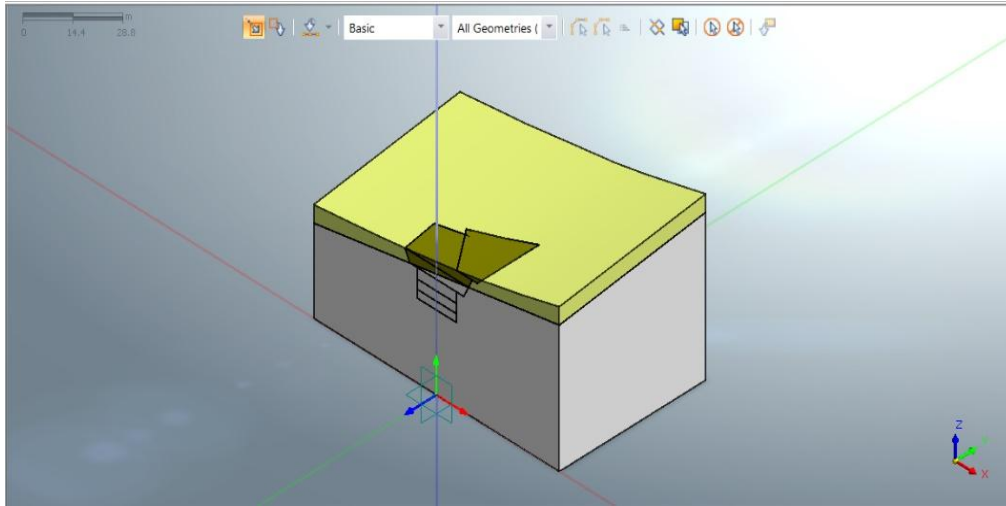


Figure V.13 Forme Flysch + Top soil dévisé

V.5.3. Béton projeté + Cintres HEB 180 - Section équivalente élastique :

Le soutènement du tunnel est un soutènement composite hétérogène constitué de deux matériaux mécaniquement très différents : les cintres HEB 180 en acier S275 et le béton projeté C30/37.

La section équivalente est définie par un module de Young équivalent E_{eq} et une épaisseur équivalente t_{eq} , avant de pouvoir l'intégrer dans le modèle.

La méthode d'homogénéisation utilisée est celle proposée par **Carranza-Torres & Diederichs (2009)**, qui consiste à calculer la section équivalente homogène présentant les mêmes rigidités en compression axiale et en flexion que le soutènement composite réel.

❖ Fondement théorique de la section équivalente :

Le comportement mécanique d'une section de soutènement est caractérisé par deux paramètres fondamentaux :

La **compressibilité D** gouverne la résistance à l'effort normal :

$$D = \frac{E \cdot A}{1 - \nu^2}$$

La **flexibilité K** gouverne la résistance au moment fléchissant :

$$K = \frac{E \cdot I}{1 - \nu^2}$$

Pour un soutènement composite comportant n unités du matériau 1 (cintres HEB 180) réparties sur une largeur b du matériau 2 (béton projeté), l'épaisseur équivalente est donnée par

$$t_{eq} = \sqrt{\left(12 \times \frac{K_1 + K_2}{D_1 + D_2}\right)}$$

Et le module de Young équivalent par :

$$E_{eq} = \frac{n \times (D_1 + D_2)}{b \times t_{eq}}$$

Ces deux paramètres constituent les seules entrées nécessaires pour définir le matériau de la coque équivalente dans MIDAS GTS NX.

❖ Données d'entrée de l'homogénéisation:

Les propriétés mécaniques des deux composantes sont définies conformément aux prescriptions de l'Eurocode 2 pour le béton et de l'Eurocode 3 pour l'acier :

Tableau V-8 Cintre HEB 180 (Matériau 1).

Propriété	Valeur
Module de Young E_1	200 000 MPa
Hauteur de section t_s	180 mm
Coefficient de Poisson ν_1	0,30
Aire de section A_1	$6,53 \times 10^{-3} \text{ m}^2$
Moment d'inertie I_1	$3,831 \times 10^{-5} \text{ m}^4$
Espacement entre cintres s	0,75 m

Tableau V-9 Béton projeté C30/37 - Section nette (Matériau 2) :

Propriété	Valeur
Module de Young E_2	Variable
Epaisseur t_c	300 mm
Coefficient de Poisson ν_2	0,20
Aire de section A_2	-
Moment d'inertie I_2	-
Largeur b	1 m
Nombre de cintres par largeur $n = \frac{b}{s}$	1.333

Le béton projeté occupe l'espace entre les cintres. Sa section nette s'obtient en déduisant l'emprise des cintres de la section brute de béton :

$$A_2 = \frac{1}{n} \times b \times tc - A_1$$

$$A_2 = 0.218 \text{ m}^2$$

De même principe l'inertie est :

$$I_2 = \frac{1}{n} \times \frac{b \times t_2^3}{12} - I_1$$

$$I_2 = 1.64919 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul des propriétés de la section équivalente - Cintre HEB 180 :**

Les compressibilités et flexibilités du cintre HEB 180 sont indépendantes de l'âge du béton et restent constantes:

$$D_1 = 1.435 \times 10^3 \text{ MN}$$

$$K_1 = 8.42 \text{ MN.m}$$

❖ **Évolution de la section équivalente en fonction de l'âge du béton:**

Un aspect original de cette modélisation est la prise en compte de l'**évolution des propriétés du béton projeté au cours du temps**. En effet, le béton projeté mis en place immédiatement après l'excavation n'atteint pas instantanément ses propriétés à 28 jours. Son module de Young augmente progressivement selon la courbe de maturation du béton. Reproduire cette évolution dans le modèle permet de simuler fidèlement le comportement réel du soutènement au voisinage du front de taille, phase durant laquelle les déformations du massif sont les plus importantes.

Le module de Young du béton projeté est estimé pour quatre âges caractéristiques, conformément à la relation de maturation de l'EN 1992-1-1 :

Pour chaque âge, les paramètres D_2 , K_2 , puis t_{eq} et E_{eq} sont calculés selon le processus décrit en section V.4.5.2. Les calculs numériques complets sont présentés ci-après pour chaque âge :

Tableau V-10 Synthèse de l'évolution de la section équivalente en fonction de l'âge.

Âge	E_2 (MPa)	D_2 (MN/m)	K_2 (MN.m)	t_{eq} (m)	E_{eq} (MPa)
1 jour	17 373	3953,62	29,84	0,291	24 614
3 jours	22 977	5228,95	39,47	0,293	30 257
7 jours	26 216	5966,05	45,04	0,294	33 519
28 jours	29 707	6760,5	51,03	0,295	37 037

$$E_c = 3.86 \times F_c^{0,6} \dots \dots \dots \text{Chang, Y. et Stille, H. (1993)}$$

On observe que l'épaisseur équivalente augmente légèrement avec l'âge (de 291 mm à 295 mm) tandis que le module équivalent augmente très significativement (d'un facteur 1.5 entre 1

jour et 28 jours). Cette évolution justifie pleinement de définir **quatre matériaux distincts** correspondant aux quatre âges, chacun activé dans la phase de calcul appropriée.

Chacun de ces quatre matériaux est défini via Mesh → Material → Elastic avec les paramètres E_{eq} et $\nu = 0,20$ correspondants.

The screenshot shows the 'Material' dialog box with the following settings:

- ID: 15
- Name: Béton et cintre 1jr
- Color: Green
- Model Type: Elastic
- Structure: ☒
- General tab selected
- Elastic Modulus(E): 24047830 kN/m²
- Inc. of Elastic Modulus: 0 kN/m³
- Inc. of Elastic Modulus Ref. Height: 0 m
- Poisson's Ratio(ν): 0.2
- Unit Weight(γ): 25 kN/m³

Figure V.14 Béton et cintre homogénéisé

V.5.4. Matériau des Clous :

Pour le soutènement des talus latéraux de la niche du portail, le système de clouage a été modélisé en introduisant avec précision les propriétés physiques et géométriques réelles des barres d'acier d'ancrage.

❖ Définition du Matériau (Material):

Le comportement des clous est régi par une loi élasto-plastique basée sur les caractéristiques de l'acier de nuance **S275**. Les paramètres mécaniques fondamentaux saisis dans le logiciel sont

- **Module d'élasticité (Young) (E) : 210 GPa**
- **Coefficient de Poisson (ν) : 0.3**
- **Poids volumique (γ): 78.5 kN/m³**

The screenshot shows the 'Material' dialog box with the following settings:

- ID: 14
- Name: Acier
- Color: Yellow
- Model Type: Elastic
- Structure: ☒
- General tab selected
- Elastic Modulus(E): 210000000 kN/m²
- Inc. of Elastic Modulus: 0 kN/m³
- Inc. of Elastic Modulus Ref. Height: 0 m
- Poisson's Ratio(ν): 0.3
- Unit Weight(γ): 78.5 kN/m³

Figure V.15 Caractéristique d'acier

V.5.5. Matériau des pieux:

Concernant les matériaux, deux matériaux distincts sont créés :

1. Le premier est le béton des pieux de **classe C30/37** avec les propriétés suivantes :

The screenshot shows the 'Material' dialog box for a material named 'Béton pieux 28jr' (ID 12). The 'Model Type' is set to 'Elastic'. The 'General' tab is active, showing the following properties:

Property	Value	Unit
Elastic Modulus(E)	30000000	kN/m²
Inc. of Elastic Modulus	0	kN/m³
Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0	m
Poisson's Ratio(v)	0.2	
Unit Weight(γ)	25	kN/m³

Figure V.16 Caractéristique du béton.

2. Le second est un élément **Interface- Pile**, qui modélise l'interaction sol-pieux nécessitant trois paramètres d'interaction :

- ❖ **La rigidité tangentielle** : représente la rigidité tangentielle à l'interface sol-pieu. Il contrôle la résistance au glissement relatif entre le fût du pieu et le sol environnant. Plus K_t est élevé, plus l'interface est rigide en cisaillement et moins le pieu glisse par rapport au sol.

The screenshot shows the 'Material' dialog box for a material named 'Pile' (ID 13). The 'Model Type' is set to 'Pile'. The 'General' tab is active, showing the following properties:

Property	Value	Unit
Ultimate Shear Force	70000	kN/m²
Shear Stiffness Modulus(K_t)	1768846	kN/m³
Function	Setting	
Normal Stiffness Modulus(K_n)	194568	kN/m³
Consider Elastic Zone	☒	

Figure V.17 Paramètres d'interaction sol pieux

$$K_t = \frac{G}{L \times t_v}$$

- ❖ **La rigidité normale** : représente la rigidité normale à l'interface sol-pieu. Il contrôle la résistance à la séparation ou à l'interpénétration entre le pieu et le sol dans la direction perpendiculaire à la surface de contact.
- ❖ **La rigidité tangentielle** : représente la rigidité tangentielle à l'interface sol-pieu. Il contrôle la résistance au glissement relatif entre le fût du pieu et le sol environnant. Plus K_t est élevé, plus l'interface est rigide en cisaillement et moins le pieu glisse par rapport au sol.

$$K_t = \frac{G}{L \times t_v}$$

- ❖ **La rigidité normale** : représente la rigidité normale à l'interface sol-pieu. Il contrôle la résistance à la séparation ou à l'interpénétration entre le pieu et le sol dans la direction perpendiculaire à la surface de contact.

$$K_n = \frac{E_{oed}}{L \times t_v} \quad \text{Où } E_{oed} = 2G \times \frac{(1-v_{int})}{(1-2v_{int})}$$

Pris de : « A Comparison Study: Estimating the Axial Micropiles Capacity Using Current Practices »

- ❖ **La résistance ultime au cisaillement** : $Q_u = \alpha_{bond} \times \pi \times D_b \times L_b$

α_{bond} : Résistance ultime grout-sol

Pris de « FHWA Micropile Design and Construction (2005 version) »

V.6. DEFINITION DES PROPRIETES (PROPERTIES) :

Après avoir créé les différents matériaux, la fonction Property de Midas GTS NX a été configurée pour attribuer à chaque élément sa géométrie réelle et son type de comportement structural

V.6.1. Propriété des Pieux :

Trois propriétés sont définies et correspondent chacune à un rôle précis dans la modélisation.

1. La première est un élément **1D Beam** de section circulaire de diamètre **0,8 m**, auquel on associe le matériau béton C30/37 défini précédemment : cet élément représente le corps structural du pieu.

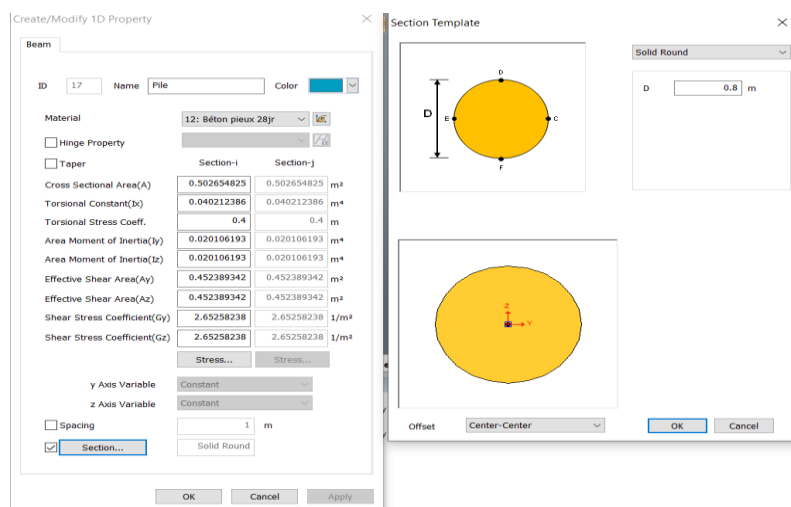


Figure V.18 Géométrie des pieux

2. La deuxième est un élément **1D Pile (Interface)**, qui fait appel au matériau « Pile » défini précédemment et qui modélise l'interaction mécanique entre pieu et le sol environnant, en intégrant les paramètres K_t , K_n et la résistance ultime au cisaillement.
3. La troisième est un élément Pile Tip, crée via le chemin **Create** → **Other** → **Pile Tip**, qui représente la résistance en pointe du pieu avec:

❖ **Charge limite en pointe** (tip bearing capacity) : $Q_p = A_p \times q_p$

Avec : $q_p = \gamma \times D \times N_{qMax} + C \times N_{cMax}$

❖ **Rigidité de ressort en pointe** (tip spring stiffness)

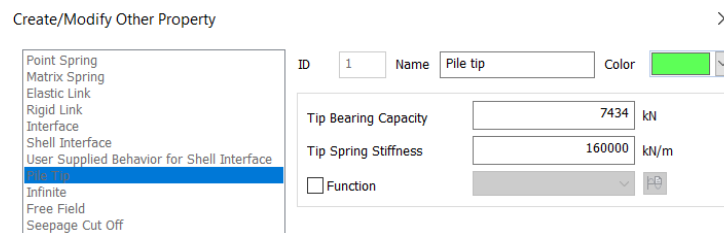


Figure V.19 Pile Tip

V.6.2. Propriété 2D Shell : Béton projeté + Cintres HEB 180

L'anneau de soutènement du tunnel, constitué du béton projeté et des cintres HEB 180 homogénéisés en section équivalente, est discrétisé par des éléments de coque 2D (Shell). Ces éléments sont définis via **Property** → **2D** → **Shell**.

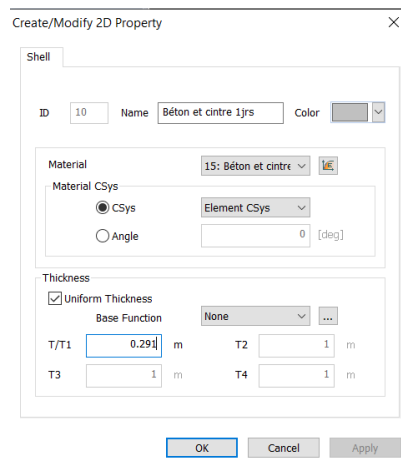


Figure V.20 Eppaisseur équivalent cintre et béton.

L'activation successive de ces propriétés dans les phases de calcul NATM permet de reproduire fidèlement la maturation progressive du béton projeté et son influence sur les sollicitations dans le soutènement.

V.6.3. Propriété de clous :

Les clous ont été définis comme des éléments unidimensionnels de type **1D Embedded Truss**

1. Ce choix d'élément de structure présente deux avantages majeurs pour la simulation
 - **Comportement en Barre (Truss)** : L'élément ne transmet et ne reprend que les efforts axiaux de traction, reproduisant fidèlement le rôle d'un clou métallique qui s'oppose au glissement des blocs de flysch par mobilisation de sa résistance en traction.
 - **Technologie Encastrée (Embedded)** : Cette option logicielle avancée permet d'insérer les lignes des clous de manière indépendante à travers le maillage 3D du massif rocheux. Le solveur de *Midas GTS NX* calcule automatiquement les interactions cinématiques et assure la liaison mécanique parfaite entre le clou et les éléments volumiques de la roche environnante sans imposer une coïncidence stricte et lourde des nœuds géométriques lors du maillage.
2. La section géométrique affectée à cette propriété correspond à un diamètre de **25mm**.

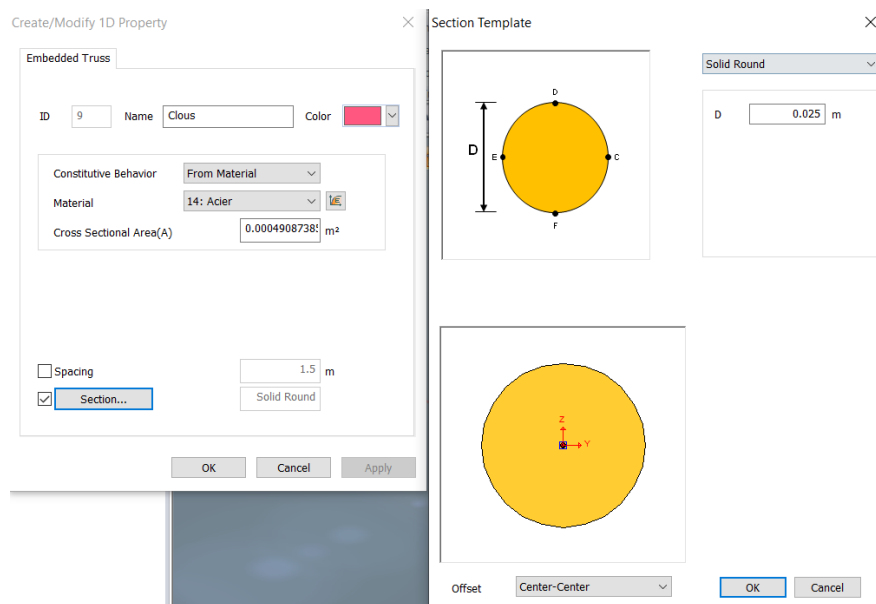


Figure V.21 Diamètre des clous.

V.7. MAILLAGE:

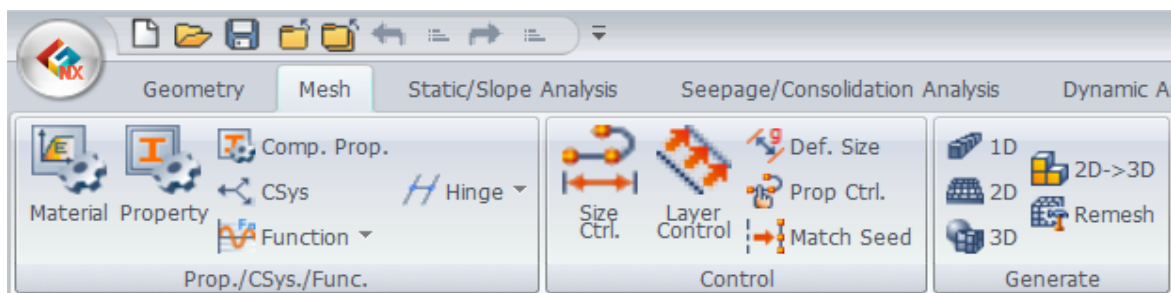


Figure V.22 Barre de maillage.

Le maillage est l'étape de discrétisation du modèle géométrique en éléments finis. Chaque entité géométrique (volume, surface, ligne) reçoit un type d'élément et une taille de maille adaptés à son rôle dans le modèle.

La règle fondamentale est: **plus la zone est critique mécaniquement, plus le maillage doit être fin.**

Dans MIDAS GTS NX, le maillage se génère via le menu **Mesh** → **Generate Mesh**, en sélectionnant chaque entité et en lui assignant sa propriété (Property) et sa taille d'élément.

V.7.1. Maillage des couches géologiques (Top Soil et Flysch):

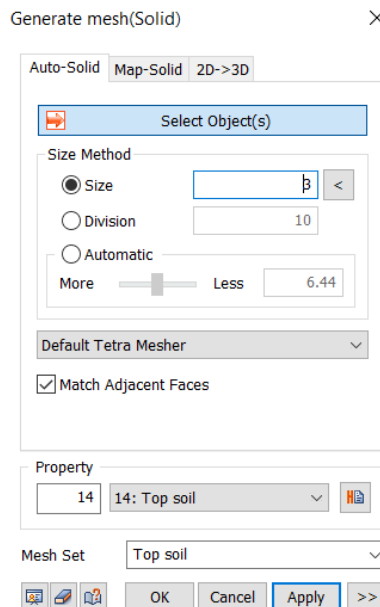


Figure V.23 Maillage Top soil.

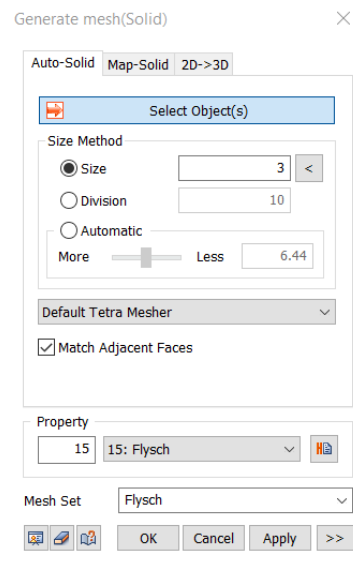


Figure V.24 Maillage Flysch

NB: La nomenclature des ensembles de maillage (Mesh Sets) est très importante. En effet, ces noms sont directement utilisés lors du phasage pour gérer les étapes d'activation et de désactivation des éléments au cours du calcul.

V.7.2. Maillage de la voûte parapluie:

La voûte parapluie préconsolidée le terrain au-dessus du front avant excavation. Un maillage plus fin (2 m) est justifié par la sensibilité de cet élément aux concentrations de contraintes en tête et en pied de tube.

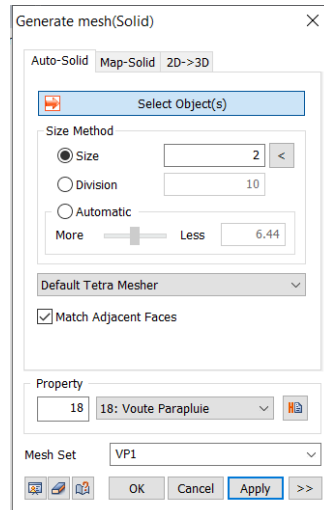


Figure V.25 Maillage de Voûte parapluie.

V.7.3. Maillage de la calotte et stross:

Après le maillage de la calotte et du stross, les éléments obtenus reçoivent automatiquement une numérotation aléatoire qui ne correspond pas à l'ordre réel d'avancement du creusement. Pour faciliter la définition des phases de construction, la fonction Rename a été utilisée afin de renuméroter les éléments suivant l'axe longitudinal du tunnel (axe Y). Cette opération permet d'obtenir une numérotation progressive.

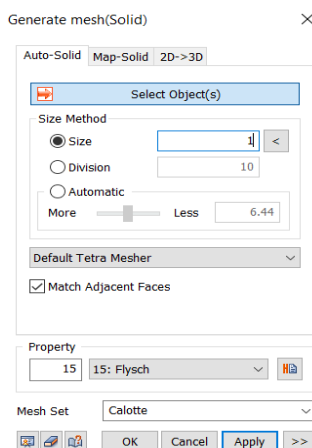


Figure V.26 Maillage Calotte.

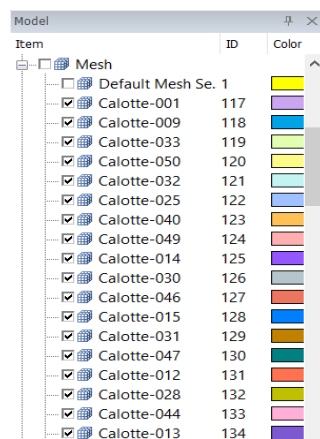


Figure V.27 Liste d'ordre.

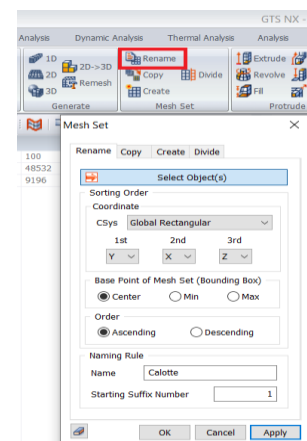


Figure V.28 Commande rename

V.7.4. Maillage des niveaux du portail:

- ❖ **Type d'élément:** éléments surfaciques 2D Shell pour le béton projeté des talus, éléments 1D Embedded Truss pour les boulons.

- ❖ **Commande** : Generate 2D Mesh Automatically pour les talus, Generate 1D Mesh Automatically pour les boulons.
- ❖ **Taille de maille** : **3 m** pour les surfaces de béton projeté des talus du portail.
- ❖ **Procédure** :
 - Sélectionner chaque face de talus (talus frontal inférieur, talus frontal supérieur, talus latéraux gauche et droit).
 - Assigner la propriété Shell avec les caractéristiques du béton projeté.
 - Mailler avec taille = **3**.
 - Pour les boulons inclinés des talus : sélectionner les lignes correspondantes, assigner la propriété Embedded Truss, mailler avec une taille compatible.
- ❖ **Rôle** : le portail est la zone la plus exposée mécaniquement (interface terrain naturel / excavation). Le maillage des talus permet d'évaluer les déplacements et les efforts dans le béton projeté et les boulons lors des phases de terrassement.

V.7.5. Maillage des pieux:

- ❖ **Éléments 1D Beam (corps du pieu):**
 - Commande : Generate 1D Mesh Automatically.
 - Sélectionner les lignes représentant l'axe de chaque pieu.
 - Assigner la propriété 1D Beam (section circulaire Ø0,8 m, béton C30/37).
 - Taille de maille : 1 m le long du pieu pour une bonne résolution des efforts.
- ❖ **Éléments Pile Interface :**
 - Commande : Mesh → Generate 1D Mesh Automatically sur les mêmes lignes que les Beam.
 - Assigner la propriété Pile (Interface) avec $K_t = 1\,768\,846\text{ kN/m}^3$, $K_n = 194\,568\text{ kN/m}^3$, $Q_u = 70\,000\text{ kN}$.
 - Ces éléments sont superposés aux éléments Beam et assurent la modélisation de l'interaction sol-pieu.
- ❖ **Éléments Pile Tip (pointe) :**
 - Créer un nœud unique au bas de chaque pieu.
 - Assigner la propriété Pile Tip avec $Q_b = 6\,522\text{ kN}$ et tip spring stiffness = $160\,000\text{ kN/m}$.
 - Cet élément ponctuel simule la résistance de pointe du pieu.

V.8. CONDITIONS AUX LIMITES (BOUNDARY CONDITIONS):

Afin de reproduire le comportement réel du massif rocheux, des conditions aux limites ont été appliquées sur les frontières externes du modèle numérique. Ces conditions permettent d'éviter les mouvements rigides du massif tout en autorisant les déformations naturelles induites par le creusement du tunnel.

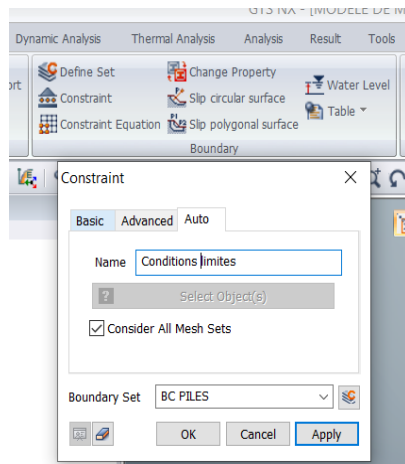


Figure V.29 Conditions limites.

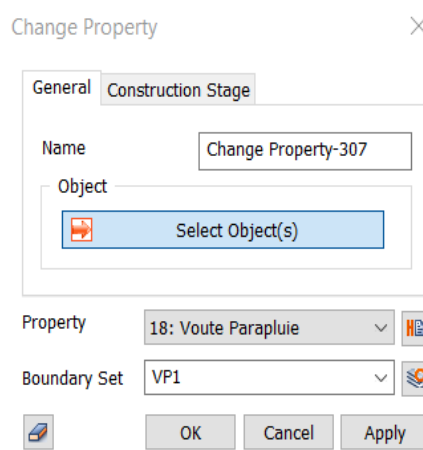


Figure V.30 Change property VP

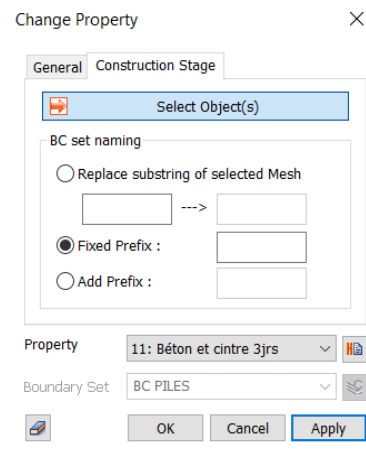


Figure V.31 Change property Béton cintre.

Initialement, les volumes de la calotte et du stross possèdent les propriétés mécaniques du massif rocheux encaissant (*Flysch*). Lors de l'excavation, ces éléments solides sont désactivés, et le soutènement primaire en béton projeté-cintre (modélisé par des éléments surfaciques) est activé. Pour traduire l'augmentation du module d'élasticité du béton à court, moyen et long terme, la fonction dédiée **Change Property - Construction Stage** a été configurée. Contrairement à une modification générale, cette option permet de modifier la propriété d'un élément en fonction du temps de calcul. Les caractéristiques de la section équivalente béton-cintre ont ainsi été substituées de manière séquentielle pour la calotte et le stross de façon indépendante, suivant trois paliers de cure :

- **Béton à 3 jours (Shell 3j) :** Rigidité initiale pour supporter les premières déformations à court terme après le front.
 - **Béton à 7 jours (Shell 7j) :** Rigidité intermédiaire au cours du déphasage de l'avancement.
 - **Béton à 28 jours (Shell 28j) :** Résistance nominale finale assurant la stabilité à long terme de la section excavée.
- ❖ **Activation du pré-soutènement (Commande Change Property - General) :** Pour la voûte parapluie, les propriétés de l'écran composite homogénéisé ne dépendent pas d'un processus de cure étalé sur le temps de calcul au même titre que le béton projeté. La commande **Change Property - General** a donc été appliquée. Cette fonction permet d'affecter directement et instantanément la propriété spécifique de la voûte (préalablement définie dans l'onglet Property) dès sa phase d'activation géométrique en couronne, garantissant son rôle d'écran protecteur rigide avant l'attaque de la calotte.

- ❖ **Conditions aux limites spatiales (Commande Constraint - Auto) :** Pour finaliser l'environnement physique du modèle avant le lancement des phases, les restrictions cinématiques ont été générées via la commande **Constraint - Auto**. En sélectionnant les ensembles géométriques du domaine (Flysch et Top Soil), le logiciel applique automatiquement les conditions d'encastrement parfait à la base du modèle ($T_x=T_y=T_z=0$) et les appuis simples sur les parois latérales ($T_x=0$ ou $T_y=0$), laissant la surface du sol naturel libre de simuler la cuvette de tassement.

V.9. PHASES DE CONSTRUCTION (CONSTRUCTION STAGES):

Avant de lancer l'automatisation, la commande Stage Set permet de définir l'enveloppe globale de l'analyse (déclarant un type d'analyse et des contraintes effectives) et de centraliser toutes les sous-étapes à venir dans un dossier d'analyse unique et cohérent.

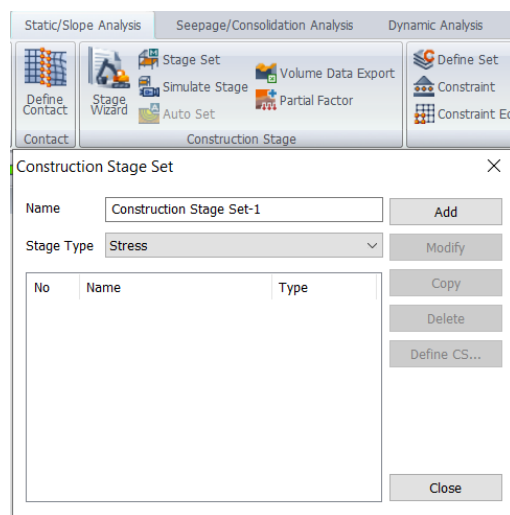


Figure V.32 Stages de construction

V.9.1. Organisation générale du Stage Wizard:

- Aller dans **Static/Slope Analysis** → **Stage Wizard** :
- La fenêtre est divisée en trois zones :
 - ❖ **Element / Boundary / Load** : liste de tous les maillages, conditions aux limites et charges disponibles.
 - ❖ **Set Assignment Rules** : règles d'activation/désactivation automatique pour les séries d'éléments répétitifs.
 - ❖ **Activation Status** : tableau récapitulatif de l'état (actif/inactif) de chaque élément à chaque stage.

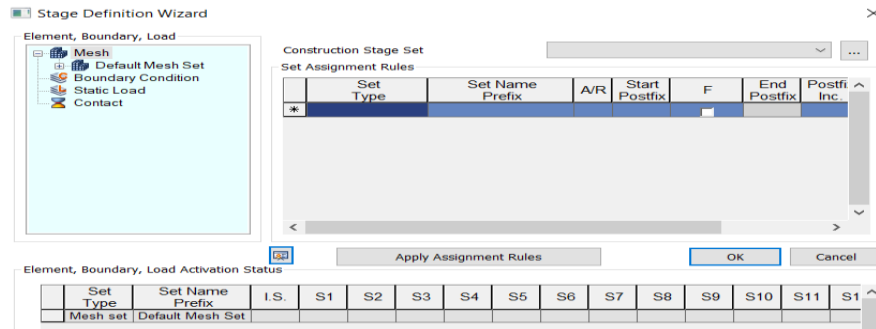


Figure V.33 Stage Wizard

Les stages sont organisés selon la séquence constructive réelle du chantier. Leur structure type est la suivante:

1. Stage 1: État géostatique initial

- Activer : tous les volumes du massif (Flysch + Top Soil) avec leurs propriétés géotechniques.
- Activer : toutes les conditions aux limites.
- Désactiver : tous les éléments structuraux (pieux, soutènements, béton projeté).
- Objectif : établir l'état de contraintes in situ avant tout travail. Les déplacements sont réinitialisés à zéro à la fin de ce stage.

2. Stage 2: Réalisation des pieux

- Activer : éléments 1D Beam des pieux + éléments Pile Interface + Pile Tip.
- Objectif : modéliser la mise en place des pieux avant toute excavation. Les pieux sont actifs dans le massif intact.

3. Stages 3 à 5 : Terrassement et réalisation du portail

- Désactiver : volumes de terre correspondant aux talus du portail (par tranches successives de terrassement).
- Activer : béton projeté des talus (Shell) + boulons inclinés (Embedded Truss) après chaque tranche de terrassement.
- Objectif : simuler l'excavation des talus du portail niveau par niveau et la mise en place immédiate du soutènement.

4. Stages 6 à 9 : Mise en place de la voûte parapluie

- Activer : éléments 1D Embedded Truss de la voûte parapluie (premier parapluie en tête de tunnel).
- Objectif : préconsolider le terrain au-dessus du front avant le premier tir d'abattage.

5. Stages 10 à 113 - Cycle d'excavation NATM (calotte + stross) par passes successives de 1 m

Chaque cycle de 1 m d'avancement comprend les étapes suivantes :

- ❖ **Sous-stage A — Excavation calotte :**
 - Désactiver : volume de la tranche de calotte correspondante (1 m).
 - Objectif : simuler l'abattage de la roche en calotte.
- ❖ **Sous-stage B — Soutènement calotte :**
 - Activer : éléments Shell (béton projeté + cintre équivalent) de la tranche de calotte.
 - Activer : boulons radiaux de la tranche (Embedded Truss).
 - Activer : parapluie suivant si applicable.
 - Objectif : mettre en place le soutènement primaire immédiatement après l'abattage.
- ❖ **Sous-stage C — Excavation stross :**
 - Désactiver : volume de la tranche de stross correspondante.
 - Objectif : abattre la partie inférieure de la section.
- ❖ **Sous-stage D — Soutènement stross et fermeture de l'anneau :**
 - Activer : éléments Shell du stross.
 - Activer : radier (contre-voûte) de la tranche.
 - Objectif : fermer l'anneau de soutènement primaire et stabiliser la section complète.

La répétition de ce cycle sur toute la longueur du tunnel produit la majorité des 114 stages. La commande **Set Assignment Rules** avec les options **Set Name Prefix**, **Start Postfix**, **End Postfix** et **Stage Inc** permet d'automatiser cette répétition sans devoir remplir manuellement chaque ligne du tableau d'activation.

- Modèle final :

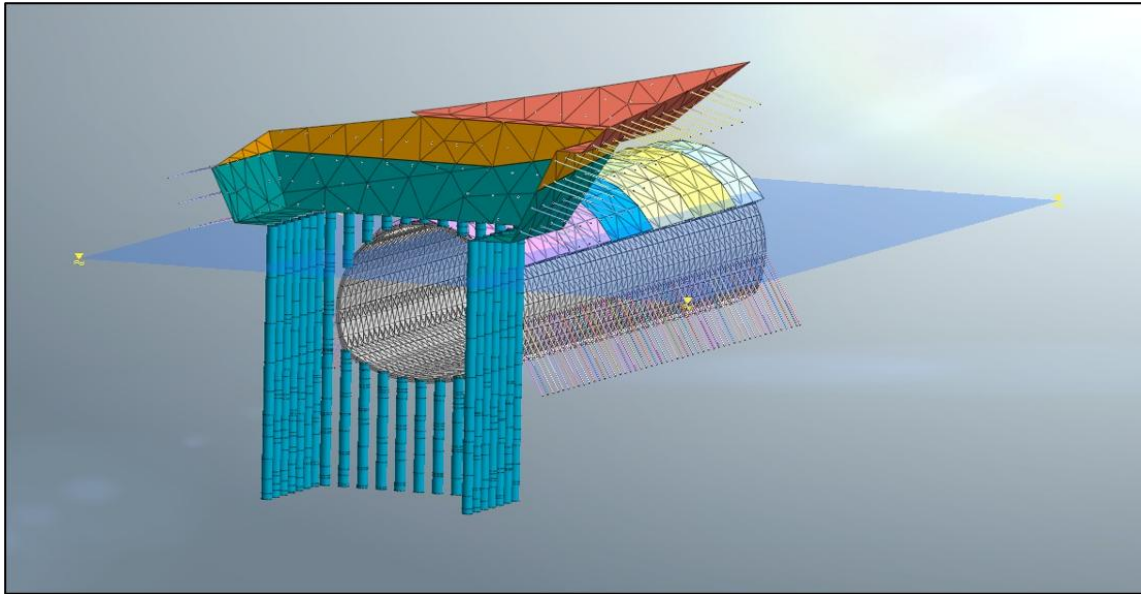


Figure V.34 Modèle final du Portail intermédiaire

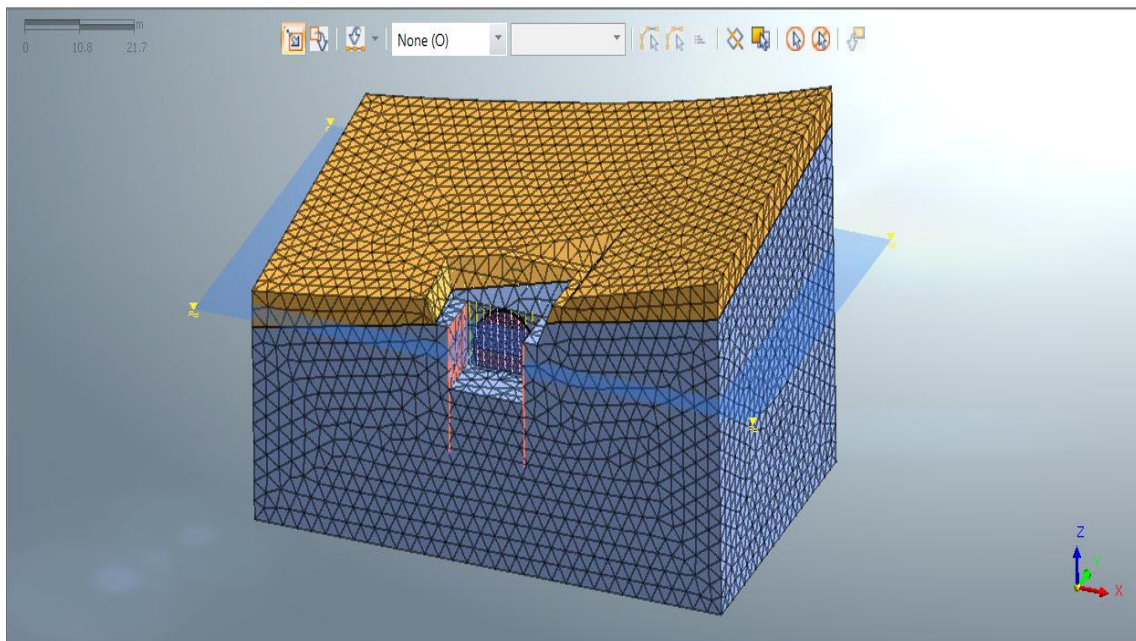


Figure V.35 Modèle final

V.10. ANALYSE DES RESULTATS :

Les résultats obtenus sont présentés dans cette section, puis vérifiés dans le chapitre suivant.

❖ Déplacement :

Des différents stages sont pris:

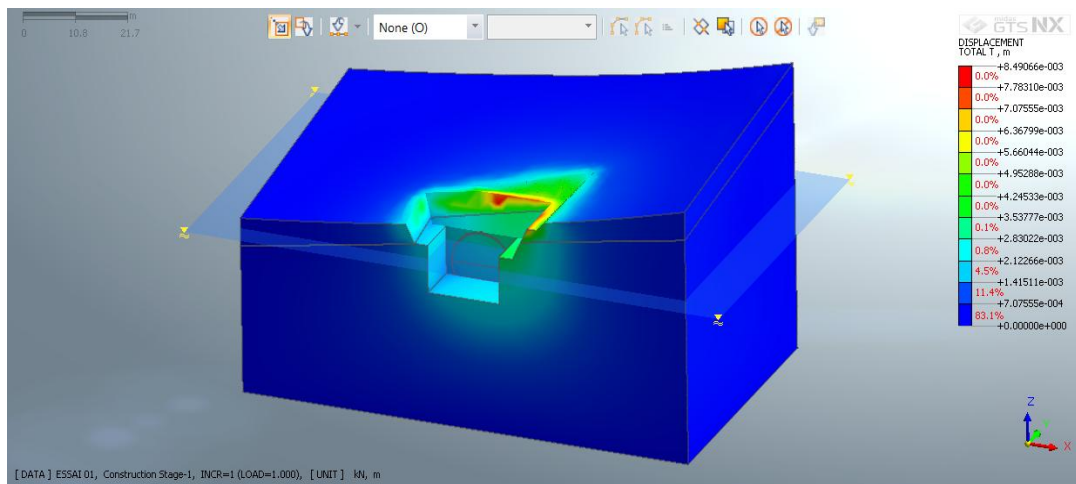


Figure V.36 Déplacement du massif en état de repos.

Le massif est en état de repos, aucun déplacement n'est induit avant excavation sauf au niveau de talus à cause du clouage.

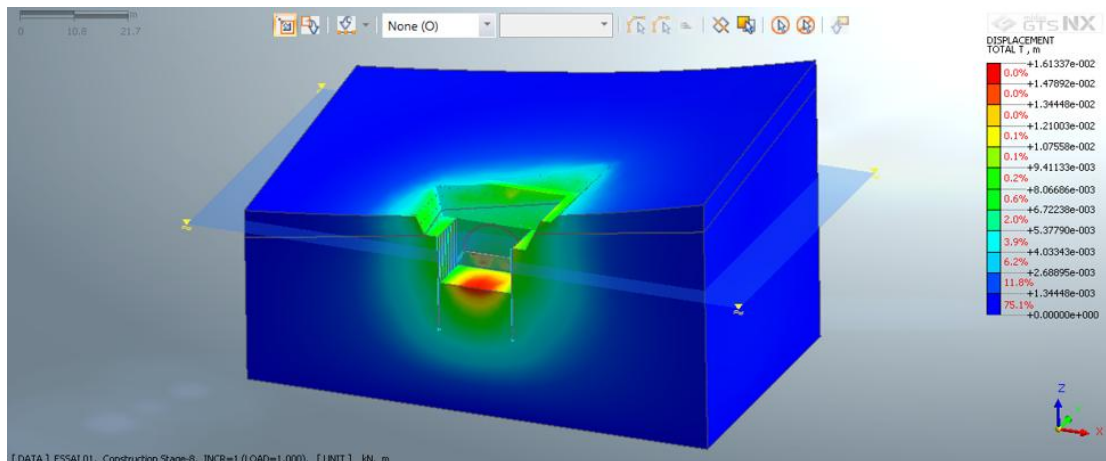


Figure V.37 Déplacement du massif stage 8

La convergence initiale du tunnel dès les premiers mètres d'excavation. C'est la phase la plus critique car le soutènement est encore jeune.

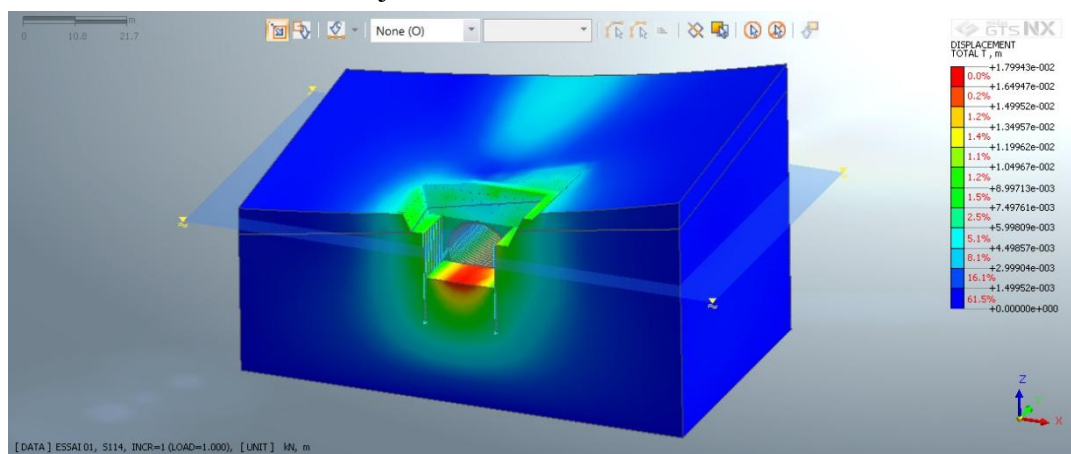


Figure V.38 Déplacement du massif stage final.

Dans le stage final les tassements sont concentrés dans la zone du portail et le massif est stable.

❖ Les contraintes :

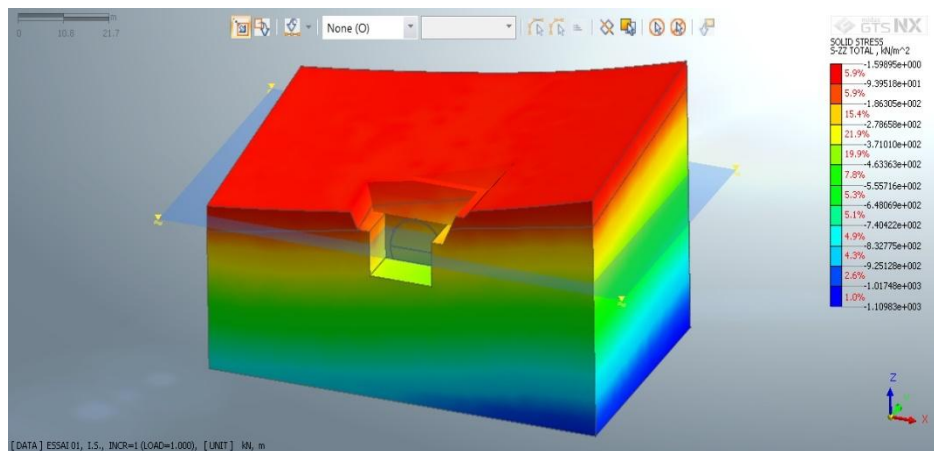


Figure V.39 Contraintes du massif stage initial.

L'état de contrainte correspond à l'équilibre géostatique avant excavation, réparti régulièrement avec la profondeur. Le comportement reste purement élastique, sans aucune plastification, ce qui sert de référence pour les stages suivants.

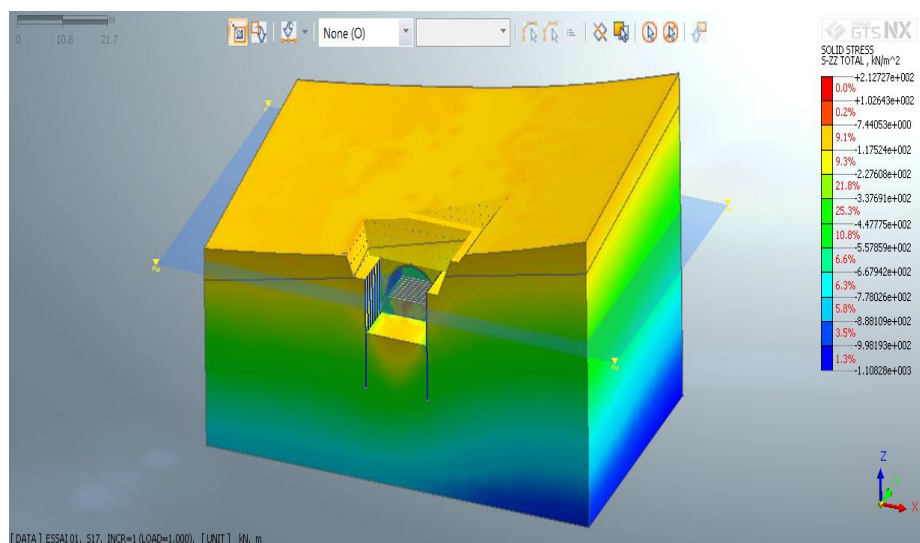


Figure V.40 Contraintes du massif stage 17

Les contraintes de compression se concentrent aux piédroits et au radier, dépassant nettement la résistance du massif et confirmant l'apparition d'une zone plastifiée autour de l'excavation, cohérente avec la faible qualité géomécanique du Flysch. La zone en traction observée en clé de voûte dépasse également la résistance à la traction, quasi nulle pour ce matériau, ce qui constitue un point à rupture par décompression et justifie la mise en place de la voûte parapluie et du soutènement rapproché à ce stade.

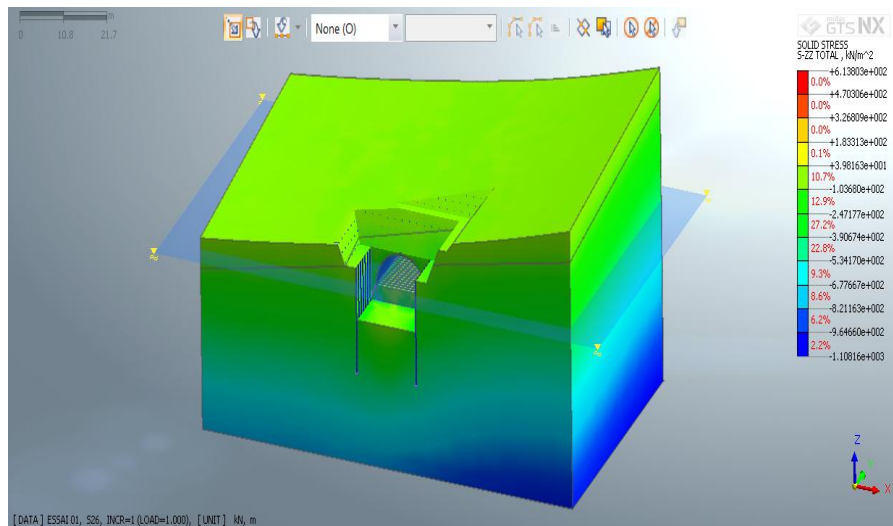


Figure V.41 Contraintes du massif stage 26

❖ Les Pieux et micropieux:

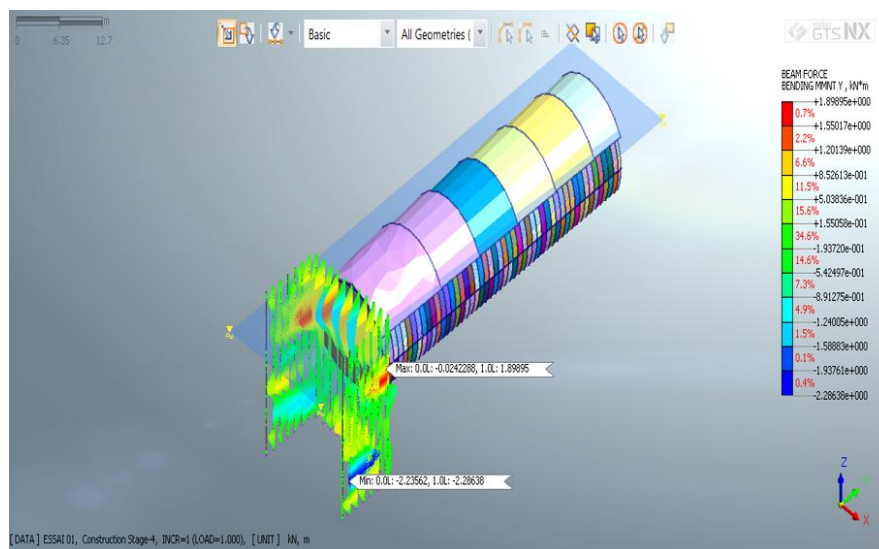


Figure V.42 Moment Y des pieux et micropieux stage 4

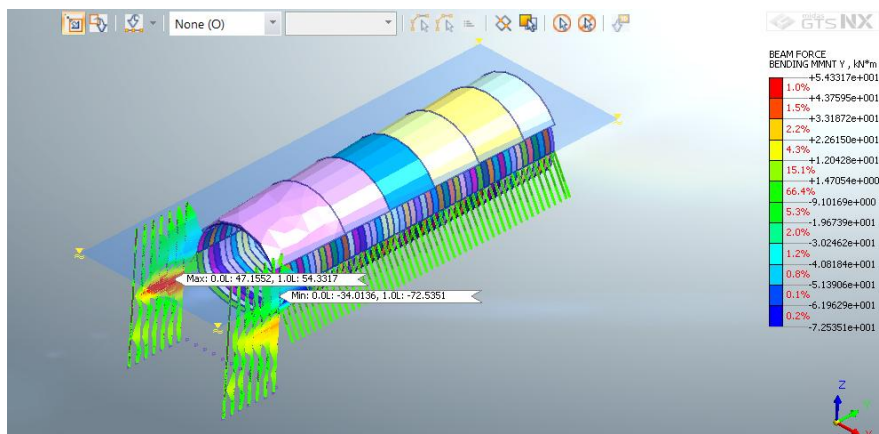


Figure V.43 Moment Y des pieux et stage 7.

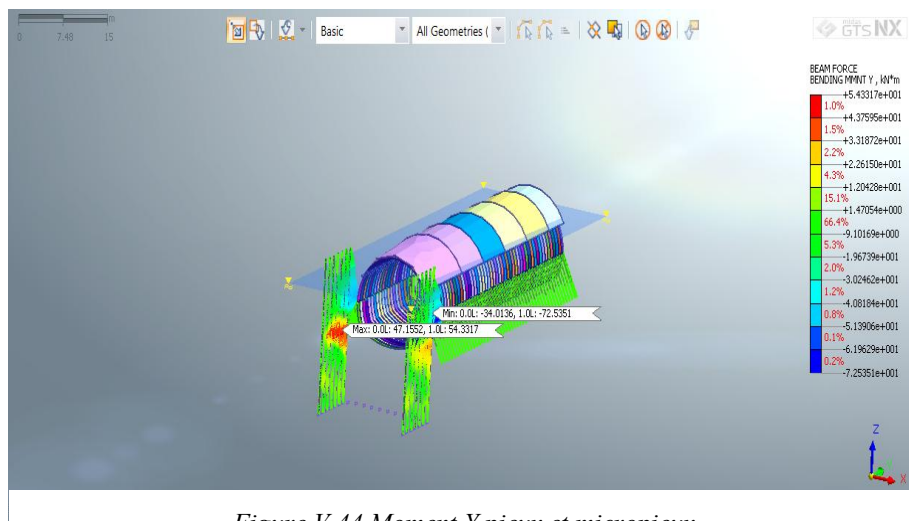


Figure V.44 Moment Y pieux et micropieux

❖ Clous :

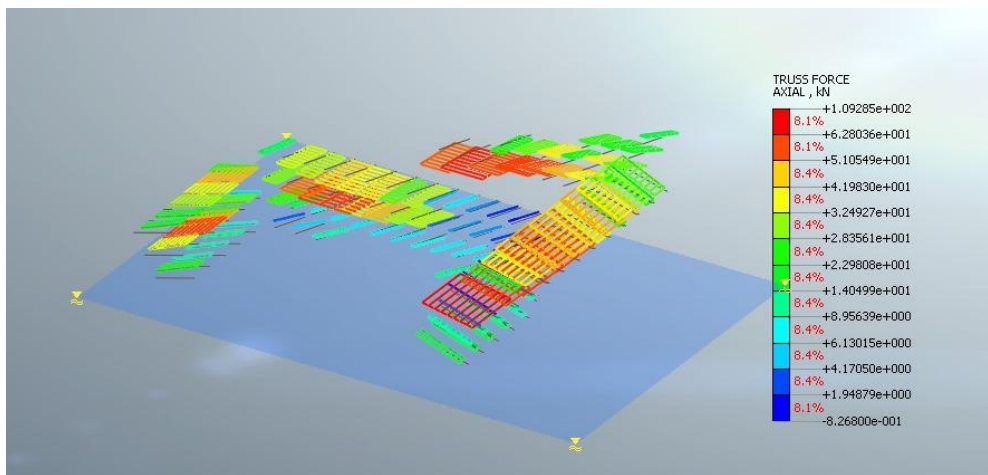


Figure V.45 Effort Max des Clous

❖ Cintres :

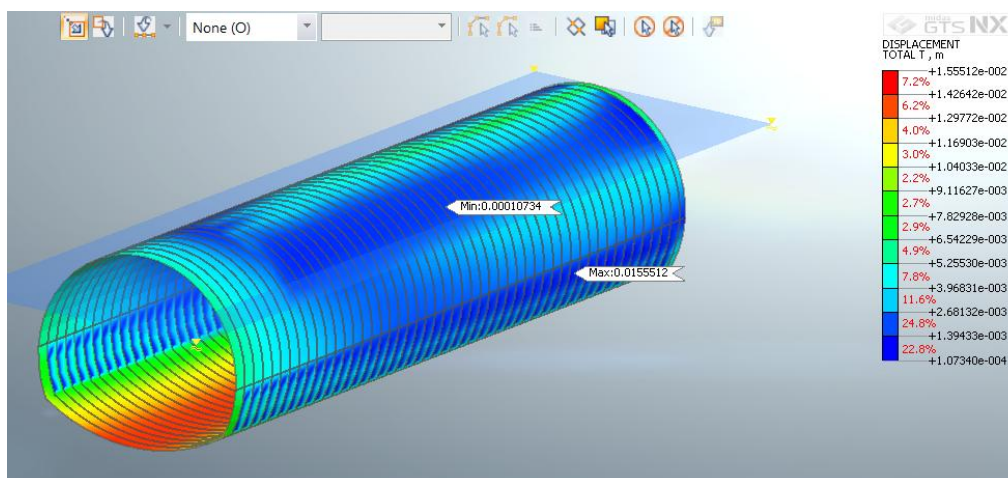


Figure V.46 Déplacement final des cintres.

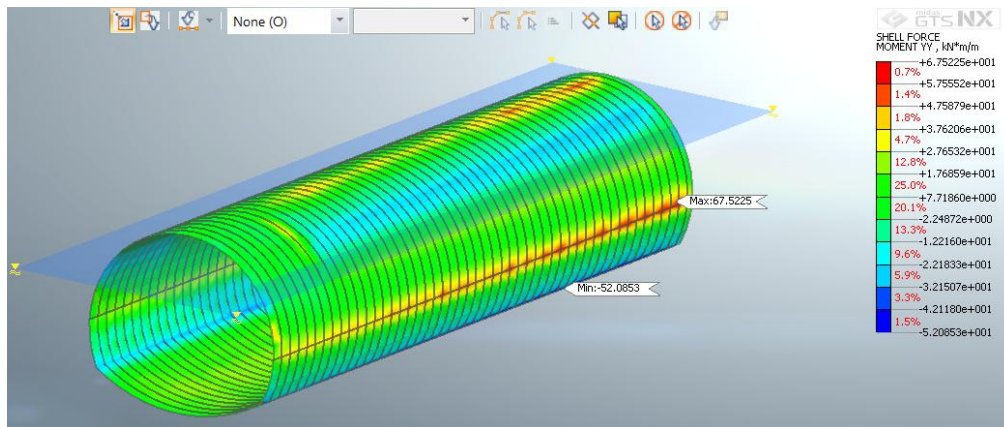


Figure V.47 Moment Max des cintres stage final.

V.11. CONCLUSION

Ce chapitre a présenté la méthodologie complète de mise en œuvre du modèle numérique tridimensionnel des nouveaux portails du tunnel T3 dans MIDAS GTS NX, depuis la construction de la géométrie jusqu'à la définition précise de chaque matériau et propriété d'élément.

La démarche adoptée se distingue par trois choix méthodologiques originaux. Le premier est l'importation directe de la géométrie depuis AutoCAD, incluant la topographie réelle du massif, la section polycentrique du tunnel et la géométrie tridimensionnelle précise de la voûte parapluie avec son inclinaison de 6° et sa section variable. Ce choix garantit une fidélité maximale à la réalité du projet et évite les approximations géométriques inhérentes aux modèles construits manuellement.

Le deuxième est l'homogénéisation du soutènement composite béton projeté + cintres HEB 180 en section équivalente, réalisée pour quatre âges du béton (1, 3, 7 et 28 jours) selon la méthode de Carranza-Torres & Diederichs (2009). Cette approche permet de simuler la maturation progressive du béton projeté et son influence sur la redistribution des efforts dans le soutènement au voisinage du front de taille, ce que la grande majorité des modélisations de tunnels NATM ne fait pas.

Le troisième est la modélisation des micropieux par des éléments de type Pile avec paramètres d'interaction sol-structure calibrés sur les résultats pressiométriques et les formules de Ménard, permettant de quantifier précisément les efforts dans les pieux sans alourdir le maillage. Les résultats issus de ces choix seront analysés et discutés en détail au Chapitre VI, qui constitue la vérification complète du soutènement provisoire des portails.

CHAPITRE VI :
VERIFICATION DU
SOUTENEMENT PROVISOIRE

VI.1. INTRODUCTION

La vérification du soutènement provisoire sera faite à partir du model éléments finis en 3D en utilisant le logiciel GTS NX pour les problèmes tri-dimensionnelles. Les différentes méthodes utilisées pour vérifier tous les éléments structuraux modéliser sont présentées dans la

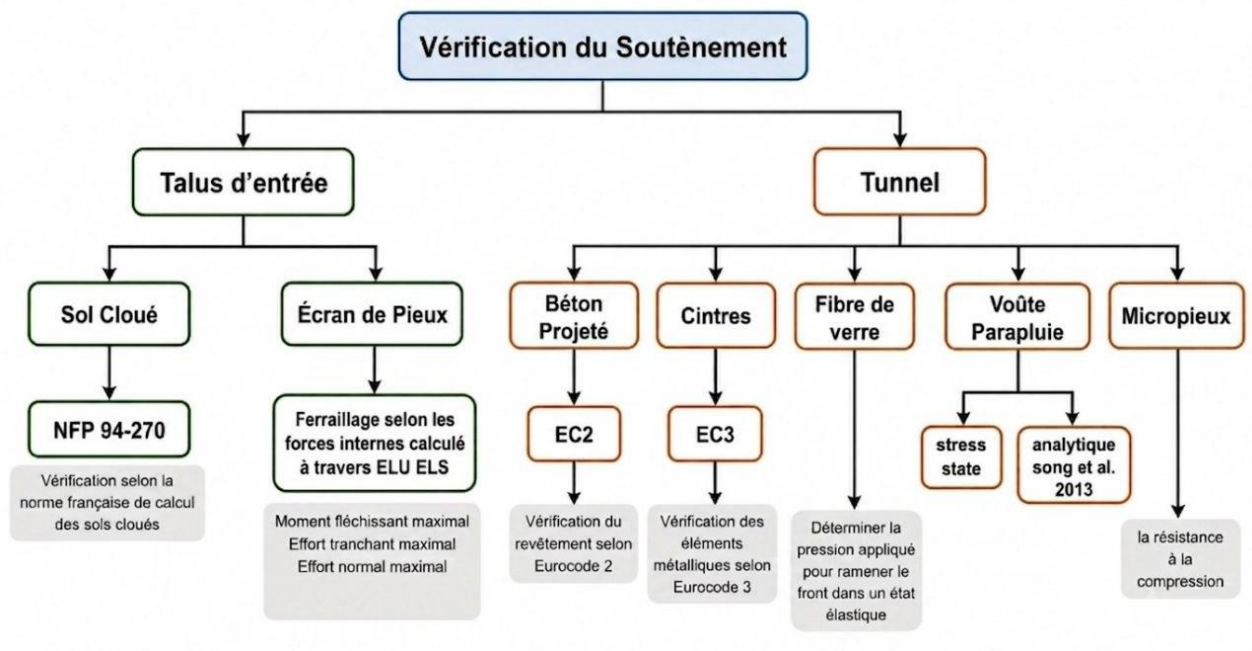


Figure VI.1 méthodes de vérification du soutènement provisoire .

❖ Vérification des clous

La vérification des clous sera faite en suivant la norme NF P94+270 pour les différents modes de ruptures possibles.

❖ Vérification des pieux

L'approche utilisée est de modéliser la section en béton seulement après de le ferrailier suivant les valeurs des efforts internes les plus défavorables en ELU ou ELS.

❖ Logique de vérification de la section composite

Le béton projeté sera justifié conformément aux règles du béton non armé du GT7R5F1 et du GT29R1F1 de l'AFTES. Dans le cas où ce dernier est vérifié, les cintres seront justifiés en prenant en compte les efforts déshomogénéisés. En revanche, les cintres seront justifiés en prenant en compte la totalité des efforts, tandis que la contribution du béton projeté sera négligée (voir la figure 6).

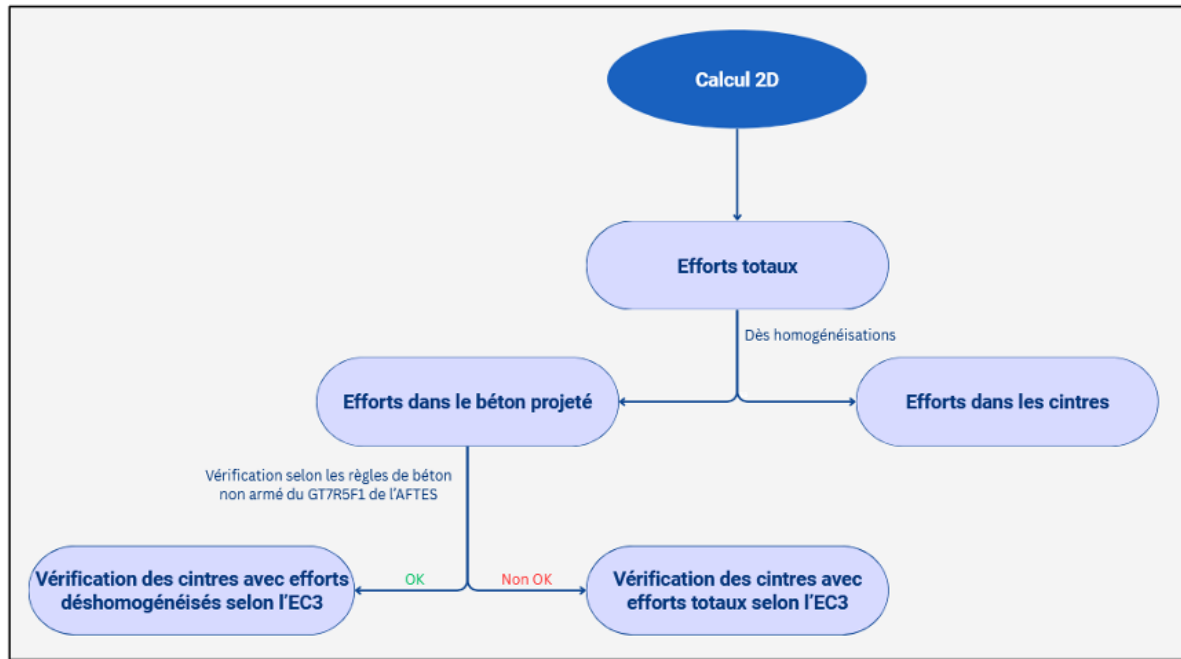


Figure VI.2 Démarche de vérification du soutènement provisoire homogénéisé.

❖ Vérification du béton projeté

La vérification du béton projeté a été fait selon l'AFTES GT7R5F11, la vérification est prend en compte l'évolution de résistance en fonction du temps avec la variation de déconfinement pour assurer la sécurité durant l'échelle de temps défini avec le déconfinement total. La vérification du béton sera fait avec la méthode de diagramme de capacité sur 28 jours pour la flexion composée et par la formule présentée dans le GT7R5F1 pour la résistance au cisaillement.

Les formules variables d'effort normal et du moment pour la définition des diagrammes de capacités sont (C. Carranza-Torres et M. Diederichs 2009) :

$$N = -\frac{|M|A_t}{2I} + \frac{\sigma_c A}{FS}$$

$$N = \frac{|M|A_t}{2I} + \frac{\sigma_t A}{FS}$$

$$M_{cr} = \pm \frac{I}{t} \frac{\sigma_c - \sigma_t}{FS}$$

La vérification à l'effort tranchant a été faite par la formule extrait d'EC2 :

$$\tau_{sd} \leq \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cm} \times f_{ctd}}$$

τ_{sd} : valeur de calcul vde la contrainte de cisaillement

σ_{cm} : contrainte de compression moyenne du béton

f_{ctd} : valeur de calcul de la résistance à la traction du béton

❖ Vérification du profilé HEB 180 :

La vérification des cintres est effectuée en considérant les règles de l'EC3 (§6.2.9 ; §6.2.10)

$$N_{Ed}^s < N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Ed}^s < V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

Le moment résistant est calculé en prenant en compte les réductions dues à l'effort normal et au cisaillement :

$$M_{Ed}^s < M_{y,V,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0.5a)} - \frac{\rho A_w^2 f_y}{4t_w \gamma_{M0}}$$

Où :

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} W_{pl} \quad n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad a = \frac{A-2bt_f}{A} \quad \rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Avec : f_y la limite élastique de l'acier prise égale à 275 MPa et $\gamma_{M0} = 1.0$

On vérifie également le critère sécuritaire :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,V,Rd}} < 1$$

Il est à noter que, conformément à l'Eurocode 3-1-1 §6.2.10, aucune réduction des résistances n'est à considérer pour la combinaison flexion/effort normal dans la mesure où la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal n'excède pas 50% de la résistance au cisaillement plastique de calcul et où le voilement par cisaillement n'est pas de nature à réduire la résistance de la section.

Les justifications vis-à-vis le flambement sont réalisées conformément à l'EC3 NF EN 1993-1-1 (2005) + NA (2007).

- Résistance en compression simple :

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{EC3, §6.2.4})$$

- Stabilité au flambement en compression simple :

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{EC3, §6.3.1.1})$$

- Stabilité au déversement :

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{EC3, §6.3.2.1})$$

- Stabilité générale au flambement et au déversement sous le couple (N – M) :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + \kappa_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \kappa_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{EC3, §6.3.3 + annexe A})$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + \kappa_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \kappa_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{EC3, §6.3.3 + annexe A})$$

❖ Vérification des micropieux

La vérification des micropieux doit être faite suivant les forces internes dominantes selon FHWA, pour un micropieu de stress-radier avec une faible inclinaison, la force dominante dans les micropieux est la force de compression.

La vérification à l'effort normal sera faite suivant la formule :

$$\sigma \leq f_y$$

Avec :

$$\sigma = N / A$$

Où N est l'effort normal maximal supporté par un micropieu individuel, extrait des résultats de la modélisation numérique, et A est l'aire de la section transversale nette du tube en acier.

❖ Stabilité du front de taille

Concernant l'analyse par éléments finis, la comparaison des contraintes appliquées sur le front avec les contraintes de résistance du massif est le point clé de vérification aussi une analyse SRM sera faite pour déterminer directement le facteur de sécurité du front. P. Lunardi (2008) divise le critère de stabilité du noyau d'avancement en trois catégories :

- Catégorie (A) : noyau d'avancement stable
- Catégorie (B) : noyau d'avancement stable à court terme
- Catégorie (C) : noyau d'avancement instable à court terme

Lorsque le noyau d'avancement est de catégorie (A), la stabilité globale du tunnel est pratiquement garantie même en l'absence de travaux de stabilisation.

Les résultats de recherches dans les situations (B) et (C) indiquent qu'une intervention de préconfinement doit être adoptée pour prévenir l'instabilité du front, et donc de la cavité, et pour tenter de rétablir des conditions noyau d'avancement stables (A). Elle doit être correctement équilibrée entre le face et la cavité et d'une intensité appropriée aux conditions de contrainte réelles par rapport à la résistance et à la déformabilité du milieu.

La catégorie A est identifiée lorsque l'état de contrainte dans le sol au front et autour de l'excavation n'est pas suffisant pour surmonter les propriétés de résistance du milieu. Plus le profil réel du tunnel est proche du profil théorique du tunnel, plus la formation d'un effet d'arc sera proche de ce profil. Les phénomènes de déformation se développent dans la plage élastique, surviennent immédiatement et sont mesurables en centimètres.

La catégorie B est identifiée lorsque l'état de contrainte dans le sol au front et autour de la cavité pendant l'avancement du tunnel est suffisant pour surmonter la résistance du milieu dans la plage élastique.

Un effet d'arc ne se forme pas immédiatement autour de l'excavation, mais à une certaine distance de celle-ci et cela dépend de la taille de la bande de sol qui est soumise à la plastification. La déformation se développe dans l'élasto-plastique, est différée et mesurable en décimètres.

La catégorie C est identifiée lorsque l'état de contrainte dans le sol est considérablement supérieur aux propriétés de résistance du matériau, même dans la zone autour de la face. Un

CHAPITRE VI : VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

« effet d'arche » peut être formé, ni sur la face ni autour de l'excavation car le sol ne possède pas une résistance résiduelle suffisante. La déformation est inacceptable car elle se développe immédiatement dans la plage de défaillance, donnant lieu à des manifestations graves d'instabilité telles qu'une défaillance de la face et un effondrement de la cavité sans laisser le temps pour une intervention de confinement radial : des opérations de renforcement et d'amélioration du sol doivent être lancées en amont de la face pour développer une action préconfinement capable de créer un effet arc artificiel.

❖ Vérification de la voute parapluie

La vérification de la voute parapluie sera faite en 3 étapes :

- Méthode analytique de Song et al. 2013
- Vérification des déplacements au niveau de la clé de voute
- Vérification numérique du recouvrement

VI.2. VERIFICATION DES TALUS D'ENTREE:

VI.2.1. Vérification des cloue Suivant la norme NF P94+270 :

Pour vérifier les clous d'ancrages, il faut d'abord déterminer l'épaisseur sacrifiée à la corrosion en fonction du type de terrain, type d'ouvrage, et leur durée de vie.

VI.2.1.1. Analyse de la catégorie de corrosion du sol et détermination de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion

Tableau F.2.1.3.1 — Catégorie de corrosion associée au sol en place

Critère	Caractéristiques	Poids A et C du critère
Nature de sol	Texture	
	— Lourde, plastique, collante, imperméable	A = 2
	— Argilo-sableuse	A = 1
	— Légère, perméable, sableuse, sols pulvérulents	A = 0
	— Tourbes	A = 8
	— Marécages	A = 8
	Déchets industriels	
	— Mâchefer, cendres, charbon	A = 8
	— Déchets de construction (plâtre, briques)	A = 4
	Pollutions liquides	
	— Eaux contenant des sels de déneigement	A = 8
	— Eaux usées, industrielles	A = 6
Résistivité (Ω.cm)	— Sans mesure	A = 5
	— $\rho < 1\,000$	A = 5
	— $1\,000 < \rho < 2\,000$	A = 3
	— $2\,000 < \rho < 5\,000$	A = 2
	— $5\,000 < \rho$	A = 0
Humidité	— Nappe d'eau saumâtre (variable ou permanente)	A = 8
	— Nappe d'eau douce (variable ou permanente)	A = 4
	— Hors nappe — sol humide (teneur en eau > 20%)	A = 2
	— Hors nappe sol sec (teneur en eau < 20%)	A = 0
pH	— Sans mesure	A = 4
	— < 4	A = 4
	— 4 à 5	A = 3
	— 5 à 6	A = 2
	— > 6	A = 0
Sensibilité ⁽¹⁾	— Structure sensible	C = 2
	— Structure courante	C = 0
Remblai artificiel	Voir chapitre F.2.1.4	
Indice Global		ΣA + C

Tableau VI-1 Catégorie de corrosion associé au sol en place NF P94+270

Tableau VI-2 Catégories de corrosion NF P94+270

Tableau F.2.1.3.2 — Catégories de corrosion

Indice global $\Sigma A + C$	Catégorie de corrosion associée au sol et à l'eau	Caractéristique du sol et de l'eau
≥ 13	I	Fortement corrosif
9 à 12	II	Corrosif
5 à 8	III	Moyennement corrosif
1 à 4	IV	Peu corrosif
0	V	Très peu corrosif

Tableau VI-3 Épaisseur scarifiée à la corrosion NF P94+270

F.2.1.6 Épaisseur sacrifiée à la corrosion pour les aciers béton (Barres d'acier pleines conforme à NF EN 10080)

Tableau F.2.1.6.1 — Épaisseur sacrifiée à la corrosion pour les aciers béton

Catégorie de corrosion	Jusqu'à 2 ans	Pour 5 ans	Pour 25 ans	Pour 50 ans	Pour 75 ans	Pour 100 ans
Valeurs recommandées pour la perte d'épaisseur « ΔE_p » par corrosion dans les sols et l'eau						
I	P.O.	P.O.	P.O.	P.O.	P.O.	P.O.
II	1,00 mm	2,10 mm	4,00 mm	P.O.	P.O.	P.O.
III	0,00 mm	0,70 mm	2,00 mm	2,70 mm	3,30 mm	4,00 mm
IV	0,00 mm	0,40 mm	1,00 mm	1,30 mm	1,70 mm	2,00 mm
V	0,00 mm	0,20 mm	0,60 mm	0,90 mm	1,10 mm	1,40 mm
Note : P.O. : Protection Obligatoire par dispositif de protection suivant NF EN 1537.						

L'évaluation du potentiel corrosif du sol a été réalisée conformément aux tableaux F.2.1.3.1, F.2.1.3.2 et F.2.1.6.1. Les différents critères pris en compte ainsi que les indices associés sont présentés ci-après :

Tableau VI-4 Indices de corrosion choisis

Critère	Indice
Nature du sol	A = 0
Résistivité du sol	A = 3
Humidité	A = 4
pH	A = 0
Sensibilité de la structure	C = 0

L'indice global de corrosion est calculé par :

$$\Sigma A + C = 0 + 3 + 4 + 0 + 0$$

$$\Sigma A + C = 7$$

❖ Justification des paramètres retenus

- **Nature du sol (A = 0)** : le terrain est constitué d'un sol léger et perméable, ne présentant pas de caractéristiques favorisant significativement les phénomènes de corrosion.
- **Résistivité (A = 3)** : la résistivité mesurée $\rho=10.9 \Omega. m$ se situe dans l'intervalle $10 \Omega. m < \rho < 20 \Omega. m$, correspondant à un potentiel corrosif modéré.
- **Humidité (A = 4)** : la présence d'une nappe d'eau douce ou d'un environnement fortement humide favorise les réactions électrochimiques responsables de la corrosion.
- **pH (A = 0)** : le pH du milieu est supérieur à 6 ($pH=7.37$), indiquant un environnement peu agressif vis-à-vis de l'acier.
- **Sensibilité de la structure (C = 0)** : l'ouvrage est considéré comme une structure courante ne nécessitant pas de majoration particulière du risque de corrosion.

Donc c'est : **Catégorie III – Sol moyennement corrosif**

$$5 < \Sigma A + C = 7 < 9$$

Cette catégorie traduit un environnement présentant un risque de corrosion modéré pour les éléments métalliques enterrés. Une prise en compte de la perte d'épaisseur due à la corrosion est donc nécessaire dans le dimensionnement des éléments en acier.

❖ Détermination de l'épaisseur sacrifiée à la corrosion

D'après le tableau F.2.1.6.1 relatif aux barres d'acier conformes à la NF EN 10080, pour :

- **Catégorie de corrosion III**
- **Durée de service jusqu'à 2 ans** (ouvrage provisoire)

La perte d'épaisseur recommandée par corrosion est :

$$\Delta E_p = 0,00mm$$

Par conséquent, aucune réduction de section liée à la corrosion n'est à prendre en compte pour les clous en acier durant la période de service considérée de **2 ans**.

VI.2.1.2. Coefficients partiels :

La norme exige l'application de l'approche 3 pour les ouvrages en sol cloué, les facteurs partiels appliqués au modèle de DA3 sont :

Tableau VI-5 Coefficient partiels DA3

	Fondamentale	
Actions permanentes	Favorable γ_G	1,00
	Défavorable γ_G	1,00
Actions variables	Favorable γ_Q	0,00
	Défavorable γ_Q	1,30
Poids volumique γ_γ		1,00
Angle de frottement effectif γ_ϕ'		1,25
Cohésion effective γ_c'		1,25
Cohésion non drainé γ_{Cu}		1,40
Résistance $\gamma_{R,d}$		1,40
Sur le modèle $\gamma_R ; d$		1,10

VI.2.1.3. Résistance vis-à-vis à la rupture de l'armature du clou

Pour démontrer qu'un lit de renforcement supportera l'effort de traction de calcul avec la sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture ou d'un allongement excessif, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les phases d'excavation :

$$T_{\max.d} \leq R_{tc.d}$$

$T_{\max.d}$: est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement

$R_{tc.d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du lit de renforcement

Les calculs pour contrôler la résistance à la traction sont présentés dans les tableaux suivants

$$R_{tc.d} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} = 213.5 \text{ KN}$$

$A_s = 491 \text{ mm}^2$ (section du HA25)

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,15$ (Eurocode)

Les calculs pour contrôler la résistance à la traction sont présentés :

$$T_{\max; d} = 109 \text{ kN} \leq R_{tc; d} = 213.5 \text{ kN} \text{ C'est vérifié}$$

VI.2.1.4. Résistance de l'armature et de l'interaction Sol/Clou :

Pour démontrer que la résistance d'interaction sol-lit de renforcement dans un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut d'adhérence, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$T_{\max;d} \leq R_{f;d}$$

Où :

$T_{\max;d}$: est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement.

$R_{f;d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de l'interaction sol - lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale.

La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction doit être calculée en appliquant l'équation :

$$R_{f;d} = \frac{\tau_{\max;k} P_s L_a}{\gamma_{M,f}}$$

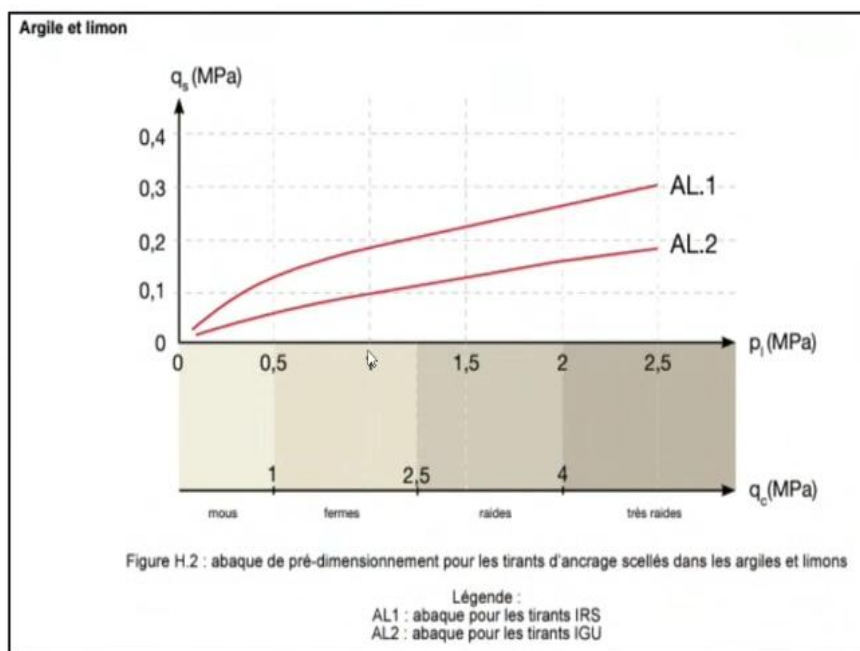
Où :

$\tau_{\max;k}$: Est la valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement.

P_s : est le périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement

L_a : Est la longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale

$\gamma_{M,f}$: Est le facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement



Abaque de TA2020 pour définition du q_s dans les argiles et limons

Figure VI.3 Abaque de TA2020 pour défintion du q_s

CHAPITRE VI : VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

La pression limite du Top Soil étant comprise entre 1 et 1,5 MPa, la valeur retenue de $\tau_{\max} = q_s = 0,13 \text{ MPa}$

Tableau VI-6 Vérification de la résistance d'interaction sol – renforcement.

	$T_{\max} \text{ (KN)}$	$q_s \text{ (Kpa)}$	$\gamma_{M,f}$	$La \text{ (m)}$	$P_s \text{ (m)}$	$R_{f,d} \text{ (m)}$	$T_{\max,d} \leq R_{f,d}$
Résultats	109	130	1.4	4	0.314	116.62	Vérifie

VI.2.1.5. Résistance du parement

❖ Poinçonnement

Afin de démontrer que le parement supportera la charge de calcul, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$T_{\text{par};d} \leq R_{\text{par};d}$$

$T_{\text{par};d}$: Valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement au point où le lit de renforcement est attaché au parement ;

$R_{\text{par};d}$: Valeur de calcul de la résistance ultime du parement, elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$R_{\text{par};d} = \frac{[0,045 \cdot f_{ck} \cdot 4h \cdot (a + h)]}{1.5} + \frac{[(a + 2h)^2 \cdot Pl^*]}{2}$$

$$T_{\text{par};d} = 109 \text{ KN} \leq R_{\text{par};d} = 188 \text{ KN} \text{ C'est vérifié}$$

f_{ck} : Résistance du béton à la compression à 28 jour ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$)

h : Épaisseur du béton sous la plaque d'appui (10cm)

a : Côté de la plaque d'appui (20cm)

Pl^* : Pression limite pressiométrique : $Pl^* = 1000 \text{ KPa}$

❖ Vérification de la plaque au cisaillement :

$$f_y = \frac{T_{\text{par};d}}{S}$$

Donc :

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{T_{\text{par};d}}{\pi f_y}} = \sqrt{\frac{188000}{\pi \times 275}} = 14.75 \text{ mm}$$

On prend une épaisseur de la plaque d'appui $e = 20 \text{ mm}$

Avec :

S : Surface minimale de la plaque d'appui,

f_y : Limite élastique de la plaque d'appui (275 MPa),

❖ Résistance structurelle du parement

Pour démontrer que le parement d'un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, on doit vérifier qu'au niveau du lit de renforcement considéré l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$\sigma_{\text{par};d} \leq R_{\text{par};d}$$

Où

$\sigma_{\text{par};d}$: Est la valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement

$R_{\text{par};d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime du parement, définie comme la pression moyenne ultime qu'il peut supporter

Il s'agit d'un parement en BA, donc les calculs définiront les sections d'acier nécessaires dans le parement conformément aux règles BAEL91 révision 1999 en considérant la paroi comme une poutre continue sur appuis simples multiples dans le sens vertical et dans le sens horizontal. Le dimensionnement abordera la vérification du parement à la flexion à l'ELU sous la charge suivante :

$$\sigma_{\text{par},d} = \inf \left[1; \frac{\sup(0.6; 0.4 + 0.2 \max(e_v; e_h)) T_{\text{par},d}}{e_v e_h} \right]$$

$$\sigma_{\text{par},d} = \inf [1; 21.8]$$

$$\sigma_{\text{par},d} = 1 \text{ KPA}$$

VI.2.2. Analyse de la stabilité des talus d'entrée par la méthode SRM :

Le but de cette section c'est d'analyser le risque de glissement par l'analyse SRM,

L'analyse a été faite avec l'approche 3 (pénalisation des paramètres géotechniques).

La méthode de réduction de la résistance aux éléments finis intégrée dans MIDAS GTS NX a été utilisée pour calculer le coefficient de sécurité et analyser les résultats de la pente ou du versant. L'expression du facteur de sécurité de la pente est définie par les équations :

$$c_{\text{trial}} = \frac{c}{F_{\text{trial}}}$$

$$\phi_{\text{trial}} = \arctan\left(\frac{\tan\phi}{F_{\text{trial}}}\right)$$

Où c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau ; F_{trial} est le facteur de réduction ; et c_{trial} et ϕ_{trial} sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau après réduction de la résistance.

Le calcul montre un facteur de sécurité de l'ordre de 2.14, il est vérifiable.

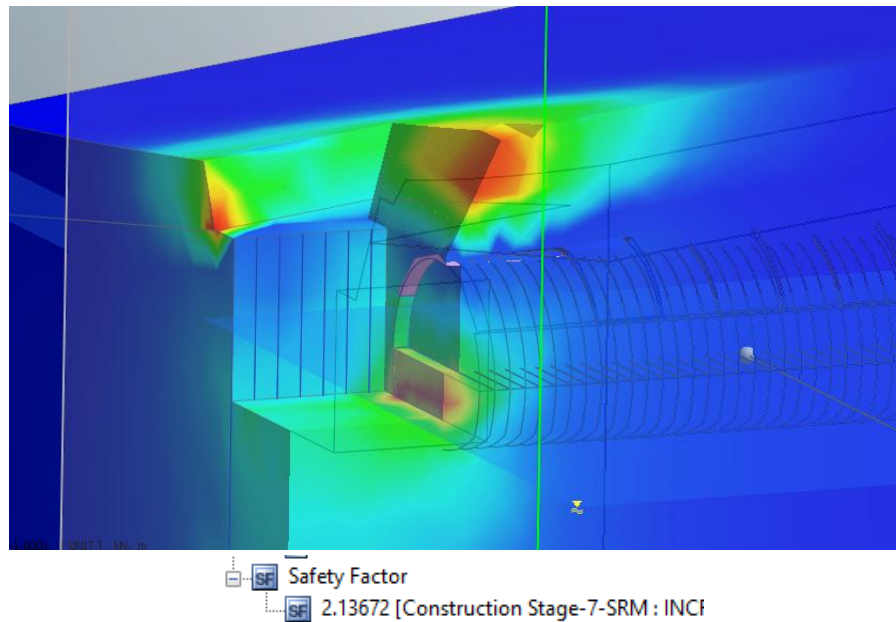


Figure VI.4 Facteur de sécurité du talus

VI.2.3. Dimensionnement du ferrailage des pieux :

Les pieux ont d'abord été modélisés sans ferrailage dans **MIDAS** pour obtenir les efforts maximaux : le **moment fléchissant**, l'**effort normal** et l'**effort tranchant**. Ces efforts ont ensuite été utilisés pour calculer et dimensionner le ferrailage à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT**. Enfin, le ferrailage obtenu a été vérifié en le comparant aux exigences minimales imposées par le **RPOA**.

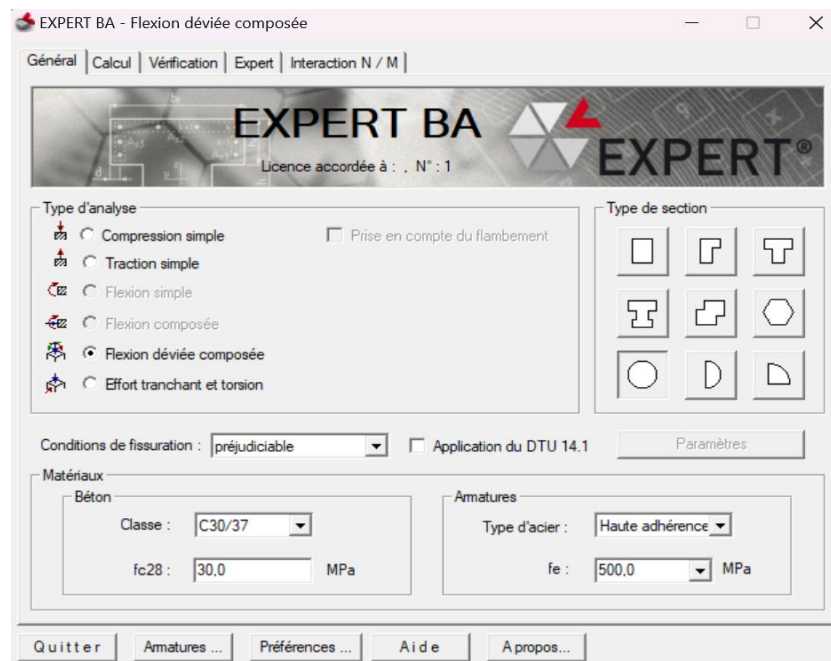


Figure VI.5 Calcul de la section du ferrailage

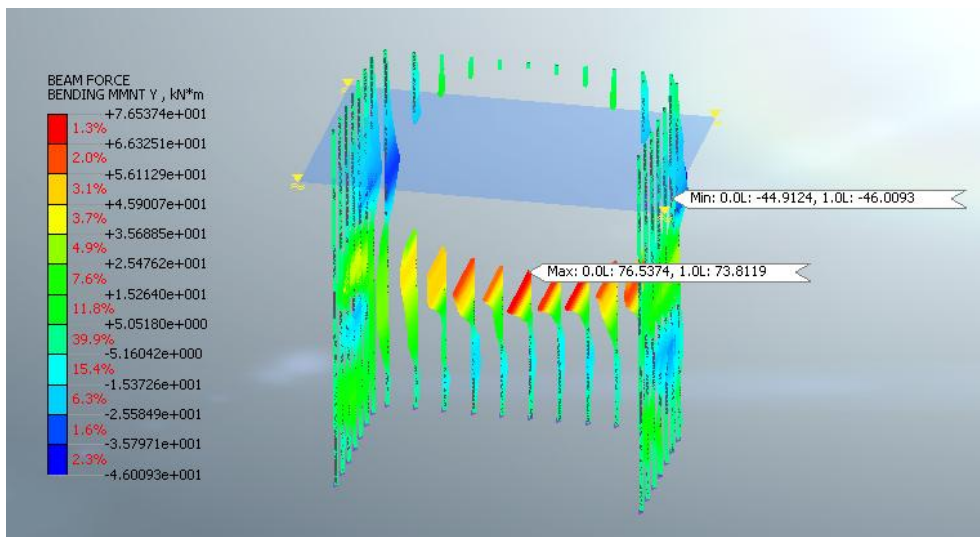


Figure VI.6 Moment Max des pieux

Le pieu de section circulaire $D = 80$ cm a été dimensionné en flexion déviée composée sous les sollicitations suivantes à l'ELU. En se basant sur les efforts tirés à partir du modèle EF, le calcul du ferrailage longitudinal et transversal des pieux à la flexion composée est établi conformément au règlement BAEL 91/99 :

Tableau VI-7 Efforts internes des pieux.

	Effort Normal N (KN)	Moment My (KN.m)	Moment Mz (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Effort obtenu par midas (Effort)	0	76,54	205,96	86,11
ELU (1,35 × Effort)	0	103,33	278,05	116,25

Dans le robot expert on a indiqué que $N=0$ KN pour augmenter la section de ferrailage

VI.2.3.1. Le ferrailage longitudinal :

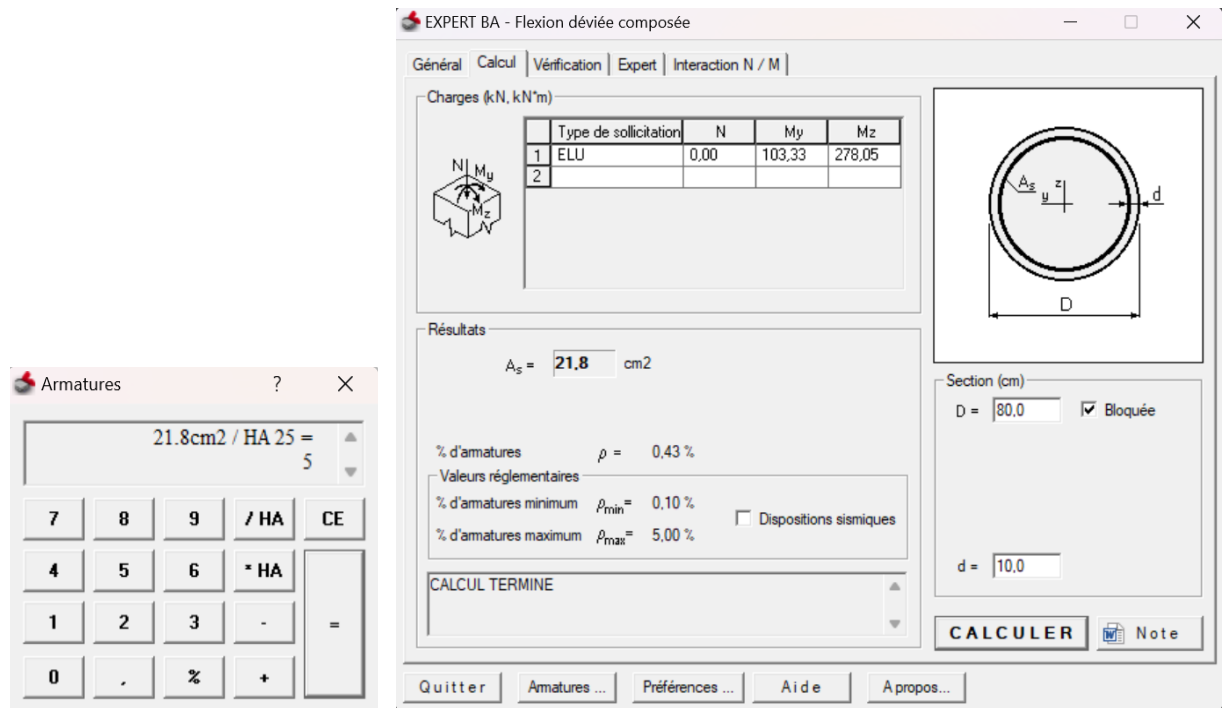


Figure VI.7 Ferrailage longitudinal des pieux

❖ Interprétation des résultats EXPERT BA

Armature longitudinale : **5HA25**

❖ Vérification de section d'armature minimum RPOA :

$$\rho_{\min} = 0.5\%$$

Et que la section de béton est : $A_c = 502\,654.9 \text{ mm}^2$

Alors :

$$A_{s,\min} = 0.005 \times 502\,654.9$$

$$A_{s,\min} = 2\,513.3 \text{ mm}^2 = 25.133 \text{ cm}^2$$

Il faut donc arrondir au nombre entier supérieur : **n = 6 HA 25**

$$21.8 \text{ cm}^2 \leq 25.133 \text{ cm}^2 \quad \text{Le ferrailage n'est vérifié par RPOA}$$

Donc on prendre le ferrailage minimum de RPOA : **6 HA25**

VI.2.3.2. Le ferrailage transversal :

D'après le modèle de Midas on a faire le ferrailage transversal d'après la distribution des efforts tranchant

$$V_u = 1.35 \times V \rightarrow \text{tranchant effort à l'ELU}$$

CHAPITRE VI : VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

Tableau VI-8 Efforts internes max des zones.

Zone	Profondeur (m)	Effort tranchant Vmax (kN)	Effort tranchant V à l'ELU
Zone 1	0 – 7 m	39,64	53,51
Zone 2	7 – 13 m	140,96	190,30
Zone 3	13 – 20 m	84,79	114,46

❖ Ferrailage des zones :

1. Zone 1 : (0 à -7m)

Charges (kN)

Type	V	N
1 ELU	53,51	0,00
2		

Options

Calculer en : ☒ Cisaillement ☐ Torsion

☐ Reprise de bétonnage L = 20,0 m

☐ Dispositions sismiques

Zone : ☐ Critique ☒ Courante

Calculé en : ☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

Inclinaison des armatures (deg) : 90 ☒ Bloquée

2 $\frac{\pi}{4}$ Ø 12 + 0 $\frac{\pi}{4}$ Ø 6

St = 40,0 cm

St,max = 40,0 cm

admissible des cadres.
CALCUL TERMINE

Section (cm)

D = 80,0

d = 10,0

CALCULER Note

HA12 avec St= 40 cm

2. Zone 2 : (-7 à -13m)

Charges (kN)

Type	V	N
1 ELU	189,75	0,00
2		

Options

Calculer en : ☒ Cisaillement ☐ Torsion

☐ Reprise de bétonnage L = 20,0 m

☐ Dispositions sismiques

Zone : ☐ Critique ☒ Courante

Calculé en : ☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

Inclinaison des armatures (deg) : 90 ☒ Bloquée

2 $\frac{\pi}{4}$ Ø 12 + 0 $\frac{\pi}{4}$ Ø 6

St = 40,0 cm

St,max = 40,0 cm

admissible des cadres.
CALCUL TERMINE

Section (cm)

D = 80,0

d = 10,0

CALCULER Note

HA12 avec St= 40 cm

3. Zone 3 : (-13 à -20m)

EXPERT BA - Effort tranchant et torsion

Général Calcul Vérification

Charges (kN)

Type	V	N
1 ELU	114.46	0.00
2		

Options

Calculer en : ☒ Cisaillement ☐ Torsion

☐ Reprise de bétonnage L = 20.0 m

☐ Dispositions sismiques

Zone : ☒ Critique ☐ Courante

Calculé en : ☐ Poutre ☒ Poteau

Resultats

Inclinaison des armatures (deg) : 90 ☒ Bloquée

$S_t = 40.0$ cm

$S_{t,max} = 40.0$ cm

admissible des cadres.
CALCUL TERMINE

Section (cm)

D = 80.0

d = 10.0

CALCULER Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

HA12 avec $S_t = 40$ cm

Le ferrailage des pieux du portail d'entrée du tunnel est présenté dans la figure ci-dessous.

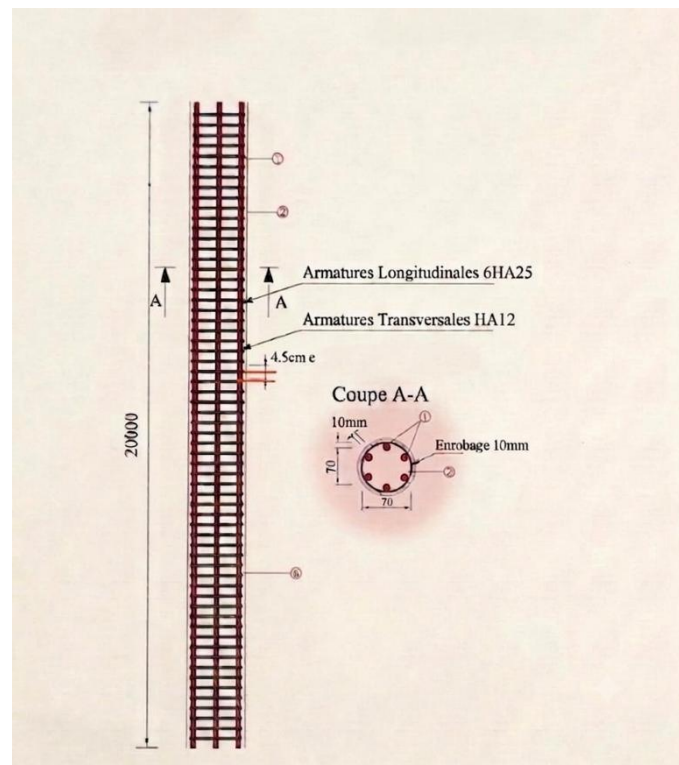


Figure VI.8 Schéma de ferrailage des pieux des portails intermédiaires.

VI.3. VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT DU TUNNEL

La vérification du soutènement provisoire est réalisée à l'aide d'un modèle numérique par éléments finis. Les analyses tridimensionnelles sont réalisées avec GTS NX lorsque la géométrie ou les sollicitations nécessitent une approche 3D. Le béton projeté est vérifié conformément aux recommandations de l'AFTES. Lorsque cette vérification est satisfaisante, les cintres sont contrôlés en tenant compte des efforts déshomogénéisés. Dans le cas contraire, les cintres sont vérifiés sur la base des efforts totaux, sans contribution du béton projeté.

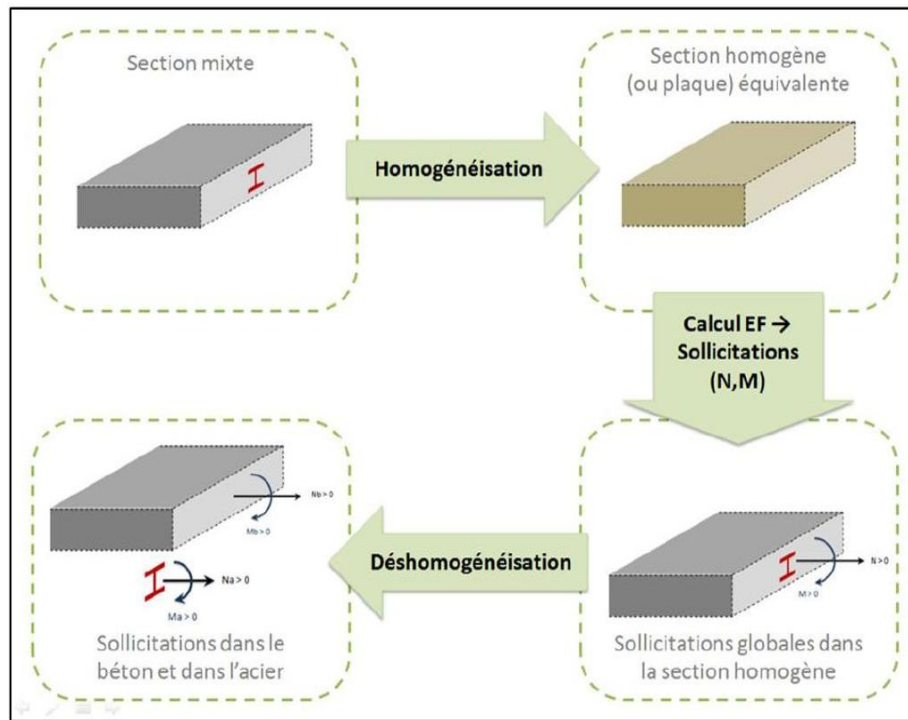


Figure VI.9 Principe d'homogénéisations et dés-homogénéisations.

VI.3.1. Décomposition des Efforts : Béton Projeté & Cintres (Méthode Carranza-Torres)

VI.3.1.1. Principe de la Décomposition :

Après l'homogénéisation, le modèle Midas donne des efforts **N** et **M** pour le soutènement composite équivalent (par unité de longueur de tunnel). Il faut ensuite **redistribuer** ces efforts entre le béton projeté et les cintres.

La distribution des sollicitations entre le béton et l'acier se base sur les proratas des rigidités (dans le cas des conditions des contraintes en plane) :

- ❖ Coefficient de compressibilité : $D=EA$
- ❖ Coefficient de flexibilité : $K=EI$

Et : s : c'est l'espacement entre les cintres : $n = \frac{1}{s}$

Les efforts de dés-homogénéisation pour M , N et V accordés à C. Carranza-Torres et M. Diederichs (2009) sont présentés :

❖ Effort Normal :

Béton projeté :

$$N_c = \frac{N \times D_c}{n(D_c + D_b)} + \frac{M(D_b \times K_c - D_c \times K_b)}{nR \times (D_c + D_b)(K_c + K_b)} = 1507 \text{ KN}$$

Un cintre :

$$N_b = \frac{N \times D_b}{n(D_c + D_b)} + \frac{M(D_b \times K_c - D_c \times K_b)}{nR \times (D_c + D_b)(K_c + K_b)} = 510 \text{ KN}$$

❖ Moment Fléchissant :

Béton projeté :

$$M_c = \frac{M \times K_c}{n(K_c + K_b)} = 47.33 \text{ KN} \cdot m$$

Un cintre :

$$M_b = \frac{M \times K_b}{n(K_c + K_b)} = 7.81 \text{ KN} \cdot m$$

❖ Effort Tranchant :

Béton projeté :

$$V_c = \frac{VK_c}{n(K_c + K_b)} = 300.5 \text{ KN}$$

Un cintre :

$$V_b = \frac{VK_b}{n(K_c + K_b)} = 77.04 \text{ KN}$$

VI.3.2. Vérification du béton projeté :

La justification du béton projeté prend en considération l'évolution de sa résistance au cours du temps ainsi que les effets du déconfinement. Les vérifications sont réalisées à partir des diagrammes de capacité en flexion composée et des critères de résistance au cisaillement.

Formules de flexion composée :

$$N = -\frac{|M|At}{(2I)} + \frac{(\sigma_c \cdot A)}{FS}$$

$$N = \frac{|M|At}{(2I)} + \frac{(\sigma_c \cdot A)}{FS}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{I}{t}\right) \cdot \frac{(\sigma_c - \sigma_t)}{FS}$$

CHAPITRE VI : VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

La vérification à l'effort tranchant a été faite par la formule extrait d'EC2 GT7R5F1 :

$$\tau_{sd} = 0.14 \text{ MPA} \leq \sqrt{(f_{ctd}^2 + \sigma_{cm} \times f_{ctd})} = 2.61 \text{ MPA} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{V_u}{y_u \times b} = \frac{0.14}{0.3 \times 1} = 0.46 \text{ MPA}$$

$$F_{ctd} = \frac{F_{ct0.05}}{\gamma_{c'}} = \frac{0.7 + 0.3 \times (f_{c28})^{\frac{2}{3}}}{1.5} = 2.39 \text{ MPA}$$

τ_{sd} : valeur de calcul VED la contrainte de cisaillement

σ_{cm} : contrainte de compression moyenne du béton

f_{ctd} : valeur de calcul de la résistance à la traction du béton

VI.3.2.1. Vérification par diagramme de capacité

Le diagramme de capacité a été obtenu directement à partir de logiciel CSI-COL.

❖ Diagramme de capacité à l'entrée du tunnel

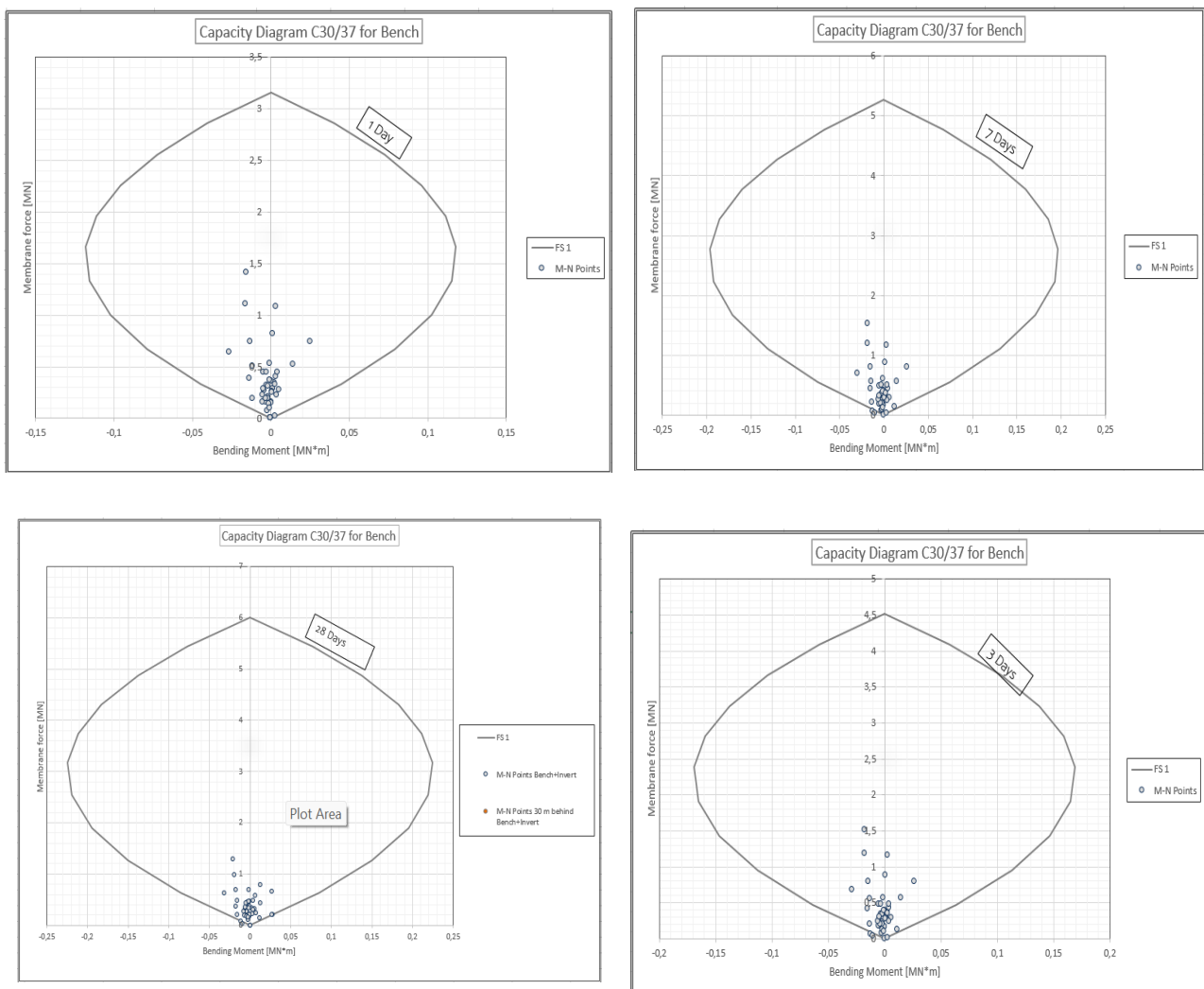


Figure VI.10 diagramme de capacité à l'entrée du tunnel.

Le diagramme de capacité a également été établi pour la section située à l'entrée du tunnel. Cette zone est généralement plus sollicitée en raison des effets tridimensionnels liés au front d'excavation et aux conditions de confinement moins favorables. Les diagrammes de capacité montrent que l'ensemble des points de sollicitation se situe à l'intérieur de l'enveloppe de résistance du revêtement. Les efforts normaux et les moments fléchissants restent largement inférieurs à la capacité ultime de la section.

Les résultats obtenus aux différentes phases de calcul (1, 3, 7 et 28 jours) confirment que le revêtement travaille avec une marge de sécurité suffisante et ne présente aucun risque de dépassement de capacité.

❖ Diagramme de capacité au centre du tunnel

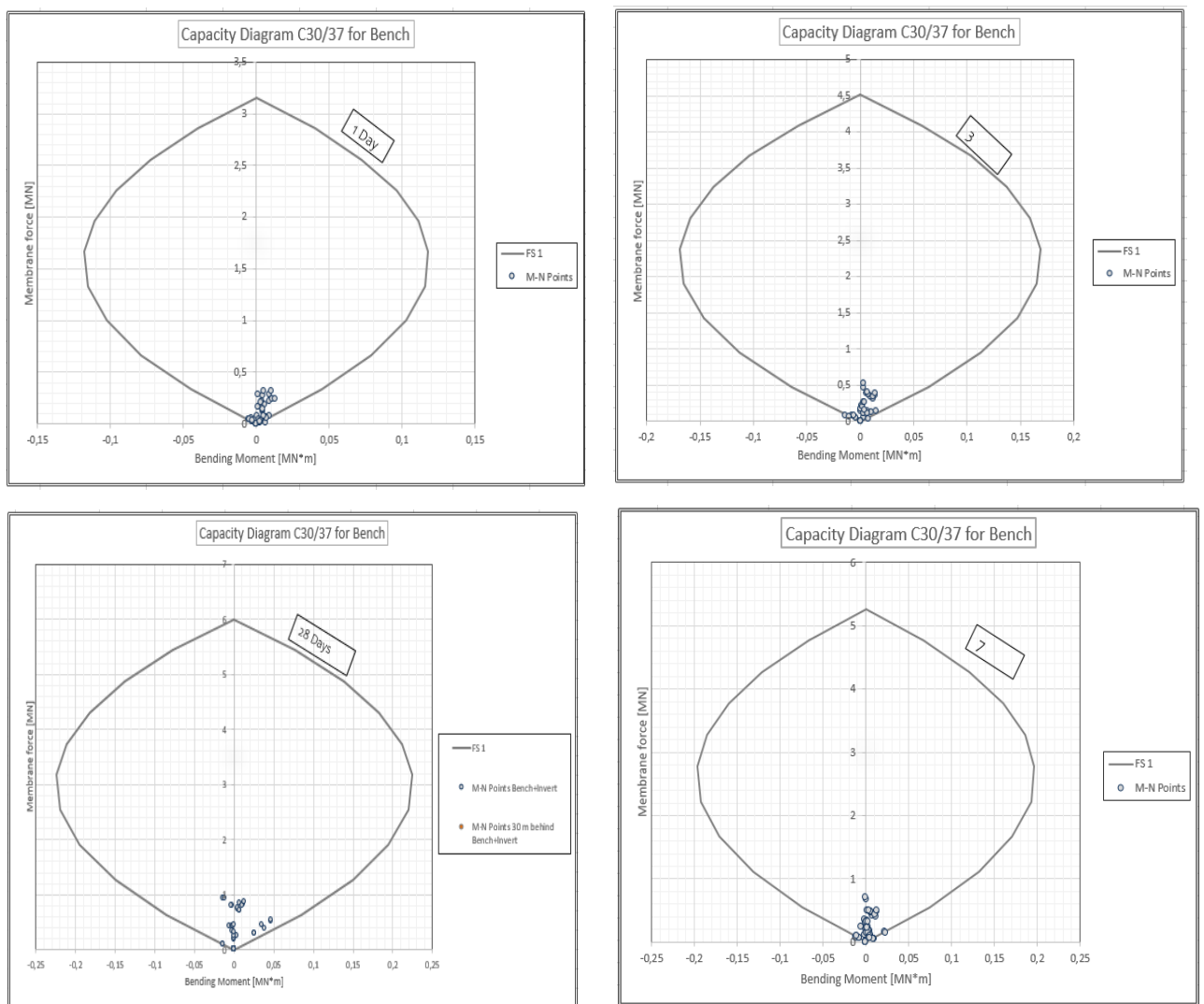


Figure VI.11 diagramme de capacité au centre du tunnel.

Au centre du tunnel montre que l'ensemble des points de sollicitation demeure à l'intérieur de l'enveloppe de résistance du revêtement en béton C30/37. Les efforts normaux et les moments fléchissants mobilisés restent faibles par rapport à la capacité ultime de la section.

L'évolution des résultats entre 1, 3, 7 et 28 jours met en évidence une augmentation progressive de la capacité résistante du béton, tandis que les sollicitations restent largement dans le domaine admissible.

Les efforts normaux (**N**) et les moments fléchissants (**M**) sont légèrement plus élevés à l'entrée du tunnel qu'au centre. Cependant, dans les deux sections, les valeurs restent largement inférieures à la capacité résistante du revêtement et demeurent à l'intérieur du domaine de résistance.

VI.3.3. Vérification du profil HEB 180 :

La vérification des cintres est effectuée en considérant les règles de l'EC3 (§6.2.9 ; §6.2.10)

$$N_{Ed}^s = 0.51 \text{ MPA} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A_f y}{\gamma_{M0}} = \frac{6530 \times 275}{1} = 1.8 \text{ MN} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$V_{Ed}^s = 0.077 \text{ MN} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{5040 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 0.8 \text{ MN} \quad \text{C'est vérifié}$$

Y_{M0} : Facteur partiel = 1.00

A_v : Aire de cisaillement (mm^2)

A : Section (mm^2)

f_y : La limite élastique de l'acier prise égale à 275 MPA

Le moment résistant est calculé en prenant en compte les réductions dues à l'effort normal et au cisaillement :

$$M_{Ed}^s = 0.0078 \text{ MPA} \leq M_{y,V,Rd} = M_{pl,Rd} \times \frac{(1-n)}{(1-0.5a)} - \frac{\rho A_w^2 f_y}{4 t_w \gamma_{M0}} = 0.106 \text{ MPA} \quad \text{C'est vérifié}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0.132 \text{ MN}$$

D'où :

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0.283 \quad a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} = 0.23$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = 0.652 \quad A_w = h_w \times t_w = 1040 \text{ mm}^2$$

Et $\gamma_{M0} = 1.0$ (voir note 2B - Eurocode 03) = 1.00, On vérifie également le critère sécuritaire:

$$\frac{N_{Ed}}{V_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,V,Rd}} = \frac{0.51}{0.8} + \frac{0.00781}{0.106} = 0.644 < 1 \quad \text{C'est vérifié}$$

VI.3.3.1. Vérifications de stabilité :

❖ Résistance en compression simple

$$N_{Ed} = 0.51 \text{ MPA} \leq N_{c,Rd} = \frac{A_f y}{\gamma_{M0}} = 1.8 \text{ MN} \quad \text{C'est vérifié} \quad (\text{EC3, §6.2.4})$$

❖ Stabilité au flambement en compression simple :

$$N_{Ed} = 0.51 \text{ MPA} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 1.44 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié} \quad (\text{EC3, §6.3.1.1})$$

$$L_f = 4.36 \text{ m}$$

❖ Stabilité au déversement :

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}} = 55.73 \text{ kPa} \quad (\text{EC3, §6.3.2.1})$$

VI.3.4. Vérification structurale des micropieux

Les simulations numériques réalisées dans cette étude ont révélé une forte concentration de contraintes équivalentes dans la zone de pied droit du tunnel. Afin de renforcer cette zone critique, une solution basée sur des micro-pieux inclinés a été retenue, cette technique étant largement utilisée et reconnue en génie géotechnique.

VI.3.4.1. Analyse des Résultats de la Modélisation

❖ Présentation des résultats de la contrainte équivalente

En premier lieu, le calcul a été fait sans micropieux, Les contraintes sont représentées par une échelle de couleurs allant du bleu foncé (faibles contraintes) au rouge (contraintes maximales), selon les conventions des logiciels d'éléments finis sont les résultats sans renforcement avec des micropieux.

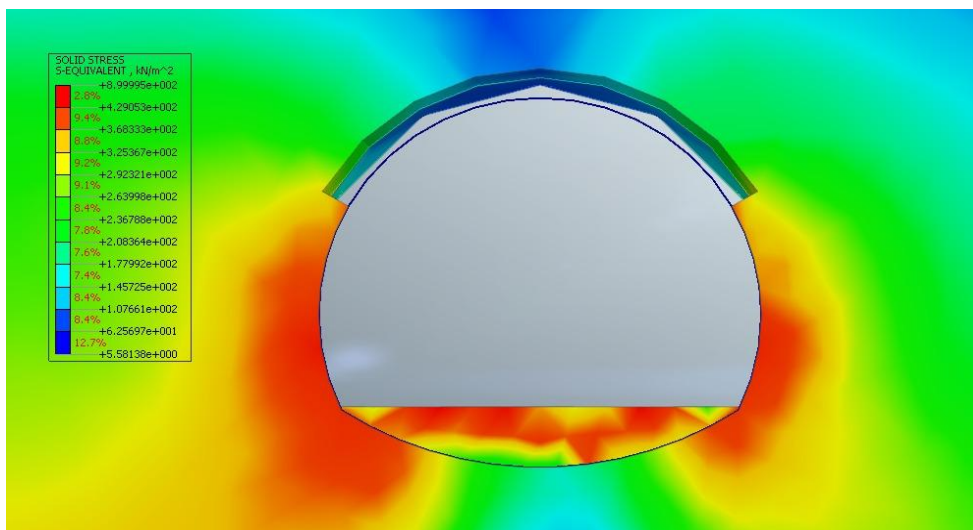


Figure VI.12 Cartographie des contraintes équivalentes dans le massif encaissant, kN/m^2).

❖ Identification des zones critiques

L'analyse de la Figure 4.1 montre une répartition non uniforme des contraintes dans le massif. Une forte concentration est observée dans la zone d'appui du tunnel (radier et contact structure-sol), où les contraintes atteignent près de 900 kN/m^2 (environ 41 m de couverture).

Les micropieux sont pris au soutènement provisoire et le calcul a été refaire (tous les résultats présentés dans ce chapitre sont les résultats après l'installation des micropieux du stress).

VI.3.4.2. Vérification de la résistance structurale des micropieux

Les résultats montrent que les micropieux sont travaillés purement en compression avec une valeur max de 163 kN, comme montrer dans la figure ci-dessous.

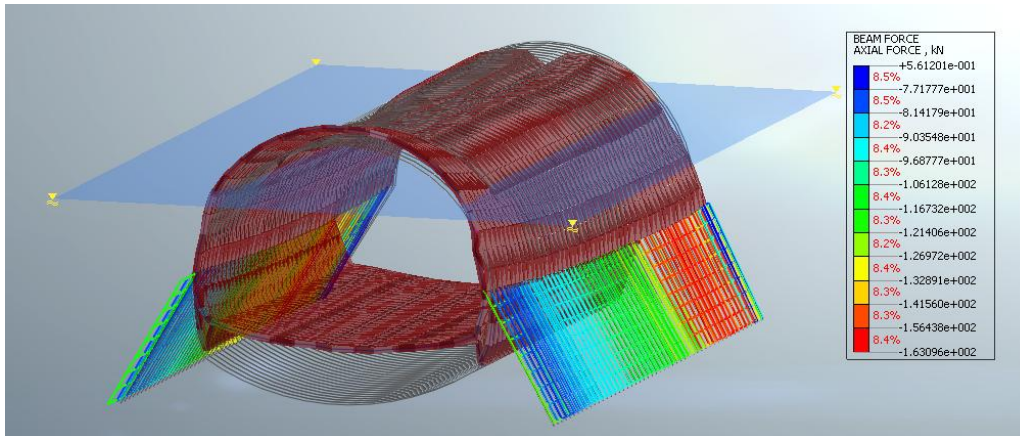


Figure VI.13 efforts maximaux axial dans les micropieux.

Les micropieux sont réalisés en acier S355, dont la limite d'élasticité est de 355 MPa. Les micropieux soumis à une charge de compression, la vérification de la résistance des matériaux peut être effectuée selon la formule suivante :

$$\sigma \leq f_y$$

Avec :

$$\sigma = N / A$$

Où N est l'effort normal maximal supporté par un micropieu individuel, extrait des résultats de la modélisation numérique MIDAS GTS NX, et A est l'aire de la section transversale nette du tube en acier.

❖ Calcul de la section transversale nette du tube :

- Diamètre extérieur : $D_e = 88,9 \text{ mm}$
- Épaisseur de paroi : $t = 6,3 \text{ mm}$
- Diamètre intérieur : $D_i = D_e - 2t = 88,9 - 2 \times 6,3 = 76,3 \text{ mm}$

$$A = \pi/4 \times (0,007903 - 0,005822) = \pi/4 \times 0,002081 = 0,001635 \text{ m}^2 = 16,35 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul de la contrainte normale :

$$N = 163 \text{ kN}$$

$$\sigma = N / A = 163 / (\pi/4 \times (0,0889^2 - 0,0763^2))$$

$$\sigma = 163 / 0,001635 = 99.7 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification :**

$$\sigma = 99.7 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié}$$

VI.3.5. Vérification Structurale de la Voûte Parapluie :

VI.3.5.1. Choix de la méthode de calcul :

La méthode retenue est celle proposée par Song et al. (2013) dans leur article intitulé « *Beam spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system* », dans lequel ils développent un modèle adapté aux configurations combinant une faible couverture (shallow depth) et de faibles caractéristiques mécaniques (weak ground), ce qui est en parfaite cohérence avec notre cas d'étude du tunnel T3.

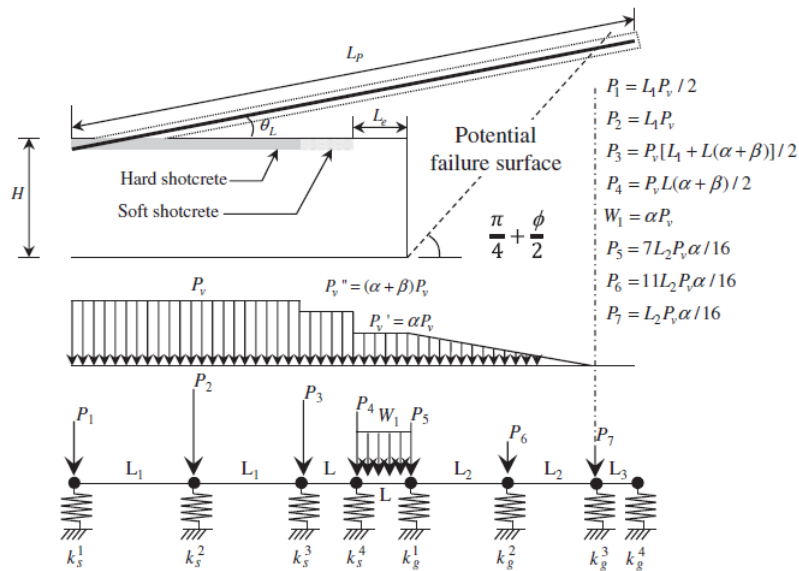


Fig. 4. Beam-spring structural analysis model for SPRUAM.

Figure VI.14 Modèle de Song

Figure VI.1 approche de Song et al. 2013.

VI.3.5.2. Données géométriques du tunnel :

- Diamètre équivalent $D = 13,54 \text{ m}$
- Hauteur du front $H = 8,60 \text{ m}$
- Longueur d'avancement $L_e = 1,00 \text{ m}$
- Aire de la section excavée $A_t = 72 \text{ m}^2$
- Rayon équivalent R du tunnel $= \sqrt{(A_t/\pi)} = \sqrt{(72/\pi)} = 4,785 \text{ m}$

VI.3.5.3. Propriétés géotechniques du massif :

- Angle de frottement $\phi = 13,6^\circ$

- Cohésion $c = 64 \text{ kPa}$ (zone courante) / 104 kPa (zone favorable)
- Poids volumique $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
- Coefficient de Poisson $\nu_g = 0,30$
- Coefficient de pression des terres $K_0 = 1,0$
- Module d'élasticité du sol $E_g = 260 \text{ MPa}$
- Profondeur de couverture $h = 14,5 \text{ m}$

VI.3.5.4. Caractéristiques du soutènement :

- Section du cintre HEB 180 : $A_{set} = 65,3 \text{ cm}^2 = 0,00653 \text{ m}^2$
- Module d'élasticité des cintres : $E_{set} = 200\,000 \text{ MPa}$
- Espacement des cintres : $d = 0,75 \text{ m}$
- Hauteur du cintre : $h_{set} = 0,18 \text{ m}$
- Épaisseur du béton projeté : $T_{shot} = 0,30 \text{ m}$
- Module béton durci (28j) : $E_{hard} = 26\,628 \text{ MPa}$
- Module béton vert (3j) : $E_{soft} = 15\,573 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson béton : $\nu_s = 0,20$

VI.3.5.5. Variables de conception du tube :

- Longueur du tube : $L_p = 12 \text{ m}$
- Diamètre extérieur du tube : $D_p = 89 \text{ mm} (= 0,089 \text{ m})$
- Épaisseur de paroi : $T_p = 6,3 \text{ mm} (= 0,0063 \text{ m})$
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 200\,000 \text{ MPa}$
- Espacement longitudinal des tubes : $SL = 8 \text{ m}$ (intervalle d'installation)
- Angle d'installation longitudinal : $\theta_L = 5^\circ$
- Espacement transversal des tubes : $ST = 0,40 \text{ m}$
- Angle d'installation transversal : $\theta_T = 0^\circ$ (couronne du tunnel)
- Angle de renforcement transversal : $\theta_R = 120^\circ$

VI.3.5.6. Propriétés de section du tube (acier S355) :

- Aire de section nette : $A = \pi/4 \times (D_e^2 - D_i^2) = \pi/4 \times (0,089^2 - 0,0764^2) = 0,00164 \text{ m}^2$
- Module de résistance élastique : $Z = 2,569 \times 10^{-6} \text{ m}^3$
- Module de résistance plastique : $W_{pl} = 5,98 \times 10^{-5} \text{ m}^3$
- Limite d'élasticité acier S355 : $f_y = 355 \text{ MPa} = 355\,000 \text{ kN/m}^2$
- Aire au cisaillement : $A_v = 0,001093 \text{ m}^2$

VI.3.5.7. Vérification de l'intervalle longitudinal d'installation

Avant tout calcul d'effort, Song et al. (2013) imposent une vérification géométrique assurant que la surface de rupture potentielle intersecte bien les tubes. La condition est :

$$SL < L_p \cdot \cos \theta L - (H + L_p \cdot \sin \theta L) \times \tan(\pi/4 - \phi/2)$$

$$\text{Recouvrement} = L_p - SL = 12 - 8 = 4 \text{ m}$$

La condition $SL < 4,353 \text{ m}$ n'est pas satisfait directement par l'espacement, mais le recouvrement de 4 m garantit qu'à tout moment il y a des tubes actifs dans la zone critique. Cette condition est conforme à la pratique NATM où le recouvrement est fixé au minimum au tiers de la longueur du tube.

VI.3.5.8. Calcul de la pression de terrain sur les tubes (Modèle de Terzaghi-Mashimo)

La pression de terrain appliquée sur les tubes est calculée par le modèle de pression de détente de Terzaghi, adapté par Mashimo et al. (2003), tel qu'implémenté par Song et al.

❖ **Calcul de B_1 (paramètre géométrique) :**

$$B_1 = R \cdot \cot\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right) = 72.21 \text{ m}$$

❖ **Pression de détente W (kPa) :**

$$W = \frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_0 \tan \phi} \times (1 - e^{-K_0 \tan \phi \times \frac{h + R \sin \theta T}{B_1}}) = 298.83 \text{ kPa}$$

VI.3.5.9. Calcul des forces agissant sur le tube

❖ **Force verticale par tube:**

$$F_v = ST \times W = 119.53 \text{ kN/m}$$

❖ **Force horizontale par tube :**

$$F_h = F_v \times K_0 = 119.53 \text{ kN/m}$$

❖ **Pression totale sur le tube ($\theta T = 0^\circ$, couronne) :**

$$P_v = \sqrt{F_v^2 \times \cos \theta T + F_h^2 \times \sin \theta T} = 119.53 \text{ kN/m}$$

À la couronne ($\theta T = 0^\circ$), seule la composante verticale agit sur le tube. La pression totale de calcul est donc **$P_v = 119.53 \text{ kN/m}$** .

VI.3.5.10. Facteurs de distribution de la charge (effet voûte)

Song et al. Introduisent des facteurs α , κ et β pour quantifier la part de la pression terrestre effectivement reportée sur le tube dans les zones non soutenues et dans le béton vert, en tenant compte de l'effet voûte :

$$\alpha = \frac{3,34 \times Le + 3,778 \times \ln(Eg)}{100} = 0,243$$

$$\kappa = 100 - 3,126 \times Le + 3,391 \times D = 0,427$$

$$\beta = 100 - (\alpha + \kappa) = 0,99$$

VI.3.5.11. Rigidités des ressorts de réaction

❖ Rigidité du ressort de sol :

$$K_g = 2Eg \times \frac{ST}{h} = 14\,344.82 \text{ kN/mL}$$

❖ Rigidité du ressort de béton projeté vert ($E_{soft} = 17\,373 \text{ MPa}$) :

$$K_{soft} = \frac{1}{R} \times \frac{E_{soft}(R^2 - (R - T_{shot})^2)}{(1 + \nu_s)[(1 - 2\nu_s)R^2 + (R - T_{shot})^2]} = 248\,306 \text{ kN/mL}$$

❖ Rigidité du ressort de béton projeté durci ($E_{hard} = 29\,707 \text{ MPa}$) :

$$K_{hard} = 424\,591.5 \text{ kN/mL}$$

❖ Rigidité du ressort des cintres HEB 180 :

$$K_{set} = \frac{E_{set} \times A_{set}}{d \times (R - \frac{h_{set}}{2})^2} = 78\,919 \text{ kN/mM}$$

VI.3.5.12. Charges nodales appliquées :

À partir des paramètres calculés ci-dessus, les charges nodales du modèle poutre-ressort sont déterminées selon les équations de conversion de Song et al. (Figure 4 de leur article). Les longueurs des segments sont :

- $L = Le = 1,00 \text{ m}$ (zone non soutenue)
- $L_1 = SL/d \times d = 0,75 \text{ m}$ (zone béton projeté vert $\rightarrow L_1$ du modèle)
- $L_2 = 1,00 \text{ m}$
- $L_3 = 0,50 \text{ m}$

Les charges nodales calculées sont :

Tableau VI-9 Tableau récapitulatif des charges appliquées au modèle.

Charge	Formule	Valeur (kN)
P_1	$L_1 \times P_v / 2$	44.82
P_2	$L_1 \times P_v$	89.65
P_3	$P_v \times (L_1 + L \times (\alpha + \beta)) / 2$	118.74
P_4	$P_v \times L \times (\alpha + \beta) / 2$	73.91
P_5	$7 \times L_2 \times P_v \times \alpha / 16$	12.73
P_6	$11 \times L_2 \times P_v \times \alpha / 16$	20
P_7	$L_2 \times P_v \times \alpha / 16$	1,81
W_1 (kN/m)	$\alpha \times P_v$	29.1

Le modèle de Song et al. (2013) a été introduit au logiciel SAP2000 pour extraire les efforts internes dans le tube 88.9/6.3 mm (principalement c'est le moment et l'effort de cisaillement – flexion). Le modèle est présenté dans la figure ci-dessous.

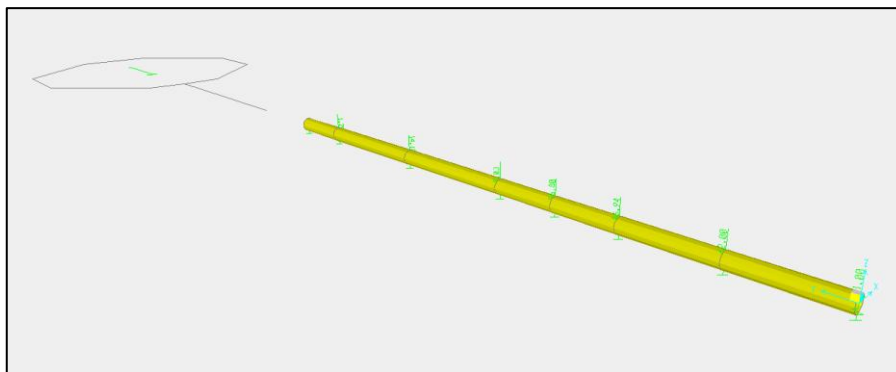


Figure VI.15 Modèle de calcul inséré au SAP2000.

VI.3.5.13. Vérification structurale du tube

À partir des efforts extraits, la vérification structurale du tube est effectuée selon l'Eurocode 3 (EN 1993-1-1).

❖ Données de résistance de la section :

- Module de résistance plastique : $W_{pl} = 5,98 \times 10^{-5} \text{ m}^3$
- Limite d'élasticité : $f_y = 355 \text{ 000 kN/m}^2$
- Résistance plastique en flexion :

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 5,98 \times 10^{-5} \times 355 \text{ 000} / 1,0 = 21,23 \text{ kN.m}$$

- Résistance plastique au cisaillement :

$$V_{pl,Rd} = A_v \times f_y / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 0,001093 \times 355\,000 / \sqrt{3} = 224 \text{ kN}$$

❖ Avec coefficient de sécurité $\gamma_{M1} = 1,1$ (assemblages) :

$$- M_{c,Rd} / \gamma_{M1} = 21,2 / 1,1 = 19,3 \text{ kN.m}$$

$$- V_{pl,Rd} / \gamma_{M1} = 224 / 1,1 = 203 \text{ kN}$$

❖ Contrainte maximale de cisaillement :

$$\sigma_{\text{shear,max}} = \frac{S_{\text{max}}}{A_v} = 7317 \text{ kPa}$$

❖ Contrainte admissible au cisaillement :

$$\sigma_{\text{allowable,shear}} = \frac{V_{pl,Rd}}{A_v} = 136\,597 \text{ kPa}$$

❖ Facteur de sécurité au cisaillement :

$$FOS_{\text{shear}} = \frac{\sigma_{\text{allowable,shear}}}{\sigma_{\text{shear,max}}} = 18,6$$

❖ Contrainte maximale de flexion :

$$\sigma_{\text{bending,max}} = \frac{M_{\text{max}}}{Z} = 2\,210\,977 \text{ kPa}$$

❖ Contrainte admissible en flexion :

$$\sigma_{\text{allowable,bending}} = \frac{M_{c,Rd}}{W_{pl}} = 8\,263\,526 \text{ kPa}$$

❖ Facteur de sécurité en flexion :

$$FOS_{\text{bending}} = \frac{\sigma_{\text{allowable,bending}}}{\sigma_{\text{bending,max,pl}}} = 3,73$$

Tableau VI-10 Tableau récapitulatif et interprétation

Vérification	Sollicitation	Résistance	FOS	Résultat
Effort tranchant	$S_{\text{max}} = 12 \text{ kN}$	$V_{pl,Rd} = 224 \text{ kN}$	18,6	✓ Satisfait
Moment fléchissant	$M_{\text{max}} = 5,68 \text{ kN.m}$	$M_{c,Rd} = 21,2 \text{ kN.m}$	3,73	✓ Satisfait

❖ Interprétation :

Les deux facteurs de sécurité sont largement supérieurs à 1,0, ce qui confirme que les tubes Ø89 mm × 6,3 mm en acier S355 sont correctement dimensionnés pour reprendre les charges induites par l'excavation du tunnel T3 dans le flysch numidien. Le facteur critique est le moment fléchissant (FOS = 3,73), ce qui est cohérent avec les conclusions générales de Song et al. (2013) qui indiquent que la flexion est systématiquement le mode de rupture gouvernant pour

les tubes de voûte parapluie. Le cisaillement ($FOS = 18,6$) est très largement satisfait et ne constitue pas un critère dimensionnant.

Ces résultats sont conformes aux tendances des abaques de Song et al. (Figure 8 de leur article) pour un sol de qualité médiocre ($E_g = 260$ MPa, proche du highly weathered rock de leur étude paramétrique à $E_g = 150$ MPa), une couverture $h = 14,5$ m, et un diamètre de tube $D_p = 89$ mm avec un espacement transversal $ST = 40$ cm. La comparaison qualitative montre que le FOS en flexion obtenu (3,73) est dans la plage attendue de 2 à 5 pour ces conditions, ce qui valide la cohérence du calcul.

VI.3.5.14. Vérification des déplacements

Le tassement maximal au niveau de la clé de voute du tunnel est de l'ordre de 6.56 mm, et c'est tassement acceptable vis-à-vis aux ordres de grandeurs de déplacement dans des terrains meubles.

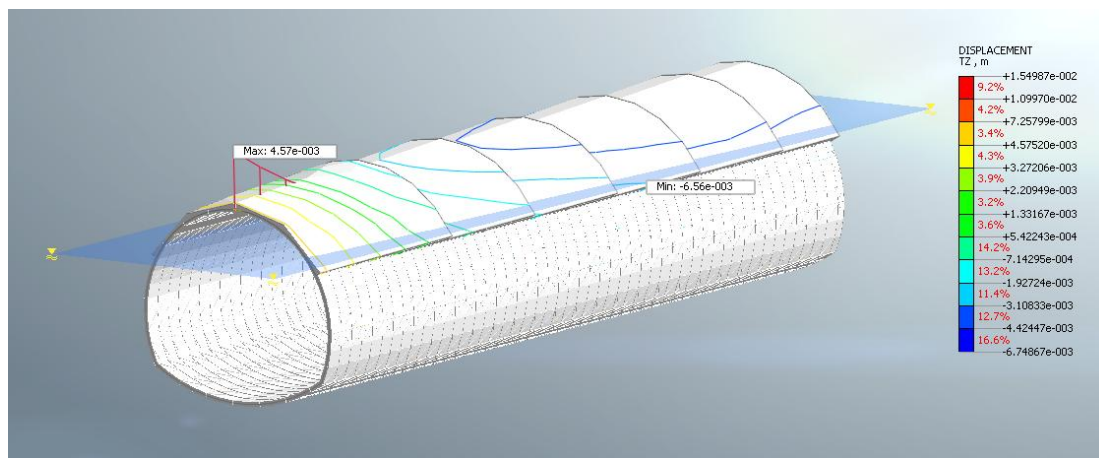


Figure VI.16 Tassement maximal au niveau de la clé de voute.

VI.3.5.15. Vérification numérique du recouvrement de la voute parapluie

La vérification montre la zone de recouvrement minimale pour recouvrir les déformations majeures probablement survenues. La figure VI-15 montre qu'un recouvrement de 4 m est largement suffisant dans le cas étudié.

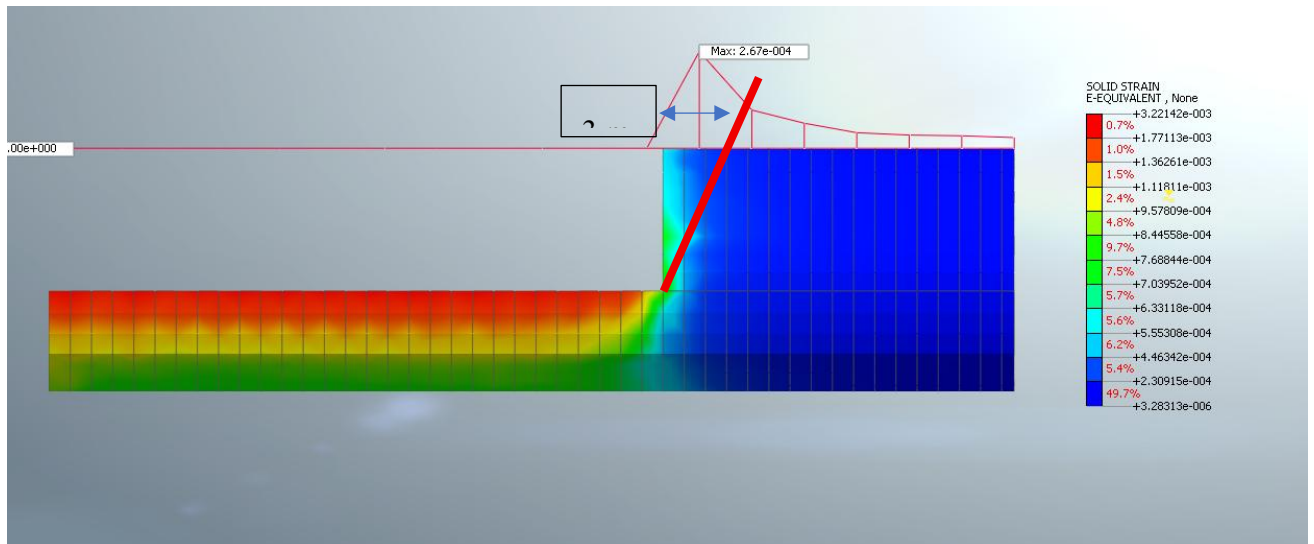


Figure VI.17 vérification numérique de la longueur du recouvrement de la voute parapluie.

VI.3.5.16. Confortement du front par les boulons en fibre de verre

La méthode d'analyse d'effet d'arch a été utilisée. Cette méthode est basée sur le control d'état des contraintes autour du tunnel, pour évaluer la stabilité du front de taille vis-à-vis la distance-temps de création des arches. Les profils a analysé sont présentés dans la figure VI-19.

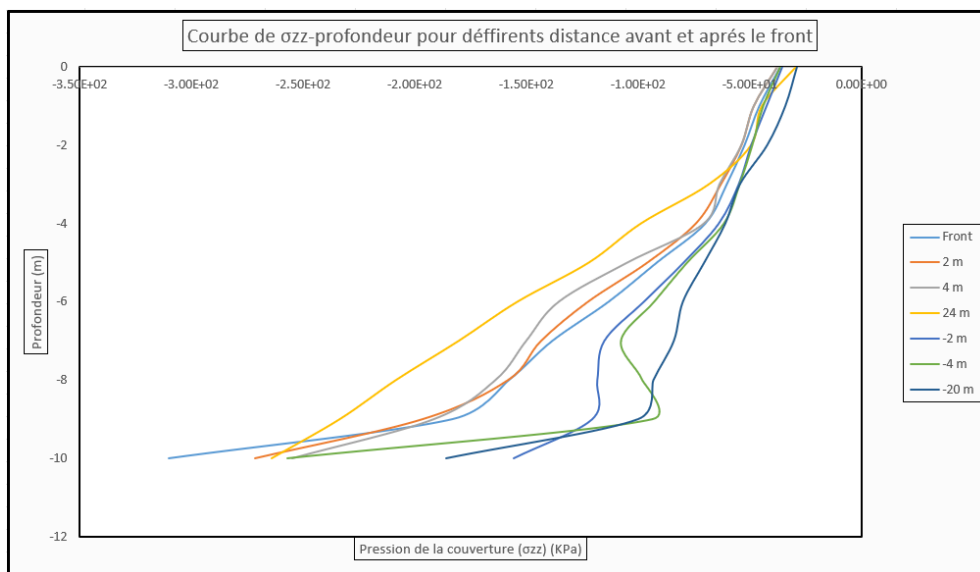


Figure VI.18 Profils des contraintes de couvertures selon la profondeur pour différentes sections du front de taille.

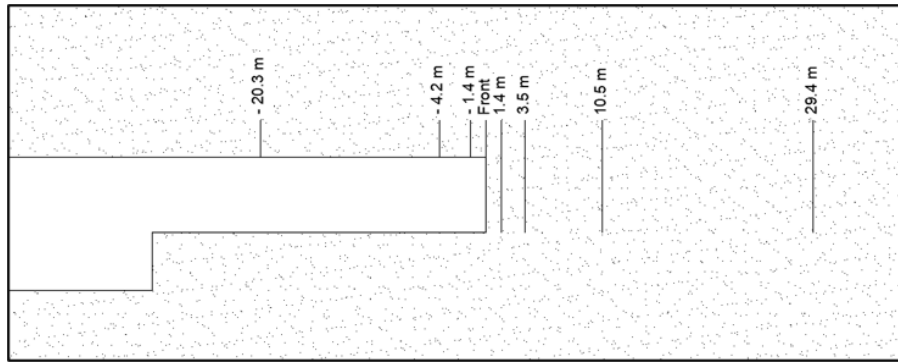


Figure VI.19 Résultats des contraintes verticales au-dessus du tunnel.

Comme le montre la figure VI-19, où $\sigma_{zz} = \gamma H$ dans la clé de voute du tunnel est de 0.32 MPa et c'est la valeur max par rapport aux autres cycles. On remarquant que à partir du front jusqu'à la distance toutes les distances en avant ou en arrière, aucun effet d'arche n'a été créé.

L'interprétation des résultats par rapport aux catégories discutés par P. Lunardi (2008) à la section 2.4.4 montre que par cette méthode la catégorie du front est le C et donc un renforcement par des boulons en fibre de verre est recommandé.

VI.3.5.17. Comparaison des contraintes et des résistances :

La méthode consiste à comparer les contraintes appliquées au front par rapport à la résistance du massif dans les marges d'élasticité, élasto-plastique ou plastique.

Détermination de la pression de renforcement est dépend de la pression maximale appliquée au front, qui est de l'ordre de 0.228 MPa, dans l'autre côté, la résistance à la compression du massif est de l'ordre de 0.176 MPa. La marge élastique pour un massif présente environ 50 à 80% de la résistance à la compression.

On applique une pression de 100 KPa sur le front comme une pression remplaçante de l'effet des boulons en fibre de verre. L'apport du boulonnage peut être simulé par le biais d'une pression fictive équivalente au front de taille égale à la somme des efforts dans tous les boulons et ramenée à la surface du front (Peila, 1994). L'effort dans les boulons correspond à la valeur minimale entre la résistance à la traction et l'arrachement du boulon.

$$P_{\text{front}} = (n/S) * F_{\text{boulon}} \text{ avec } F_{\text{boulon}} = \min \{A \times \sigma_{\text{max}}, Sl \times \tau_{\text{max}}\}$$

- F_{boulon} : résistance limite d'un boulon ;
- n : nombre de boulons ;
- A : la section du boulon ;
- σ_{max} : l'effort maximum ammissible dans le boulon ;
- S : la surface du front ;
- τ_{max} : la résistance à traction maximale le long de l'interface sol/boulon ;
- Sl : la surface latérale totale du boulon.

Pour une pression limite qui est dépasse les 50 bars, et un boulon en fibre de verre de 60/40 mm, le nombre nécessaire est de 20 boulons.

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce mémoire a traité le dimensionnement du portail intermédiaire du tunnel T3 de la ligne ferroviaire minière Annaba–Bouhegouf, excavé dans un massif de flysch numidien aux propriétés géomécaniques médiocres à très médiocres. La démarche adoptée, articulée entre caractérisation géotechnique, pré-dimensionnement analytique, modélisation numérique tridimensionnelle et vérification structurale, a permis d'apporter des réponses techniques fondées à chacune des questions posées par cet ouvrage.

La caractérisation géomécanique du massif, conduite à partir du critère de Hoek-Brown généralisé, a mis en évidence la variabilité des propriétés du flysch numidien selon les faciès rencontrés et justifié la définition de plusieurs profils types de soutènement adaptés à chaque zone. La vérification de la stabilité du front de taille, conduite selon la méthode d'Anagnostou et Perazzelli (2015), a confirmé que la cohésion du massif assure théoriquement la stabilité du prisme surincombant, mais avec une marge si faible qu'elle ne peut constituer une réserve de sécurité fiable sur un chantier ferroviaire. Ce résultat a justifié le boulonnage systématique du front dans les zones les plus dégradées.

La modélisation numérique tridimensionnelle avec MIDAS GTS NX, reproduisant les 114 phases du phasage NATM, a permis de simuler le comportement global du portail et d'extraire les efforts dans les différents éléments de soutènement. Les vérifications structurales qui en découlent ont confirmé l'adéquation des sections retenues pour la voûte parapluie et les micropieux vis-à-vis des sollicitations réellement mobilisées, avec des facteurs de sécurité satisfaisants dans les deux modes de rupture considérés.

Plusieurs limites inhérentes à l'étude doivent cependant être formulées clairement. La représentation du massif comme un milieu continu équivalent homogène ne restitue pas les effets des discontinuités structurales locales, dont l'influence peut être déterminante dans les zones fortement fracturées. L'absence de couplage hydromécanique constitue une seconde simplification dont les effets pourraient être significatifs en présence de niveaux d'eau suspendus dans les faciès gréseux. Enfin, le comportement différé du béton projeté et le fluage du massif n'ont pas été modélisés explicitement, bien que ces phénomènes contribuent à la redistribution des efforts dans le soutènement sur le long terme.

Ces limites ouvrent des perspectives d'approfondissement directement utiles pour la suite du projet. Une analyse de sensibilité sur les paramètres géotechniques permettrait de quantifier l'influence de leur incertitude sur les résultats du dimensionnement. La mise en place d'un programme d'auscultation pendant le chantier, incluant mesure des convergences et des efforts dans les cintres, permettrait de confronter les prédictions numériques au comportement réel et d'ajuster le soutènement en temps réel selon les principes de l'approche observationnelle. L'extension de la modélisation aux portails d'entrée et de sortie du tunnel T3, ainsi qu'aux tunnels T1 et T2, constituerait enfin une perspective naturelle pour généraliser les résultats obtenus

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] Barla, G. (1995). *Squeezing rocks in tunnels*. *ISRM News Journal*, 2(3&4), 44–49.
- [02] Barla, G., Bonini, M. & Debernardi, D. (2010). *Time dependent deformations in squeezing tunnels*. *International Journal of Geoengineering Case Histories*, 2(1), 40–65.
- [03] Barla, G., Bonini, M. & Semeraro, M. (2011). *Analysis of the behaviour of a yield-control support system in squeezing rock*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26(1), 146–154.
- [04] Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. *Rock Mechanics*, 6(4), 189–236.
- [05] Barton, N. (1999). *TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock*. Balkema, Rotterdam.
- [06] Barton, N. (2002). *Some new Q -value correlations to assist in site characterisation and tunnel design*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(2), 185–216.
- [07] Barton, N. & Bieniawski, Z.T. (2008). *RMR and Q – Setting records straight*. *Tunnels & Tunnelling International*, February 2008, 26–29.
- [08] Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. Wiley, New York.
- [09] Boidy, E., Bouvard, A. & Pellet, F. (2002). *Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 17(4), 415–424.
- [10] Bonini, M., Debernardi, D., Barla, M. & Barla, G. (2009). *The mechanical behaviour of clay shales and implications on the design of tunnels*. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42(2), 361–388.
- [11] Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C. (2000). *Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(2), 187–213.
- [12] Cividini, A., Jurina, L. & Gioda, G. (1981). *Some aspects of 'characterization' problems in geomechanics*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 18(6), 487–503.
- [13] Crouch, S.L. & Starfield, A.M. (1983). *Boundary Element Methods in Solid Mechanics*. Allen & Unwin, London.
- [14] Cundall, P.A. & Strack, O.D.L. (1979). *A discrete numerical model for granular assemblies*. *Géotechnique*, 29(1), 47–65.
- [15] Diederichs, M.S. & Kaiser, P.K. (1999). *Stability of large excavations in laminated hard rock masses: the voussoir analogue revisited*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(1), 97–117.
- [16] Duncan, J.M. & Chang, C.Y. (1970). *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96(SM5), 1629–1653.
- [17] Feng, X.T. & Roshoff, K. (2004). *In-situ investigations, monitoring and analysis of the excavation and strengthening of large underground works*. In : *Proceedings of the ISRM International Symposium, Salzburg*.
- [18] Gioda, G. & Maier, G. (1980). *Direct search solution of an inverse problem in elastoplasticity*. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 15(12), 1823–1848.
- [19] Grimstad, E. & Barton, N. (1993). *Updating the Q -system for NMT*. *Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete, Fagernes, Norway*, 46–66.
- [20] Hoek, E. & Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London.
- [21] Hoek, E., Kaiser, P.K. & Bawden, W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema, Rotterdam.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [22] Hoek, E. & Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels & Tunnelling International*, Part 1 : November 2000, 45–51 ; Part 2 : December 2000, 34–36.
- [23] Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition*. Proceedings of NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, 267–273.
- [24] Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Rocscience Inc., Toronto.
- [25] Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M.S. & Corkum, B. (2008). *Integration of geotechnical and structural design in tunnelling*. 56th Annual Geotechnical Engineering Conference, University of Minnesota.
- [26] Levasseur, S., Malécot, Y., Boulon, M. & Flavigny, E. (2008). Soil parameter identification using a genetic algorithm. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(2), 189–213.
- [27] Marinos, P. & Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(2), 85–92.
- [28] Marinos, V., Marinos, P. & Hoek, E. (2005). The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64(1), 55–65.
- [29] Marinos, V. (2014). Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(3), 227–239.
- [30] Marinos, V. (2017). A revised geotechnical classification GSI system for tectonically disturbed heterogeneous rock masses, such as flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(1), 1–14.
- [31] Oliveira, D.A.F., Diederichs, M.S. & Pereira, L.G. (2018). In-situ stress control on tunnel failure modes in weakly jointed flysch. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 75, 105–118.
- [32] Palmström, A. & Broch, E. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(6), 575–593.
- [33] Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [34] Peck, R.B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Géotechnique*, 19(2), 171–187.
- [35] Rabcewicz, L.v. (1964). *The New Austrian Tunnelling Method*. *Water Power*, Parts I, II & III, November–December 1964, January 1965.
- [36] Rechea, C., Levasseur, S. & Finno, R. (2008). Inverse analysis techniques for parameter identification in simulation of excavation support systems. *Computers and Geotechnics*, 35(3), 331–345.
- [37] Sakurai, S. & Takeuchi, K. (1983). Back analysis of measured displacements of tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 16(3), 173–180.
- [38] Schubert, W. (1996). Dealing with squeezing conditions in Alpine tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29(3), 145–153.
- [39] Schubert, W. & Steindorfer, A. (1996). Selective displacement monitoring during tunnel excavation. *Felsbau*, 14(2), 93–97.
- [40] Singh, B. & Goel, R.K. (1999). *Rock Mass Classification: A Practical Approach in Civil Engineering*. Elsevier Science.
- [41] Sujkowski, Zb. L. (1957). Flysch sedimentation. *Geological Society of America Bulletin*, 68(5), 543–554.
- [42] Sulem, J., Panet, M. & Guenot, A. (1987). An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 24(3), 155–164.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [43] Terzaghi, K. (1946). *Rock defects and loads on tunnel supports*. In : Proctor R.V. & White T.L. (eds.), *Rock Tunnelling with Steel Supports*. Commercial Shearing and Stamping Company, 15–99.
- [44] Vardakos, S.S., Gutierrez, M.S. & Barton, N.R. (2007). *Back-analysis of Shimizu Tunnel No. 3 by distinct element modelling*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(4), 401–413.
- [45] Vrakas, A. & Anagnostou, G. (2014). *A finite strain closed-form solution for the elasto-plastic consolidation of a tunnel in a porous medium with finite initial overstress*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, 261–273
- [46] Davis et al. (1980) "*The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material*". *Géotechnique*, 30(4), 397–416.
- [47] Leca & Dormieux (1990) "*Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material*". *Géotechnique*, 40(4), 581–606.
- [48] Chang, Y. et Stille, H. (1993). *Influence of early age properties of shotcrete on tunnel support performance*. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 26(4), pp. 323-341.