

GEO5

Méthode des éléments finis : Modélisation numérique de l'excavation d'un tunnel en utilisant la méthode NATM*

Résumé

L'objectif de ce manuel est de décrire la modélisation numérique d'un tunnel ferroviaire à voie unique en utilisant la méthode des éléments finis.

Le fichier exemple correspondant est « Demo_manual_26.gmk ».

ATTENTION : Dans ce document, l'utilisateur sera guidé à travers toutes les étapes de définition et d'analyse d'un projet géotechnique, dans un contexte établi par l'auteur. L'utilisateur doit être informé que les réglages de l'analyse (onglet « Paramètres ») sont de sa responsabilité et doivent être vérifiés/adaptés avant de commencer tout nouveau projet.

*NATM : New Austrian Tunnelling Method (Nouvelle méthode autrichienne de tunnelage)

1 Projet

Développer un modèle et évaluer le revêtement primaire d'un tunnel ferroviaire à voie unique pour des vitesses allant de 160 à 230 km/h. La section transversale du tunnel est conçue sur la base de la fiche standard SZDC (Administration des infrastructures ferroviaires, Organisation d'État) (cf. illustration ci-dessous).

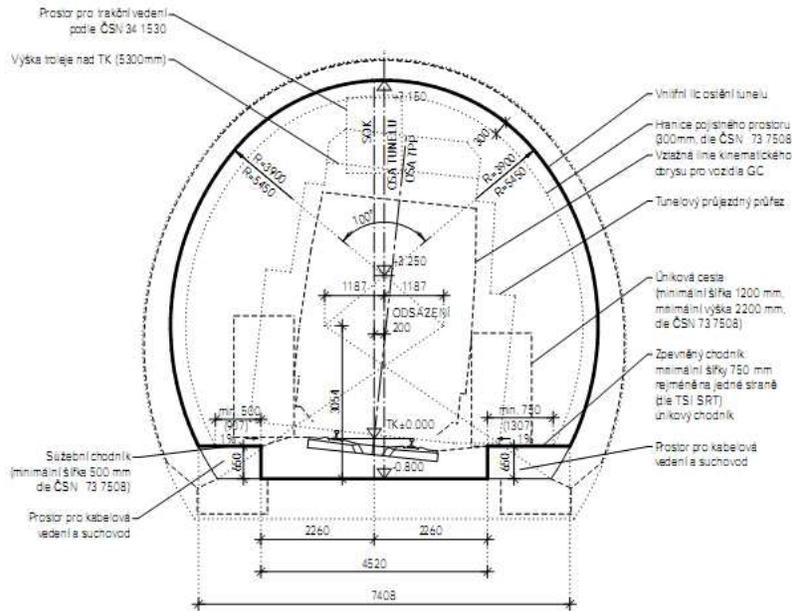


FIGURE 1 – Profil d'un tunnel ferroviaire à voie unique selon la fiche standard SZDC

Le tunnel sera creusé selon une méthode d'excavation conventionnelle (nouvelle méthode autrichienne de tunnelage - *EN : Sequential Excavation Method*) par creusement en demi-section. Le terrain de recouvrement a une épaisseur approximative de 14 m. Le revêtement primaire d'une épaisseur de 200 mm est en béton projeté de classe C 20/25. La voûte est fixée avec des boulons à serrage hydraulique (HUIS, type WIBOLT EXP) d'une capacité de charge de 120 kN. Sur la base de l'évaluation des levés géologiques, nous allons supposer que les couches géologiques sont parallèles à la surface. La composition du profil géologique est décrite dans le tableau 1.

Sol / Roche	Profil [m]	γ [kN/m ³]	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	ν [-]	E_{def} [MPa]	E [MPa]	E_{ur} [MPa]	K_0 [-]	γ_{sat} [kN/m ³]
Sable limoneux (S4/SM)	0 - 3	19	29	10	0,3	10	10	30	0,5	19
Gravier limoneux (G4/GM)	3 - 5	19	33	8	0,3	70	70	210	0,5	19
Ardoise fortement altérée (R5)	5 - 19,75	20	29	30	0,33	45	45	135	0,5	20
Ardoise faiblement altérée (R3)	> 19,75	22	38	250	0,25	350	350	1050	0,35	22
Région ancrée (R5)	—	20	29	63	0,33	45	45	135	0,5	20

TABLE 1 – Paramètres des sols et des roches

2 Solution

Pour résoudre ce problème, nous allons utiliser le programme GEO5-MEF. La résolution de ce problème étape par étape va suivre le plan suivant :

- Topologie : définition et modélisation du problème (éléments de contact, modélisation du revêtement)
- Modélisation de la procédure de construction : matériau du revêtement primaire, étapes d'excavation
- Phase de construction 1 : état de contrainte géostatique primaire du massif rocheux
- Phase de construction 2 : modélisation de l'excavation de la calotte, activation de l'ouverture excavée non soutenue
- Phase de construction 3 : renforcement de la voûte avec un revêtement primaire en béton immature
- Phase de construction 4 : amélioration des caractéristiques matérielles du béton mature (calotte)
- Phase de construction 5 : modélisation de l'excavation du stross du tunnel, activation de l'ouverture excavée non soutenue
- Phase de construction 6 : renforcement des parois latérales du stross avec un revêtement primaire en béton immature
- Phase de construction 7 : amélioration des caractéristiques matérielles du béton mature (stross)
- Résultats, conclusion : cuvette de tassement de la surface du terrain, déformation du massif rocheux, répartition des efforts internes et déplacement du revêtement primaire du tunnel, efforts dans les ancrages.

Remarques : la modélisation dans le programme GEO5-MEF se déroule en deux parties :

1. *dans la première partie, l'utilisateur définit, en mode topologie, les dimension de son modèle numérique, les interfaces entre les sols et les roches et leurs paramètres, la géométrie de la structure du tunnel à l'aide de points et de lignes et enfin les assignations aux interfaces appropriées (pour plus de détails, consultez l'Aide - F1).*
2. *dans la deuxième partie, l'utilisateur définit les différentes phases de construction et soumet les calculs. La modélisation du processus de construction réel de travaux souterrains est basée sur les phases de construction en activant, désactivant ou en modifiant les matériaux dans les zones prédéfinies du modèle, en ajoutant et éventuellement en supprimant des éléments de poutre représentant des structures (par exemple le revêtement du tunnel) et en modifiant leurs paramètres (matériau, dimensions). On obtiendra un modèle numérique pour lequel on suppose que son comportement sera identique au comportement futur de la structure souterraine réelle et qui servira à en déterminer les dimensions.*

2.1 Topologie

2.1.1 Partie 1 : Spécification des interfaces et des paramètres de sol du problème

Dans le cadre « Paramètres », nous allons utiliser :

- la procédure K_0 pour le calcul de la phase de construction 1,
- l'état de contraintes pour le type de calcul,
- l'option « Tunnels » (qui permet de modéliser de manière réaliste le tracé de la construction du revêtement primaire du tunnel).

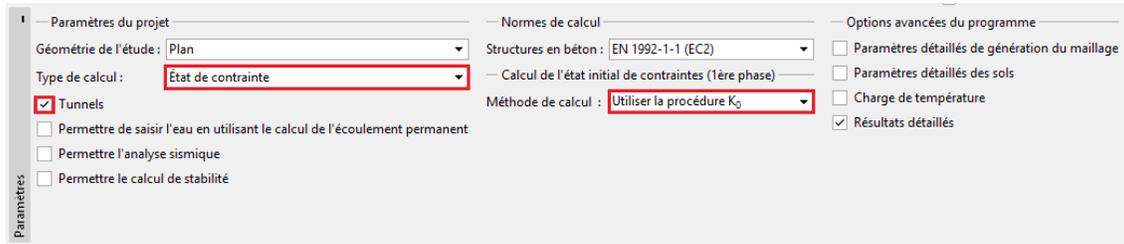


FIGURE 2 – Cadre « Paramètres »

Remarque : cocher l'option « Tunnels » permet d'utiliser le programme pour modéliser, par exemple, les creusements (modélisation de l'effet tridimensionnel du front de taille à l'aide de la nouvelle méthode autrichienne), en spécifiant et en analysant la dégradation de poutres, les charges thermiques agissant sur les poutres et les régions, les charges agissant sur les régions induites par le gonflement et enfin pour effectuer le suivi des résultats (pour plus de détails, consultez l'Aide - F1).

À présent, nous allons définir l'étendue du modèle numérique. Pour ce problème, nous allons fixer les dimensions du modèle à -50 m ; 50 m et l'épaisseur de la couche étudiée à 30 m en se rendant dans le cadre « Interface », puis en cliquant sur le bouton « Saisir les limites ».

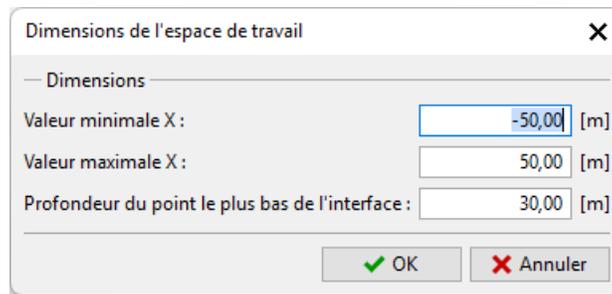


FIGURE 3 – Fenêtre de dialogue « Dimensions de l'espace de travail »

Remarque : les dimensions de l'espace de travail, doivent être choisies suffisamment vastes pour que l'état de contraintes et les déformations du massif rocheux à l'emplacement de la structure à analyser (ou dans les régions d'intérêt) ne soient pas affectés par les conditions aux limites du modèle. Les valeurs indicatives recommandées de ces dimensions sont présentées pour chaque cas d'étude et décrites de manière plus détaillée dans l'aide du programme (pour plus de détails, consultez l'Aide - F1).

Interface 1		Interface 2		Interface 3		Interface 4	
x [m]	z [m]						
-50,0	22,0	-50,0	19,0	-50,0	17,0	-50,0	2,25
50,0	22,0	50,0	19,0	50,0	17,0	50,0	2,25

TABLE 2 – Liste des points définissant les interfaces entre les sols et les roches

Dans le cadre « Sols », nous allons définir les paramètres des sols et des roches ainsi que les paramètres de la roche dans la région où se situeront les boulons d'ancrage (*cf.* remarque *infra*). Pour modéliser le problème, nous allons utiliser le modèle de matériau de Mohr-Coulomb, qui nous permet de prendre en compte les régions de rupture locale ou globale (pour en savoir plus, consultez l'Aide - F1).

Remarque : les boulons d'ancrage sont introduits dans le modèle numérique en utilisant une méthode dans laquelle la région du massif rocheux renforcée par des boulons d'ancrage au voisinage de l'ouverture creusée correspondant à la longueur des boulons d'ancrage est remplacée par une roche présentant de meilleurs paramètres de matériau. Dans de tels cas, une augmentation de la cohésion de la roche est généralement supposée. La cohésion globale de la roche augmentée par l'action des boulons d'ancrage est donnée par :

$$c_{h+s} = c_h + c_s \text{ [kPa]}$$

où :

- c_{h+s} : cohésion globale de la roche augmentée par l'action des boulons d'ancrage,
- c_h : cohésion initiale de la roche,
- c_s : augmentation de la cohésion par l'action des boulons d'ancrage.

L'augmentation de la cohésion par l'action des boulons d'ancrage est calculée selon la relation suivante :

$$c_s = \frac{N_u}{A_k} \cdot \frac{1 + \sin \varphi_{ef}}{2 \cos \varphi_{ef}} \cdot \frac{1}{\gamma_{kc}} = \frac{120}{2,058} \cdot \frac{1 + \sin 29^\circ}{2 \cos 29^\circ} \cdot \frac{1}{1,5} = 33,0 \text{ kPa}$$

où :

- N_u : capacité du boulon [kN],
- A_k : aire allouée à un boulon [m²],
- φ_{ef} : angle de frottement interne de la roche [°],
- γ_{kc} : coefficient de fiabilité d'ancrage.

Pour cette étude, nous allons utiliser **10 pièces de boulons d'ancrage HUIS d'une capacité de 120 kN et un espacement de 3,5 m**. La résistance au cisaillement résultante, ou cohésion, dans la région renforcée par les ancrages correspond au type de roche R5 :

$$c_{h+s} = c_h + c_s = 30 + 33 = 63 \text{ kPa}$$

Le module d'élasticité E [MPa] n'a pas été déterminé directement par un levé géologique. Pour cette raison, sa valeur a été dérivée du module de déformation E_{def} [MPa] en utilisant une relation générale $E = E_{def}$. Le module de déchargement est défini par : $E_{ur} = 3.E$

Nous allons considérer que l'angle de dilatance ψ [°] est nul pour toutes les couches de sols et de roches. Ensuite nous assignerons les sols et les roches aux régions correspondantes (cf. illustrations ci-dessous).

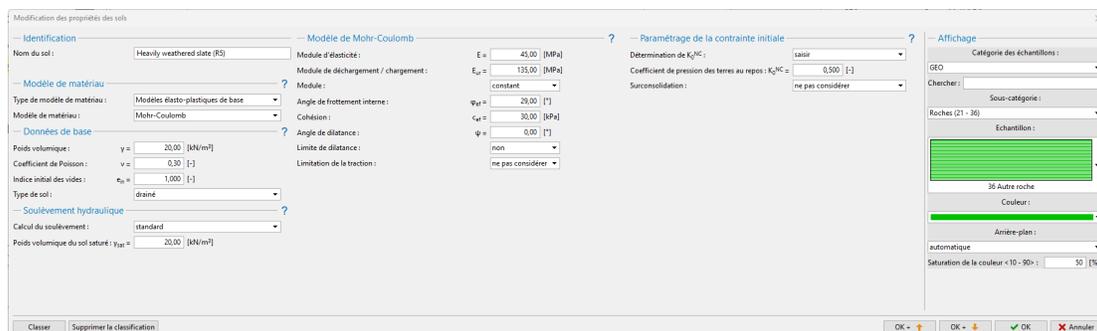


FIGURE 4 – Fenêtre de dialogue « Ajout des nouveaux sols » - Ardoise fortement altérée (R5)

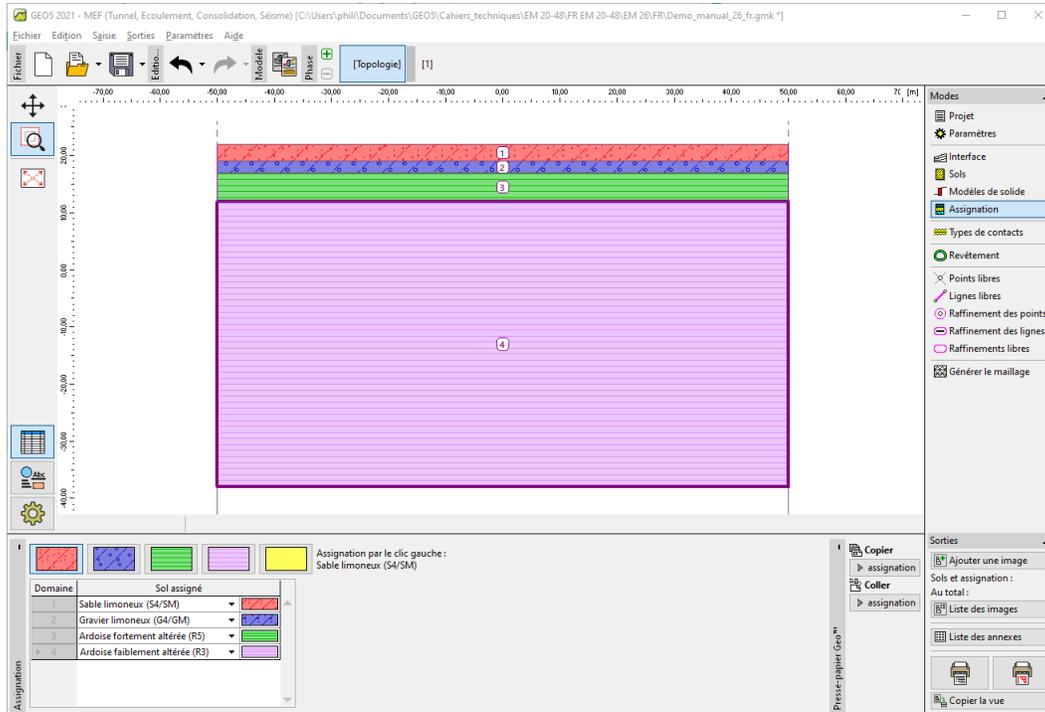


FIGURE 5 – Cadre « Assignation »

L'étape suivante consiste à définir le type de contact, qui est introduit à l'interface entre le revêtement et le sol ou la roche dans le cadre « Types de contact ». Nous allons supposer que les paramètres de contacts à l'interface ont les caractéristiques suivantes :

- résistance au cisaillement : $K_s = 16920 \text{ kN/m}^3$
- raideur normale : $K_n = 45000 \text{ kN/m}^3$
- réduction pour les sols : $\delta c = \delta \mu = 1,0$

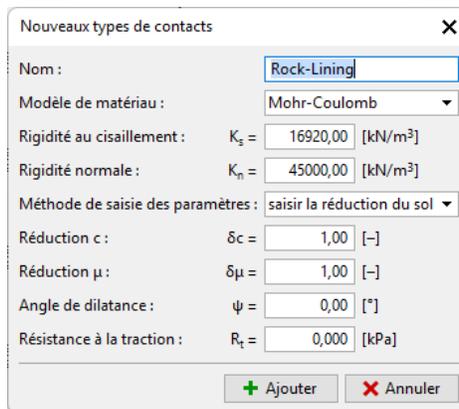


FIGURE 6 – Fenêtre de dialogue « Nouveaux types de contacts »

Remarques :

1. les éléments de contact permettent de décrire l'interaction des matériaux le long de l'interface entre le sol et la structure ou entre chaque sol . L'élément de contact a une épaisseur nulle et exprime la relation entre les contraintes de contact et le changement relatif des déplacements le long du contact (pour en savoir plus, consultez l'Aide-F1).

2. *pour cette étude, on considère les éléments de contact à l'interface du revêtement primaire et de la roche, c'est-à-dire que l'on considère un possible déplacement du revêtement primaire le long de la paroi de l'excavation. Les éléments de contact sont généralement introduits dans les sols moins porteurs ; pour les roches saines intactes, les contacts peuvent être négligés avec une certaine prudence (dans les constructions de tunnels).*
3. *Le problème et la méthode d'introduction des éléments de contact ont été décrits plus en détail au chapitre 24. Analyse d'une structure en palplanches (pour plus d'informations, voir <https://www.finesoftware.fr/manuels-d-ingenieur/>). Les valeurs recommandées pour les rigidités K_s et K_n [kN/m^3] sont données dans l'aide du programme (pour plus d'informations, consultez l'Aide-F1).*

Ainsi se termine la première partie de la spécification du problème (modélisation de l'interface, valorisation des paramètres des sols et ses types de contact). Nous allons maintenant continuer par la modélisation du revêtement du tunnel primaire et, par la suite, à la spécification de la région renforcée par des ancrages.

2.1.2 Partie 2 : Modélisation du revêtement et de la région renforcée par les boulons

Passons au cadre « Points libres », dans lequel (en cliquant sur le bouton « Ajouter »), nous allons spécifier les principaux points du revêtement du tunnel.

La géométrie de la section excavée est spécifiée au moyen de dix points libres (*cf.* tableau 3).

Point n°	Coordonnées	
	x [m]	y [m]
1	4,81	2,25
2	3,41	6,11
3	-3,41	6,11
4	-2,62	-0,80
5	2,62	-0,80
6	-4,81	2,25
7	2,62	-1,30
8	4,17	-1,30
9	-2,62	-1,30
10	-4,17	-1,30

TABLE 3 – Points libres de l'excavation (revêtement primaire)

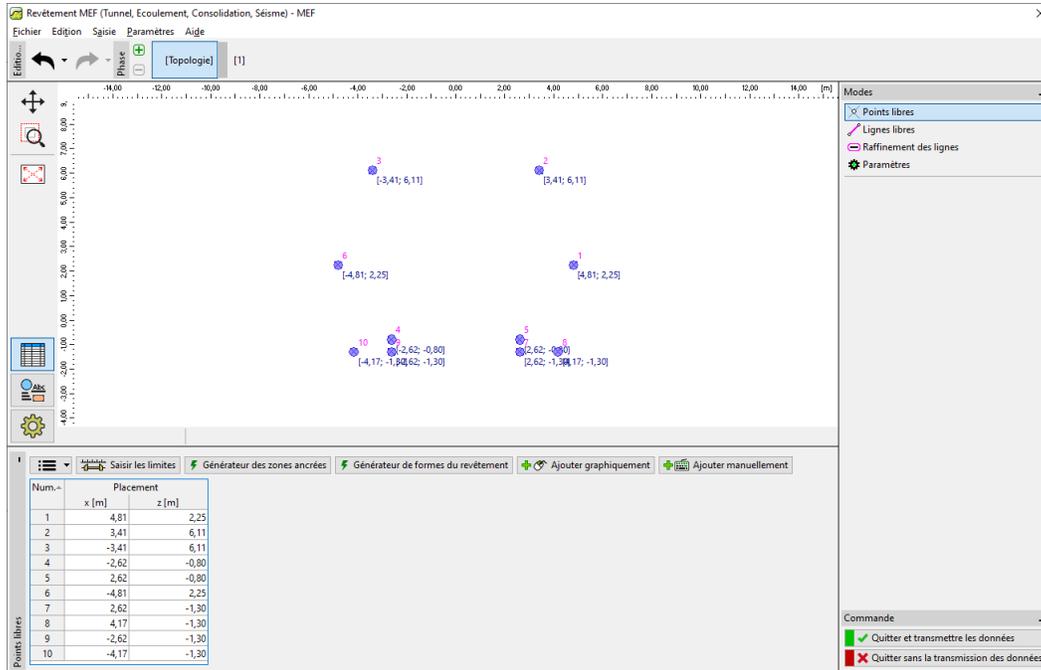


FIGURE 7 – Module « Revêtement - MEF » - Saisie des points libres

Ensuite, nous allons passer au cadre « Lignes libres » et nous relierons les points par des segments et des arcs (voir tableau 4).

Ligne n°	Type de ligne	Mode de saisie	Topologie de la ligne
1	arc	centre	origine - point 1, fin - point 2, centre (-1, 19; 2, 25), orientation positive
2	arc	centre	origine - point 2, fin - point 3, centre (0, 00; 3, 25), orientation positive
3	segment	-	origine - point 4, fin - point 5
4	arc	centre	origine - point 3, fin - point 6, centre (1, 19; 2, 25), orientation positive
5	segment	-	origine - point 7, fin - point 8
6	arc	centre	origine - point 1, fin - point 8, centre (-5, 39; 2, 25), orientation négative
7	segment	-	origine - point 5, fin - point 7
8	segment	-	origine - point 9, fin - point 10
9	arc	centre	origine - point 10, fin - point 6, centre (5, 39; 2, 25), orientation négative
10	segment	-	origine - point 4, fin - point 9

TABLE 4 – Lignes libres de l'excavation (revêtement primaire)

Les points libres et les lignes de contour de l'excavation correspondant au revêtement primaire sont restitués sur l'illustration ci-dessous.

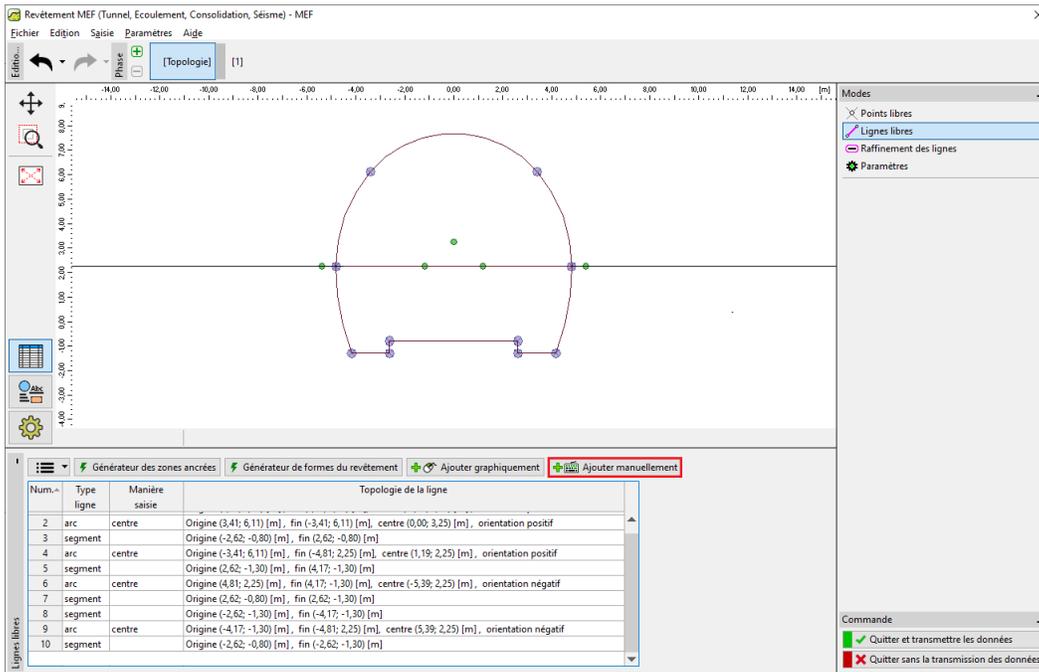


FIGURE 8 – Module « Revêtement - MEF » - Saisie des lignes libres (creusement en demi-section)

Le renforcement de la voûte à l'aide de boulons d'ancrage est pris en compte lors de la construction de la structure souterraine. Ce renforcement est en pratique généralement modélisé comme une amélioration des paramètres de la roche, qui se trouve dans cette région particulière. Pour cette raison, il est dans ce cas également nécessaire de spécifier la région renforcée par ces boulons - au moyen de points libres (voir tableau 5) et de lignes libres (cf. tableau 6).

Point n°	Coordonnées	
	x [m]	y [m]
11	7,81	2,25
12	5,71	8,04
13	-5,71	8,04
14	-7,81	2,25

TABLE 5 – Points libres près de la région ancrée par des boulons d'ancrage à expansion hydraulique

Ligne n°	Type de ligne	Mode de saisie	Topologie de la ligne
11	arc	rayon	origine - point 14, fin - point 13, rayon 9 m, orientation négative, angle aigu
12	arc	rayon	origine - point 13, fin - point 12, rayon 7,45 m, orientation négative, angle aigu
13	arc	rayon	origine - point 12, fin - point 11, rayon 9 m, orientation négative, angle aigu

TABLE 6 – Lignes libres près de la région ancrée par des boulons d’ancrage à expansion hydraulique

Ensuite, nous allons ajouter un dernier point libre n° 15 de coordonnées (0, 0; 2, 25) dans le cadre « Points libres », ce point sera utilisé ultérieurement comme centre de raffinement du maillage d’éléments finis (cf. Topologie - Partie 3).

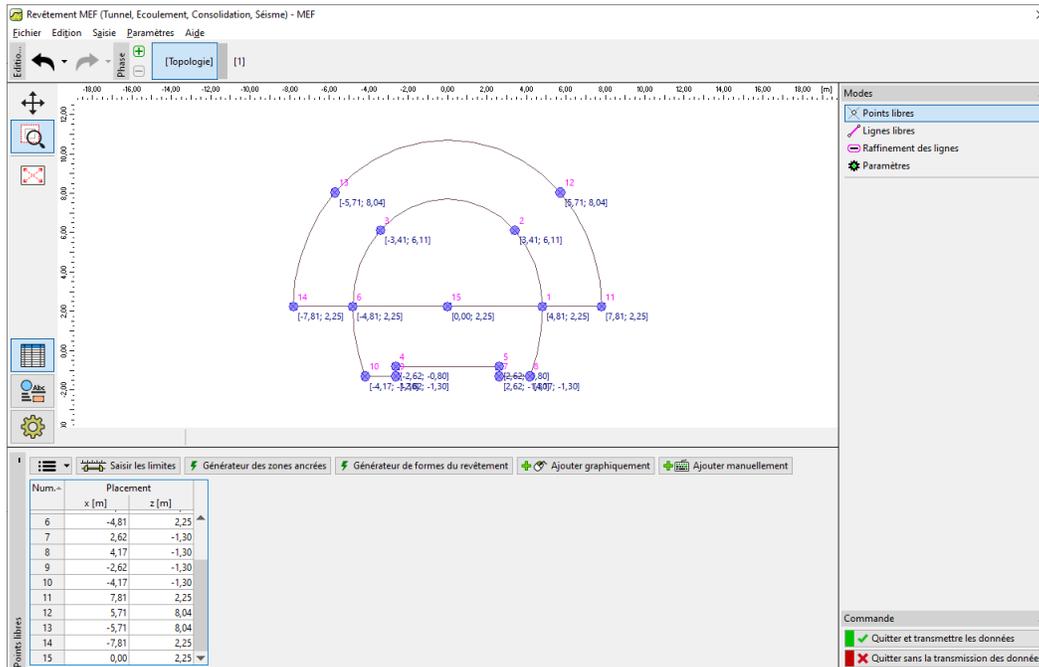


FIGURE 9 – Points libres près de la région ancrée et points libres du revêtement primaire

Dans la dernière partie du paramétrage de la topologie de la structure, nous allons générer le maillage par éléments finis et augmenter sa densité.

2.1.3 Partie 3 : Génération du maillage par éléments finis et augmentation de sa densité

Le maillage par éléments finis affecte de manière significative les valeurs résultantes des calculs. Préalablement à la génération du maillage proprement dite, nous allons augmenter la densité dans l’espace excavé (au voisinage du point n ° 15) en utilisant une longueur du bord de l’élément $l = 0,5$ m et un rayon $r = 28$ m.

Dans le cadre « Raffinements de points » en cliquant sur le bouton « Ajouter graphiquement » ou « Ajouter textuellement », nous choisissons le point n° 15 avec : $r = 28$ m et $l = 0,5$ m.

Remarque : grâce à cette étape, nous allons fournir un maillage suffisamment dense au voisinage de la région d'intérêt (l'ouverture creusée). Le processus d'augmentation de la densité des points ou des lignes libres a été décrit plus en détail au chapitre 23. Analyse du revêtement d'un collecteur (pour plus de détails, voir <https://www.finesoftware.fr/manuels-d-ingenieur/>).

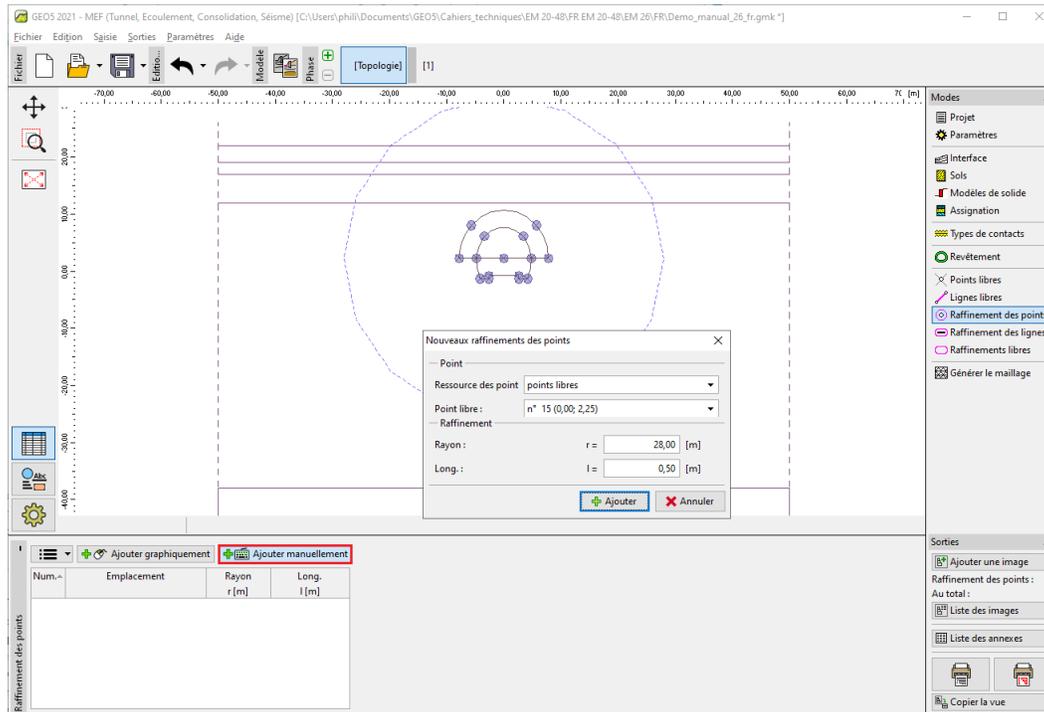


FIGURE 10 – Fenêtre de dialogue « Nouveaux raffinements des points »

Nous allons passer directement à la génération du maillage par éléments finis. Dans le cadre « Générer le maillage », nous allons fixer la longueur de l'arête de l'élément à 2,0 m et cocher l'option « Lisser le maillage ».

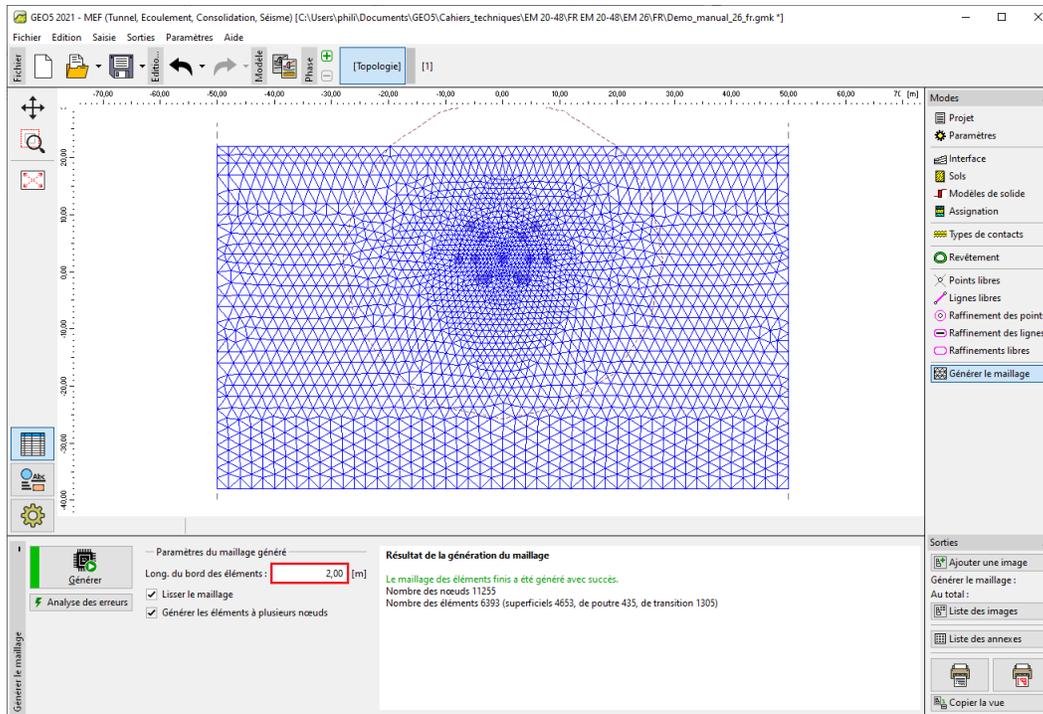


FIGURE 11 – Cadre « Générer le maillage » - Raffinement de points autour de la région d'excavation (longueur 0,5 m)

Notes sur la modélisation de la procédure de construction :

Dans cette partie du manuel pour plus de clarté, nous allons présenter quelques notes importantes se rapportant au processus de construction proprement dit - le matériau du revêtement primaire du tunnel, la séquence d'excavation (les différentes excavations). Ces informations sont utiles pour la modélisation numérique de notre exemple car certaines données d'entrée sont répétées (par exemple les excavations).

Remarques :

1. les phases de construction tiennent compte du processus de creusement du tunnel. Pour être en mesure de compiler les différentes phases de construction, nous devons connaître le matériau de revêtement primaire du tunnel, la séquence d'excavation et les conditions hydrogéologiques à rencontrer au cours de l'excavation.
2. nous allons concevoir une revêtement primaire d'une épaisseur de 200 mm, en béton projeté C 20/25. Nous n'introduirons dans le modèle numérique que le béton projeté et l'influence de l'augmentation de la résistance (resp. du module d'élasticité) au cours du temps (voir tableau 7).

Maturité du béton projetée	Module d'élasticité E_{cm} [MPa]	Module de cisaillement G [MPa]
Béton immature	2900	1134
Béton mature	29000	11340

TABLE 7 – Valeurs du module d'élasticité du béton projeté (évolution dans le temps)

3. l'excavation du tunnel est modélisée comme un problème 2D, ce qui ne prend pas pleinement en compte les variations spatiales de l'état de contrainte du massif rocheux qui se produisent

au cours de l'excavation dans la région du front de taille. Au cours de l'opération d'excavation, l'ouverture temporairement non soutenue est supportée par le massif rocheux à l'avant du front (voûte rocheuse longitudinale et transversale) et par la partie de l'ouverture préalablement excavée munie du support. Ce comportement ne peut être décrit que par un modèle 3D ; dans un modèle 2D, le comportement dans le sens de la progression de l'excavation n'est qu'approximativement modélisé.

4. la méthode, la plus fréquemment utilisée dans la pratique de l'ingénierie (généralement appelée méthode λ ou méthode β), suppose que l'état de contrainte primaire du massif, c'est-à-dire la contrainte d'origine agissant avant le creusement aux abords de la future ouverture creusée, varie avec le temps selon la relation $(1 - \beta) \cdot \sigma_o$ (pour l'état de contrainte primaire $\beta = 1$). Pour modéliser la variation de la contrainte primaire entre deux étapes de calcul (phases de construction), nous supposons que l'ouverture excavée non soutenue subit une charge d'intensité $(1 - \beta) \cdot \sigma_o$ à la première étape et la charge restante $\beta \cdot \sigma_o$ à la deuxième étape.
5. Dans le cas du système d'excavation séquentielle, cette procédure doit être appliquée séparément à chaque excavation partielle. La valeur du coefficient β dépend de la géologie du massif, du pas d'avancement et de la taille du profil d'excavation, et est relativement difficile à déterminer. Dans GEO5-MEF, cette méthode est appelée Excavation. Pour la modélisation numérique du tunnel, nous avons estimé sa valeur à $\beta = 0,6$ comme pour un profil à voie unique pour la calotte et le stross.

2.2 Phase de construction 1 : contraintes géostatiques primaires

Après avoir généré le maillage d'éléments finis nous allons passer à la phase de construction 1 et soumettre le calcul de l'état de contrainte géostatique primaire du massif. Pour toutes les phases de construction, nous ne retiendrons que le paramètre de calcul « Standard » (pour plus de détails, consultez l'Aide - F1).

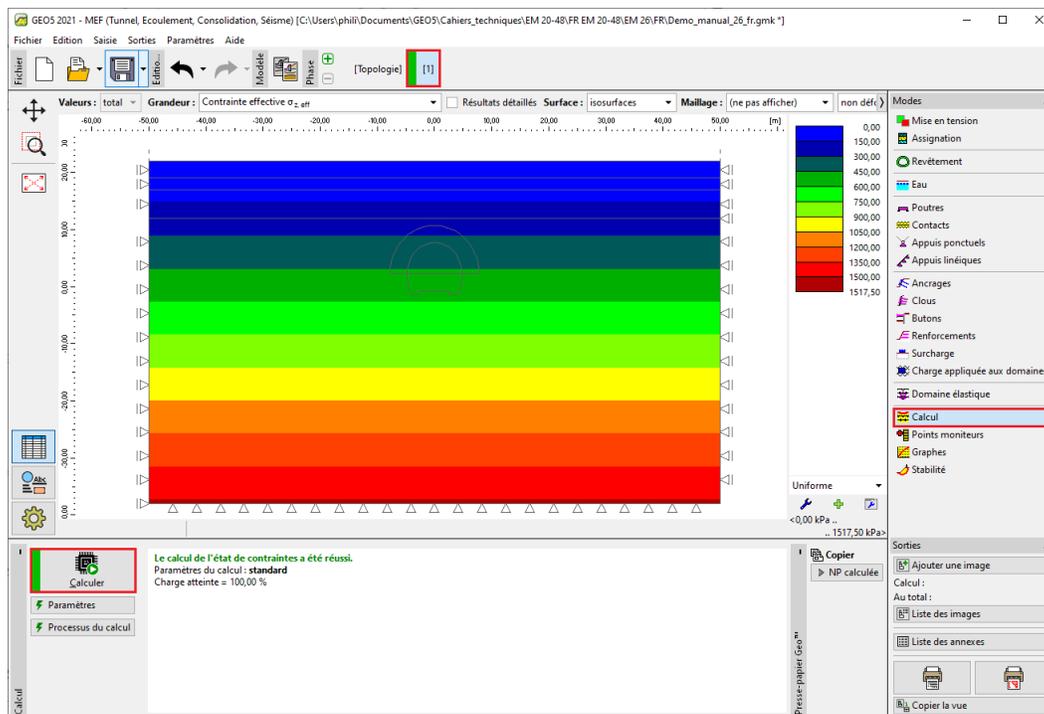


FIGURE 12 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 1 (contrainte géostatique primaire $\sigma_{z,ef}$)

2.3 Phase de construction 2 : excavation de la calotte, activation de l'excavation non-soutenue

Dans la prochaine étape, nous allons ajouter la phase de construction 2, dans le cadre « Excavation », nous allons modéliser une nouvelle excavation avec une désactivation fixée à 40%, dans le cadre « Mise en tension », nous allons réaliser l'excavation pour la région n° 5 (à l'aide du bouton « Ajouter »).

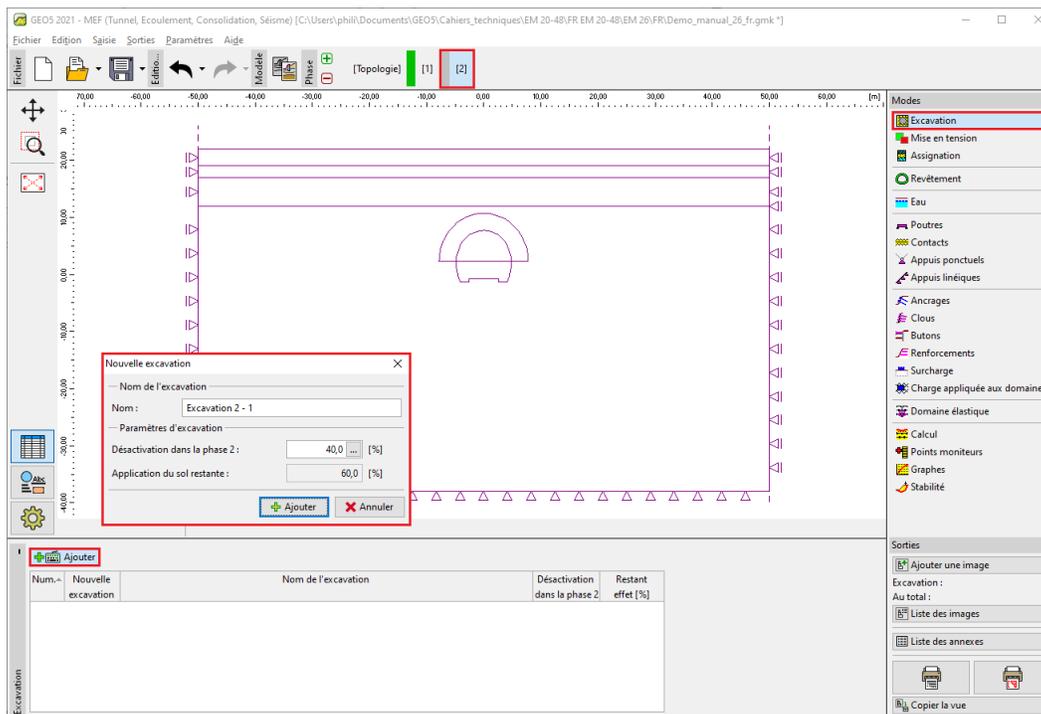


FIGURE 13 – Fenêtre de dialogue « Nouvelle excavation » - Phase de construction 2

Remarque : dans la pratique de l'ingénierie, la séquence d'excavation (chaque creusement) est spécifiée par le pourcentage de désactivation de la roche par rapport à l'activation de la roche restante. Dans cet exemple, nous prenons les proportions suivantes pour les différentes phases de construction du tunnel :

1. *excavation de la calotte, activation de l'excavation non soutenue : 40% / 60%,*
2. *support de voûte par le revêtement primaire en béton immature : 30% / 30%,*
3. *amélioration des propriétés des matériaux du béton mature (calotte) : 30% / 0%.*
4. *modélisation de l'excavation du stross, activation de l'excavation non soutenue : 40% / 60%,*
5. *support des parois latérales des bancs par revêtement primaire en béton immature : 30% / 30%,*
6. *amélioration des propriétés des matériaux du béton mature (stross) : 30% / 0%.*

Les pourcentages mentionnés ci-dessus sont basés sur des années d'expérience et fournissent des résultats relativement fiables. Le programme permet aussi de définir diverses proportions de pourcentage pour des phases de construction particulières (par exemple 25/75, 30/45, 30/15 et 15/0) pour l'excavation de la calotte ou du stross.

Il s'agit essentiellement de l'activation du pourcentage de la charge sur l'excavation non soutenue de la calotte. Dans cette phase de construction, nous envisageons de désactiver 40% du sol (cf. figure).

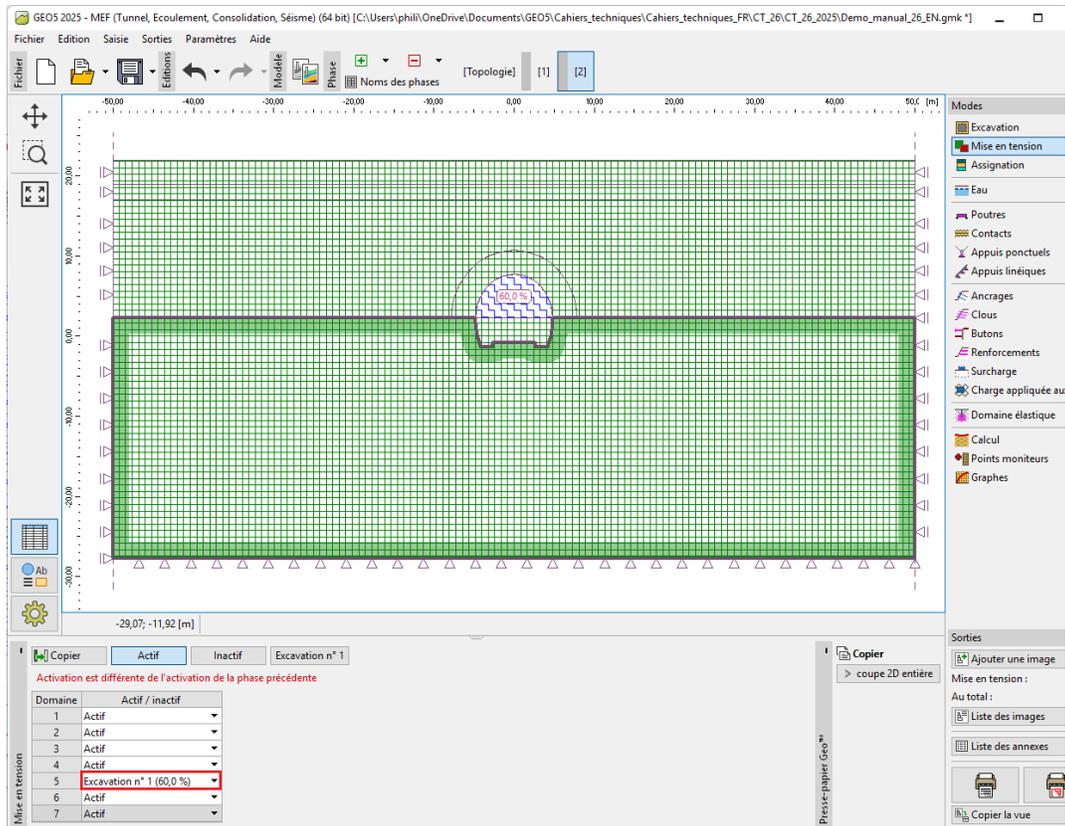


FIGURE 14 – Cadre « Mise en tension » - Phase de construction 2 (activation de 40% de la charge sur l'excavation non soutenue de la calotte)

Nous allons maintenant soumettre les calculs et examiner les résultats concernant le déplacement vertical d_z [mm]. Pour mieux comprendre le comportement de l'excavation, nous allons afficher le maillage déformé et la cuvette de tassement.

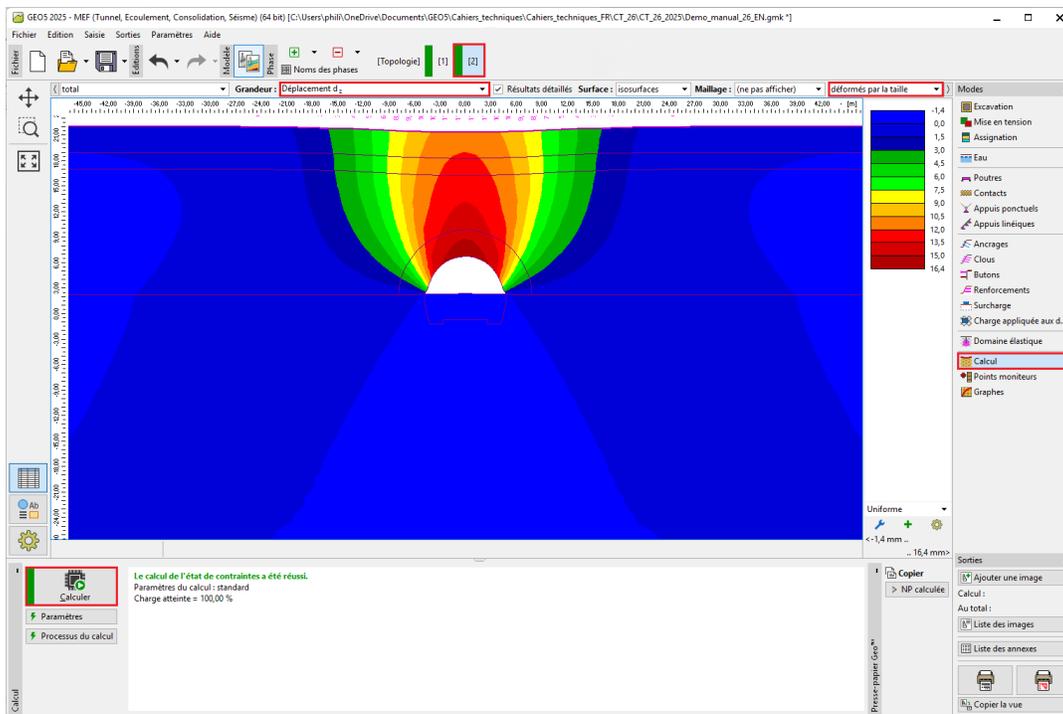


FIGURE 15 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 2 (déplacement vertical d_z et cuvette de tassement)

2.4 Phase de construction 3 : renforcement de la voûte de la calotte par un revêtement primaire de béton immature

A présent, créons la phase de construction 3. Dans le cadre « Poutres », nous allons tout d'abord modéliser le renforcement de voûte de la calotte par un revêtement primaire en béton immature de 200 mm d'épaisseur ($E = 2900 \text{ MPa}$ et $G = 1134 \text{ MPa}$), en cliquant sur le bouton « Ajouter graphiquement », nous choisissons les parties du revêtement et définissons les paramètres..

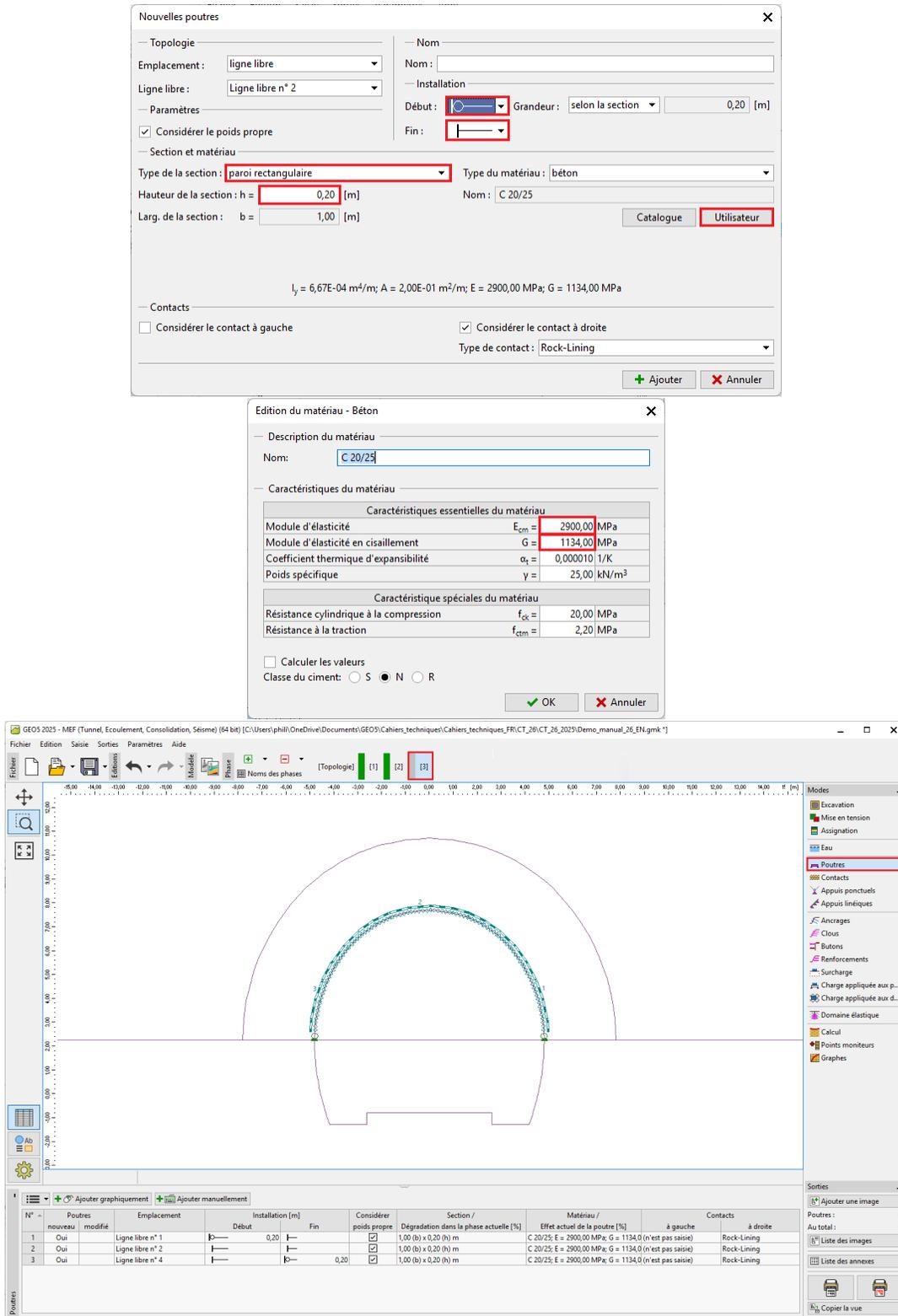


FIGURE 16 – Saisie du revêtement primaire de la calotte par de nouvelles poutres - Phase de construction 3 (béton immature)

Remarque : nous considérons les extrémités des poutres modélisées comme « piéd » aux deux extré-

mités, ce qui signifie que les moments de flexion aux extrémités inférieures des poutres sont nuls. Le **piéd** est un type spécial de poutre terminale, qui garantit la stabilité et la convergence de l'analyse (pour plus de détails, voir Aide - F1)..

Dans le cadre « Assignment », nous allons modifier la roche de la région n° 5 (en utilisant le choix « Région ancrée (R5) »), ce qui va permettre de prendre en compte l'ancrage par des boulons d'ancrage en acier à expansion hydraulique (cf. illustration ci-dessous).

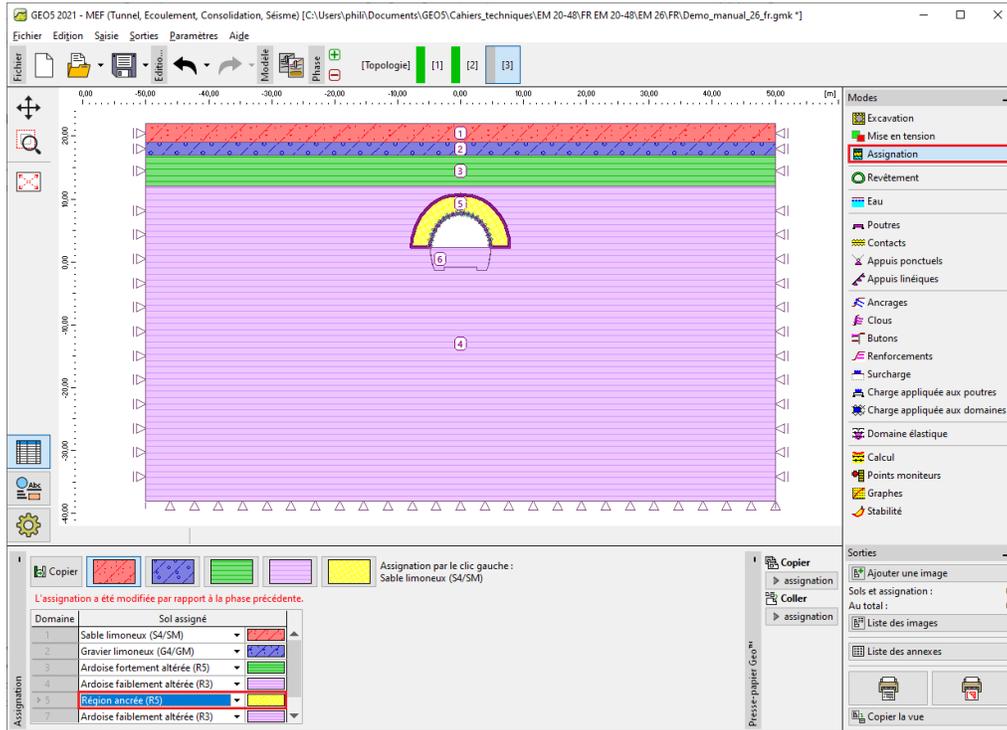


FIGURE 17 – Cadre « Assignment » - Phase de construction 3 (région ancrée par des boulons)

À présent, nous allons activer les boulons d'ancrage dans le massif rocheux afin de modéliser le renforcement au voisinage de l'excavation de la calotte et modifier les propriétés de l'excavation en ajoutant 30% de la charge (à l'aide du bouton « Éditer »).

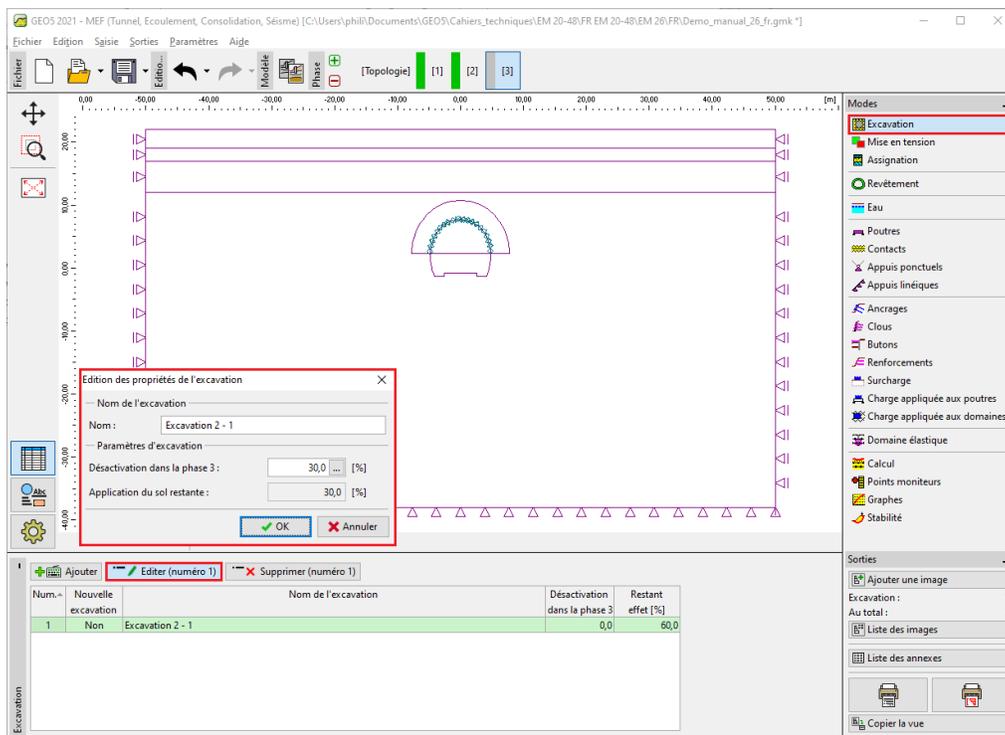


FIGURE 18 – Fenêtre de dialogue « Édition des propriétés de l'excavation » - Phase de construction 3

Ensuite, nous allons soumettre les calculs.

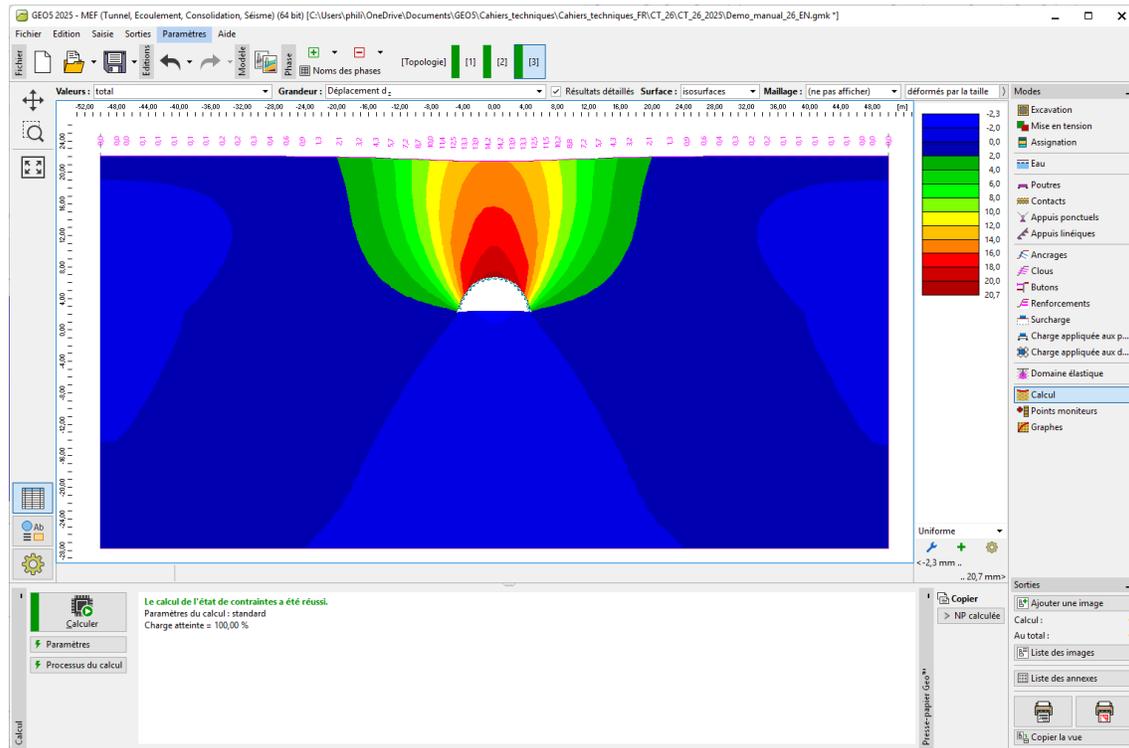


FIGURE 19 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 3 (déplacement vertical d_z et cuvette de tassement)

2.5 Phase de construction 4 : amélioration des caractéristiques matérielles du béton mature (calotte)

Dans la phase de construction 4, nous allons améliorer les caractéristiques matérielles du béton déjà mature supportant la calotte. Dans le cadre « Poutres », nous allons modifier les différentes parties du revêtement, en cliquant sur le bouton « Modifier », dans la fenêtre de dialogue « Édition des propriétés de la poutre », nous sélectionnons l'option « amplification » et fixons les valeurs respectives des modules d'élasticité ($E = 29000$ MPa et $G = 11340$ MPa).

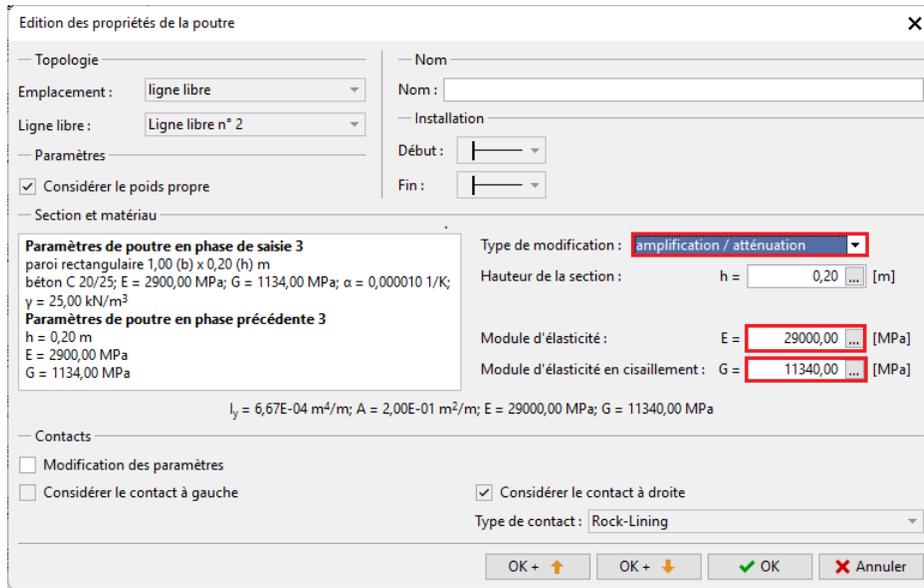


FIGURE 20 – Fenêtre de dialogue « Édition des propriétés de la poutre » - Phase de construction 3 (poutre n° 2)

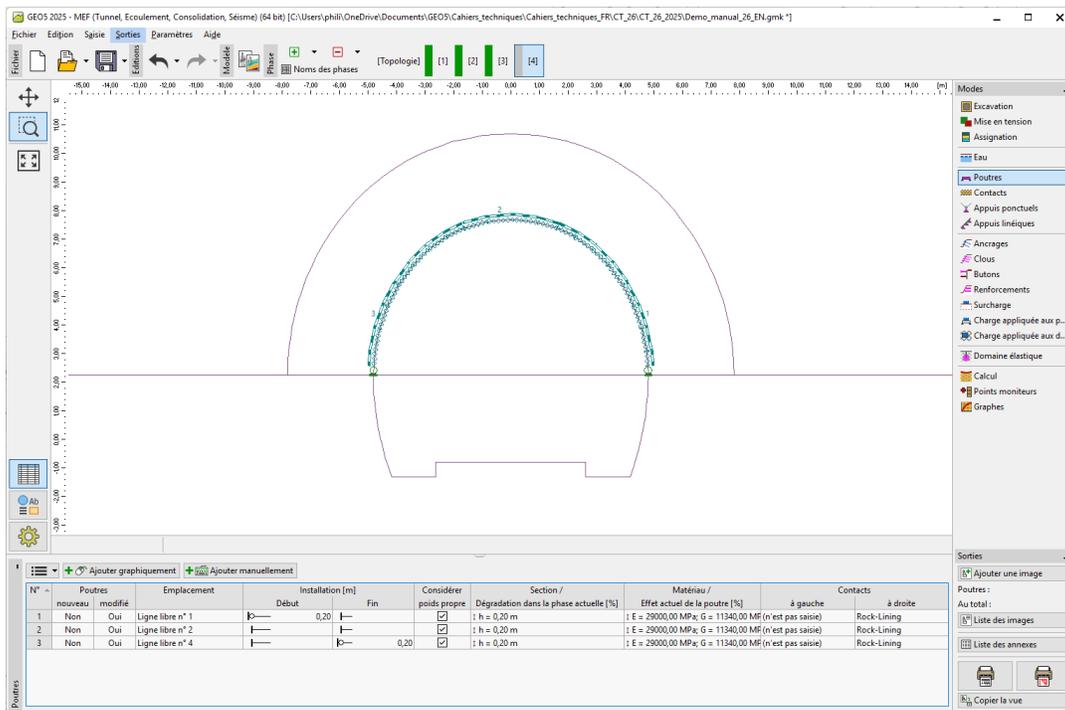


FIGURE 21 – Modification des propriétés du revêtement primaire (calotte) - Phase de construction 4 (béton projeté mature)

Nous allons activer les 30% restants de charge agissant sur le massif. La procédure d'édition des propriétés de l'excavation est similaire à celle utilisée dans les étapes de construction précédentes.

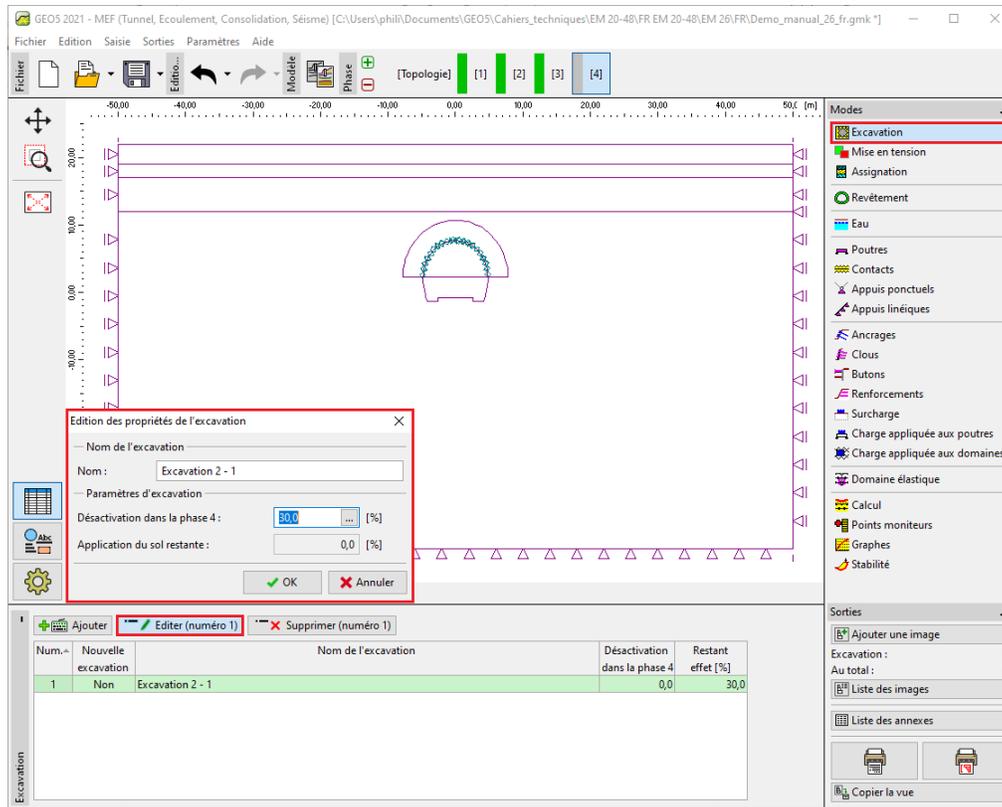


FIGURE 22 – Fenêtre de dialogue « Édition des propriétés de l'excavation » - Phase de construction 4

Ensuite nous allons soumettre les calcul et examiner la courbe du moment de flexion le long de la calotte.

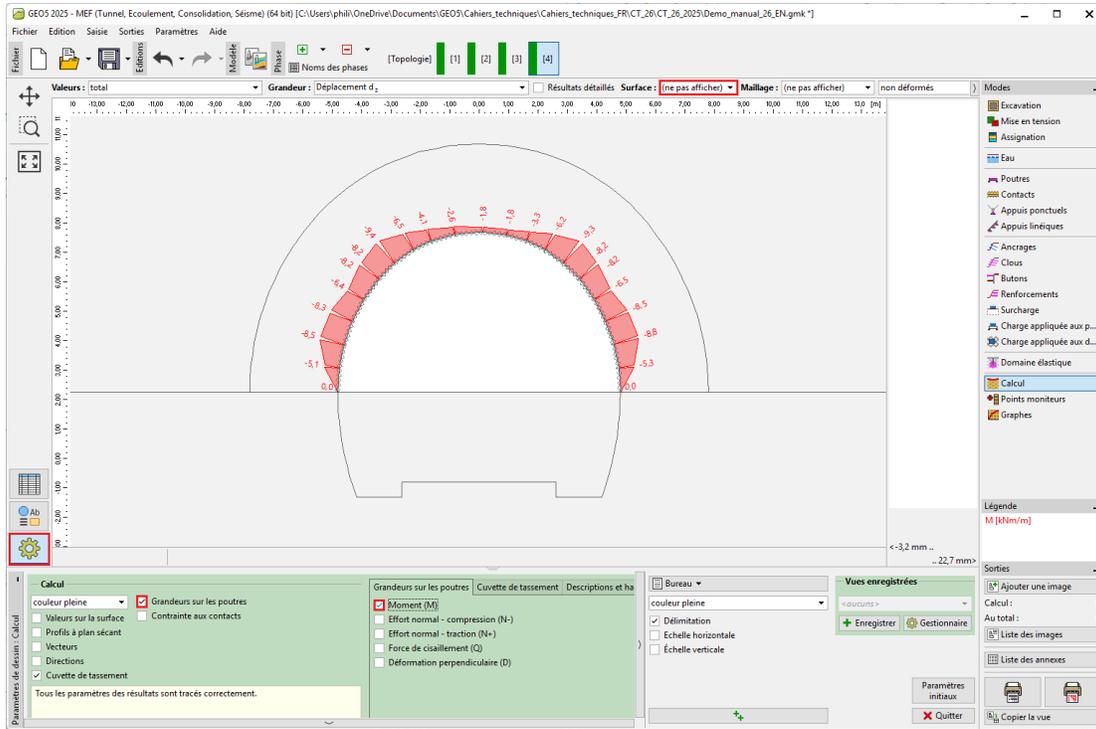


FIGURE 23 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 4 (moment de flexion M [kNm/m])

2.6 Phase de construction 5 : modélisation de l'excavation du stross, activation de l'ouverture excavée non soutenue

Passons à la phase de construction 5. Dans le cadre « Excavation », nous allons créer une nouvelle excavation en considérant une désactivation du sol (40% de la charge), l'action du sol restante (ou du massif au voisinage du front de taille) sera de 60%. Dans le cadre « Excavation », nous ajoutons l'excavation « Excavation5-1 » et fixons la désactivation à 40%.

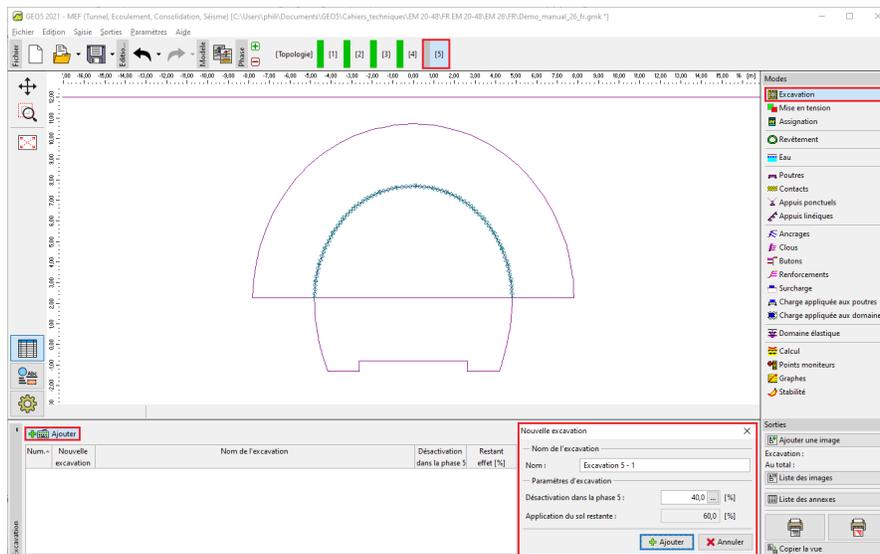


FIGURE 24 – Fenêtre de dialogue « Nouvelle excavation » - Phase de construction 5

Remarque : la procédure de modélisation de cette tâche est similaire pour les phases de construction suivantes. Tout d'abord, le revêtement primaire du tunnel en béton projeté immature est réalisé, puis le pourcentage de charge suivant est activé. Dans l'étape suivante, les caractéristiques du matériau du béton projeté déjà durci sont augmentées et la charge restante est activée.

Ensuite, passons au cadre « Mise en tension », nous allons choisir la région 5 et l'assigner à l'« Excavation 1 (60%) ».

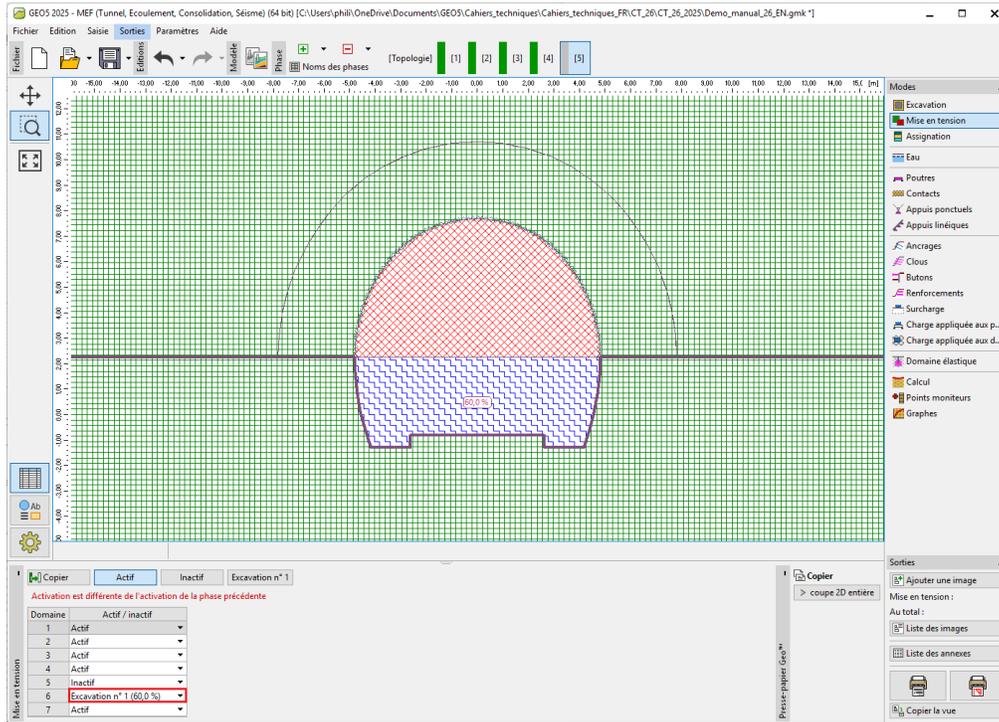


FIGURE 25 – Cadre « Mise en tension » - Phase de construction 5

Remarque : ce faisant, on a une activité de 40 % de la charge sur l'excavation du stross du tunnel.

À présent, nous allons soumettre les calculs.

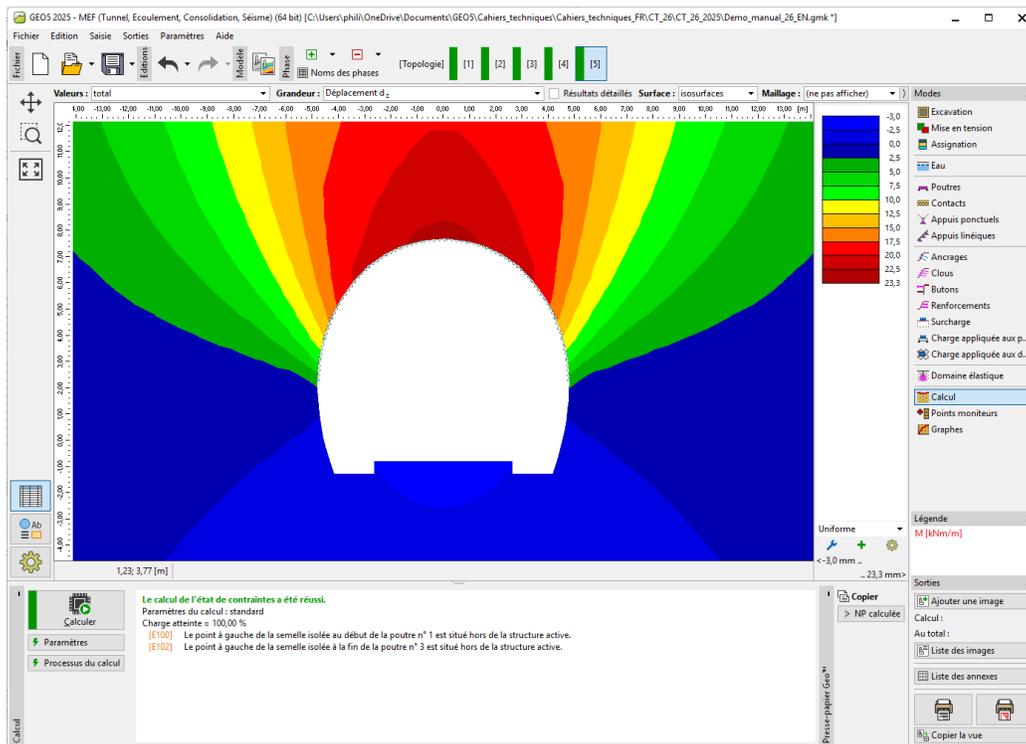


FIGURE 26 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 5 (déplacement d_z et cuvette de tassement)

2.7 Phase de construction 6 : renforcement des parois latérales du stross par un revêtement primaire de béton immature

Dans la phase de construction 6, nous allons poser le renforcement des parois latérales du stross en utilisant un revêtement primaire en béton projeté immature de 200 mm d'épaisseur. Le revêtement de la voûte restera inchangée dans les étapes suivantes.

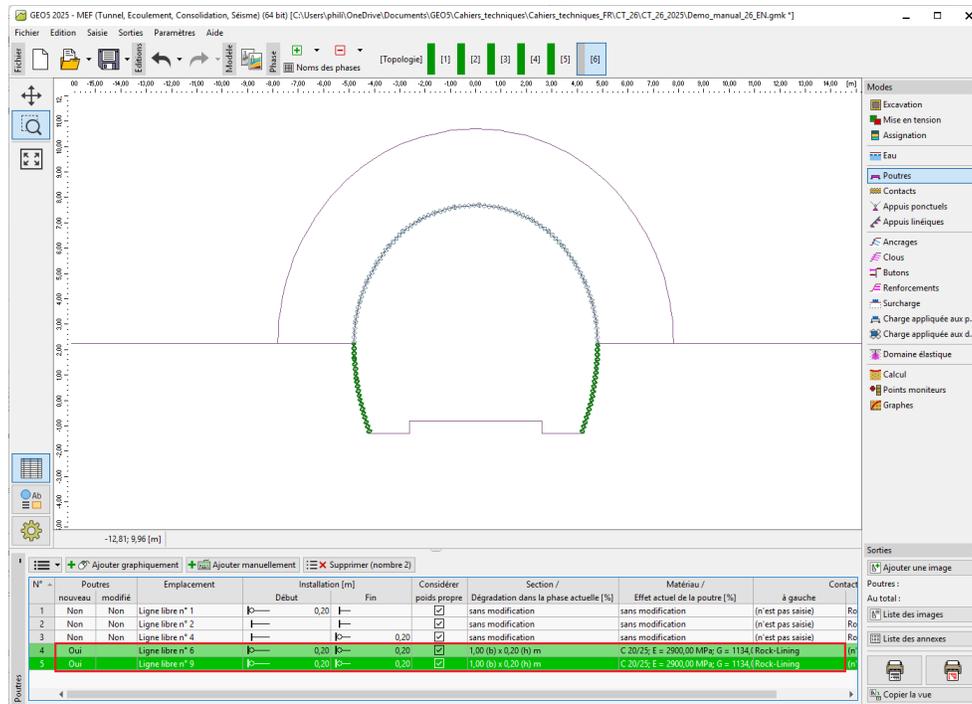


FIGURE 27 – Saisie du revêtement primaire du stross par de nouvelles poutres - Phase de construction 6 (béton immature)

Remarque : l'installation des poutres latérales est de nouveau considérée comme pied, le contact entre la calotte et le stross n'est pas capable de transférer la charge par moment de flexion (il ne s'agit pas d'une solidification complète du contact). Les dimensions de la section du stross sont identiques à celles de la paroi de la calotte : $b = 1$ m, $h = 0,2$ m. Il convient de définir les contacts au niveau des nouvelles poutres de manière inversée (cf. figure 28) car leur orientation est négative.

Dans cette étape, nous allons activer 30% supplémentaires de charge induite par le massif rocheux.

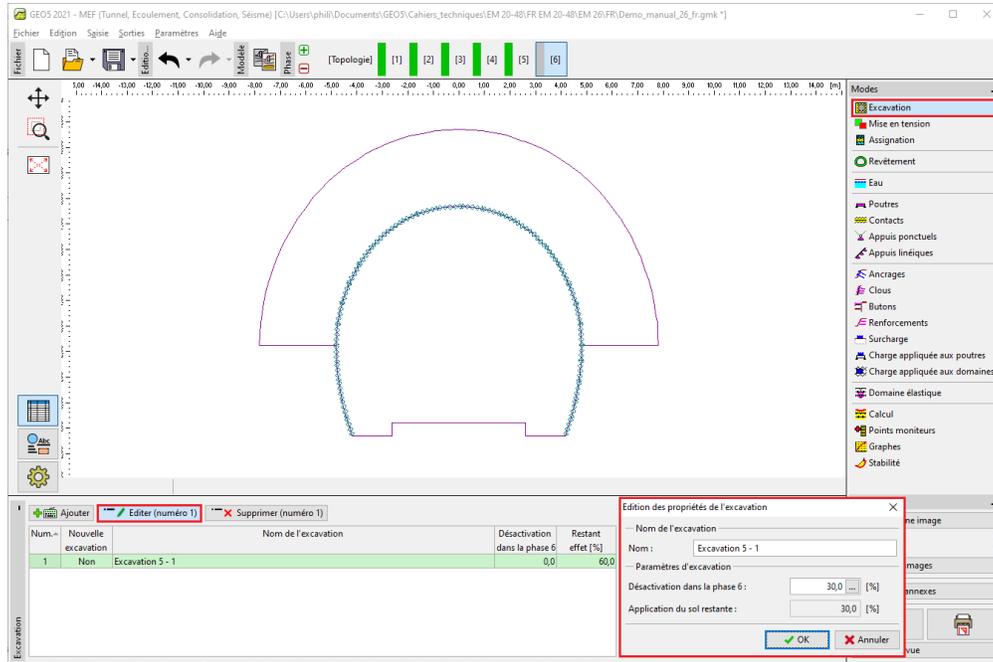


FIGURE 28 – Fenêtre de dialogue « Édition des propriétés de l'excavation » - Phase de construction 6

Il est à présent temps de soumettre les calculs.

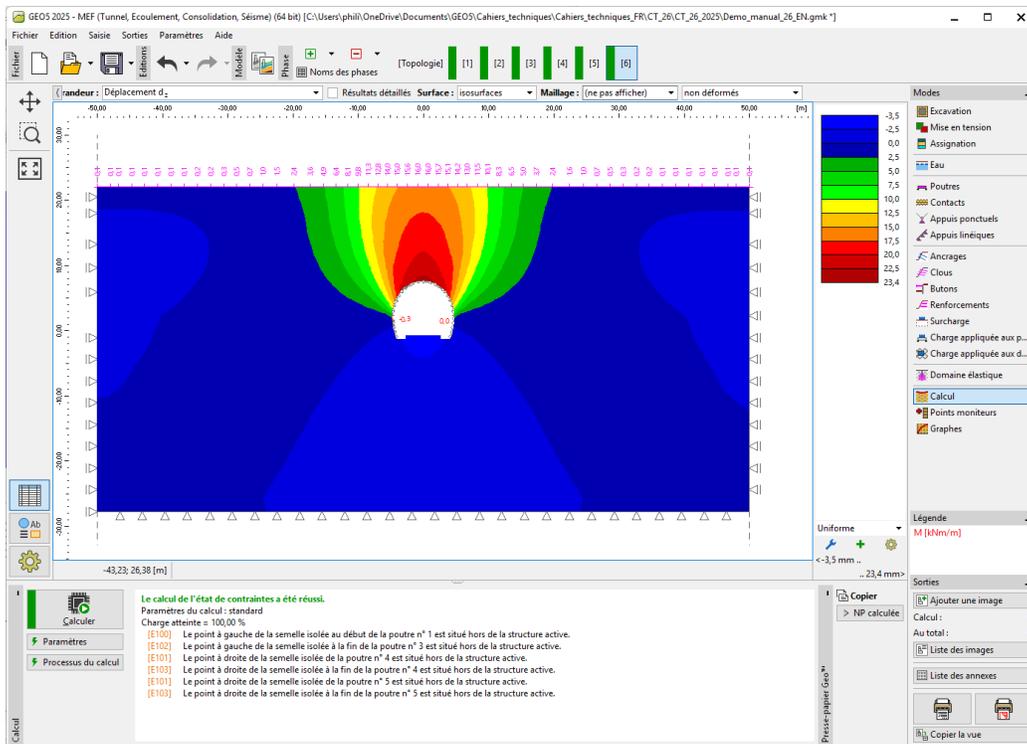


FIGURE 29 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 6 (déplacement vertical d_z et cuvette de tassement)

2.8 Phase de construction 7 : amélioration des caractéristiques matérielles du béton mature (stross)

Au cours de cette dernière phase de construction, nous allons améliorer les caractéristiques matérielles du béton déjà mature supportant l'excavation du stross du tunnel.

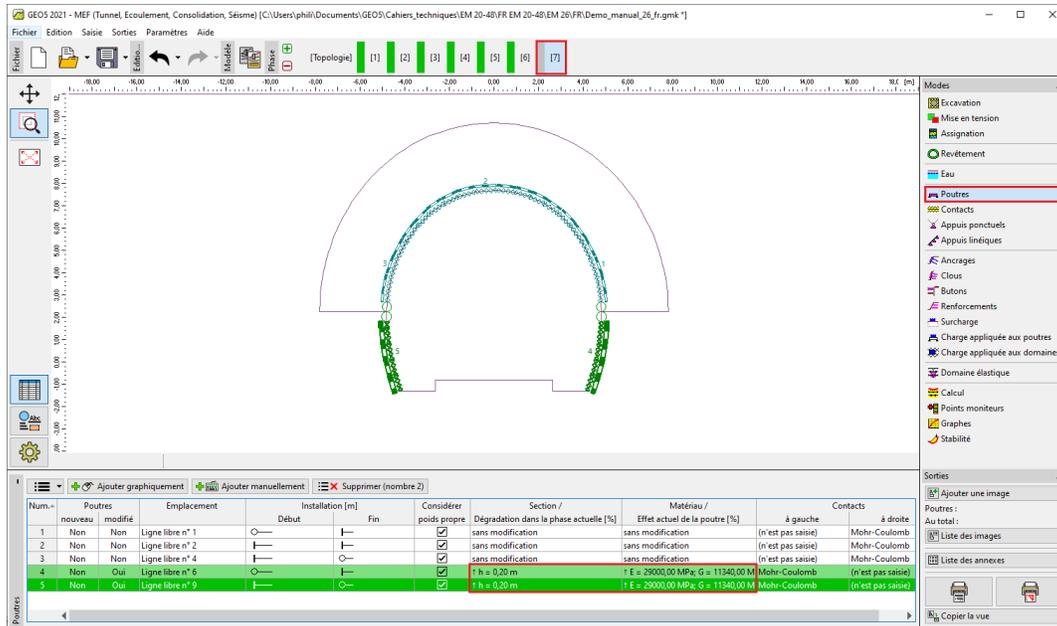


FIGURE 30 – Modification des propriétés du revêtement primaire (stross) - Phase de construction 7 (béton projeté mature)

La procédure d'augmentation de la capacité des poutres est similaire à celle utilisée dans la phase de construction 4. Nous allons activer les 30% restants de charge induite par le massif rocheux. En réalisant cette étape, nous retirons tous les sols de l'espace d'excavation et le chargement agit donc sur le revêtement primaire du tunnel (y compris les parois de la voûte et du stross) à 100%.

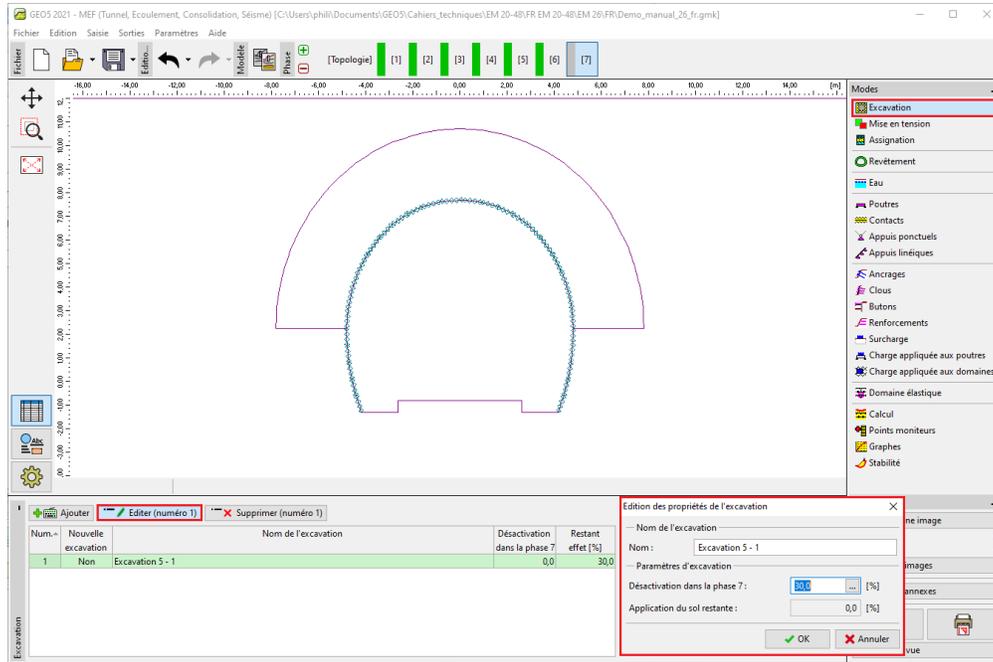


FIGURE 31 – Fenêtre de dialogue « Édition des propriétés de l'excavation » - Phase de construction 7

Nous allons maintenant effectuer l'analyse de la dernière phase de construction.

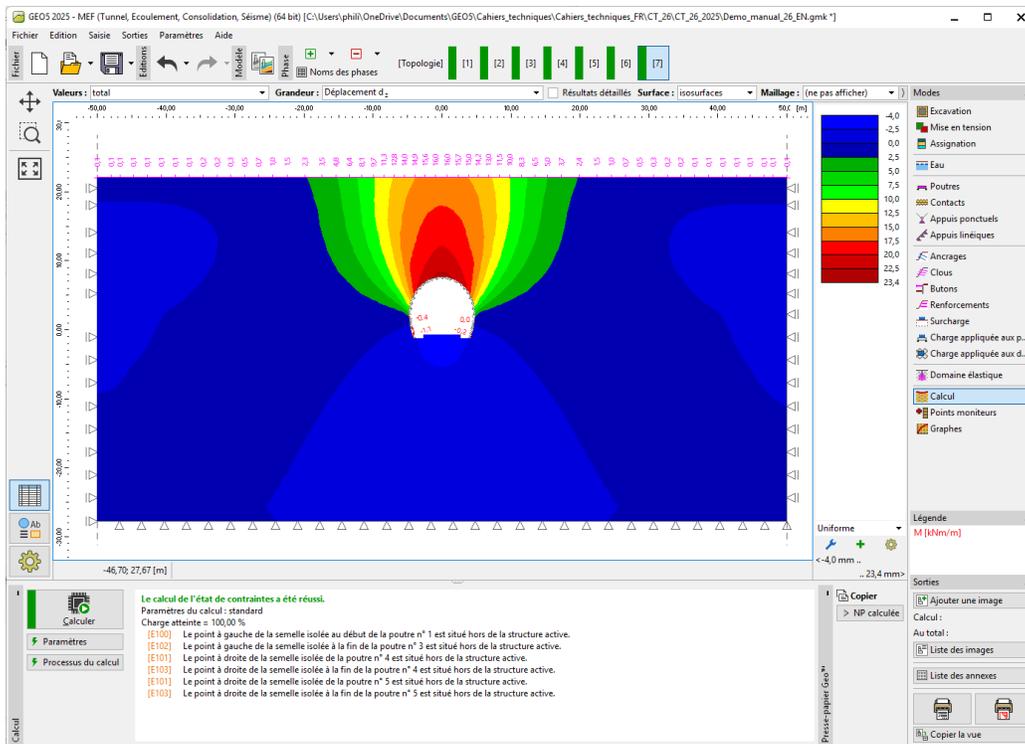


FIGURE 32 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 7 (déplacement vertical d_z et cuvette de tassement)

Afin de préparer la conclusion, nous allons visualiser les déformations plastiques déviatoriques équivalentes $\varepsilon_{d,pl}$ ainsi que la répartition des efforts internes (moment de flexion et efforts normaux) - en utilisant les options du menu « Paramètres du dessin ». Ces résultats seront stockés dans un tableau récapitulatif.

Il ressort de la figure ci-dessous que les déformations plastiques déviatoriques équivalentes ne sont pas nulles, ce qui correspond au comportement de la structure selon le modèle de matériau non linéaire de Mohr-Coulomb.

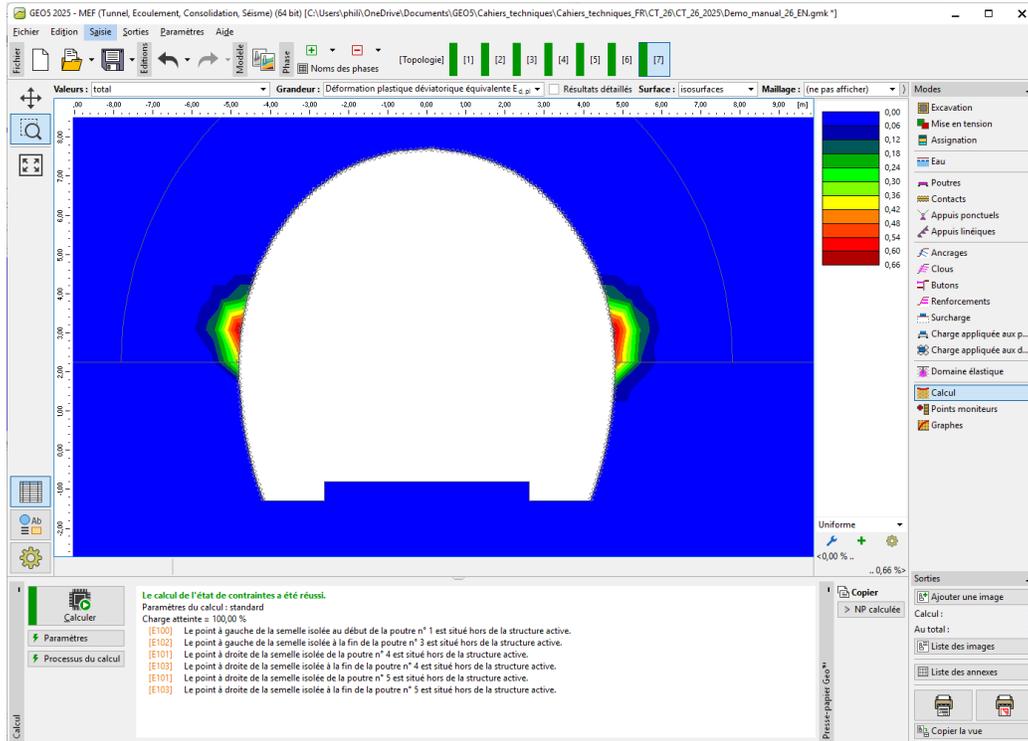


FIGURE 33 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 7 (déformations plastiques déviatoriques équivalentes $\varepsilon_{d,pl}$ selon Mohr-Coulomb)

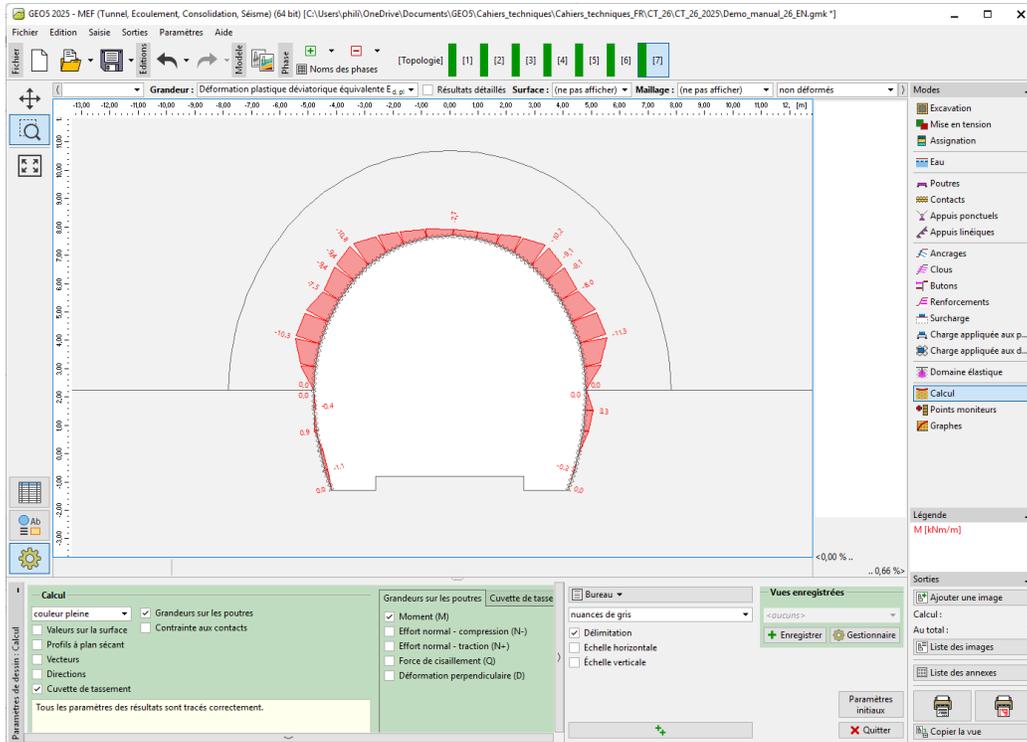


FIGURE 34 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 7 (moment de flexion M [kNm/m])

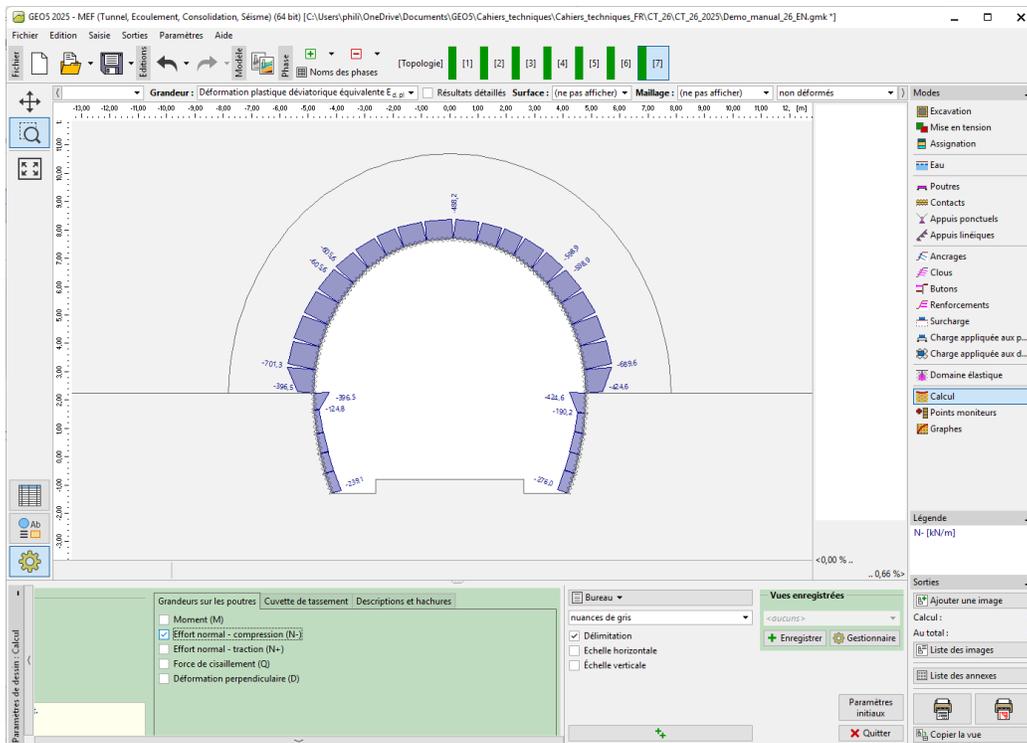


FIGURE 35 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 7 (effort normal en compression N^- [kN/m])

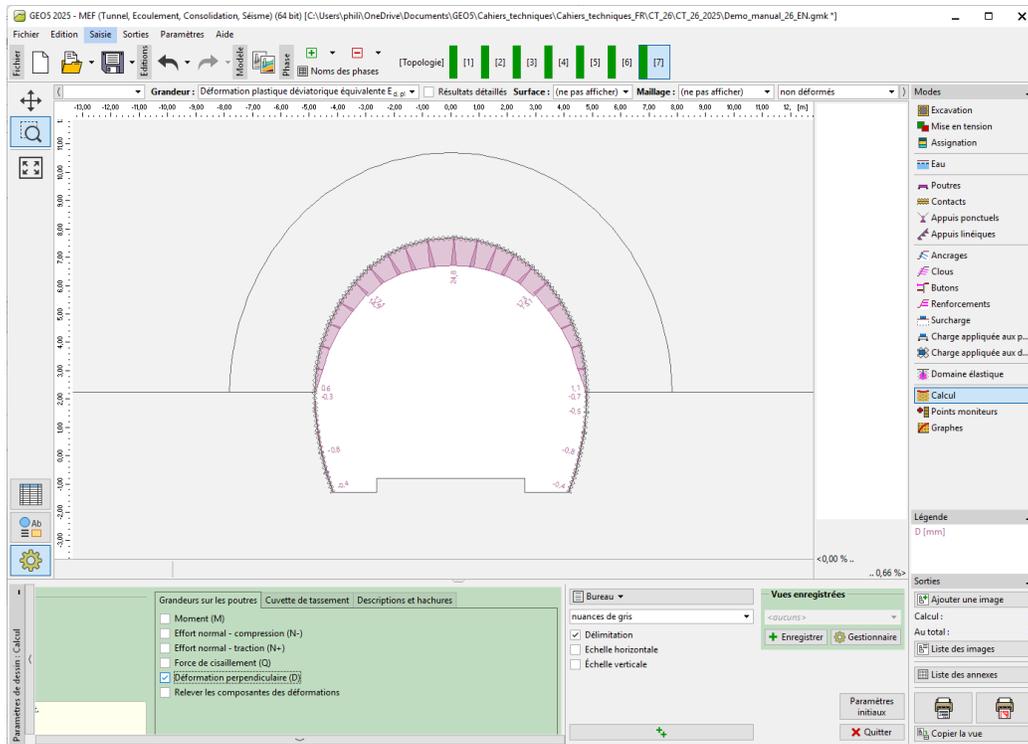


FIGURE 36 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 7 (déformation perpendiculaire D [mm])

2.9 Évaluation des résultats

Le tableau ci-dessous présente les valeurs extrémales des efforts internes (moments de flexion, efforts de cisaillement et efforts normaux) agissant sur les poutres (le revêtement primaire du tunnel) pour la phase de construction 7. Nous avons réalisé cette analyse en utilisant le modèle de matériau plastique de Mohr-Coulomb avec une densité localement accrue d'éléments triangulaires.

Modèle de matériau	Phase de construction 7 - Efforts internes		
	N [kN/m]	M [kNm/m]	Q [kN/m]
Mohr-Coulomb	-701,3	-11,3	-13,8
	-124,8	+3,3	+9,8

TABLE 8 – Valeurs extrêmes des efforts internes dans le revêtement primaire - Phase de construction 7

Ce tableau ci-après présente les valeurs extrémales des déplacements verticaux et horizontaux d_z , d_x [mm] du revêtement primaire du tunnel pour chaque phase de construction.

Phase de construction	Valeurs extrémales des déplacements d_z , d_x [mm]			
	$d_{z,min}$	$d_{z,max}$	$d_{x,min}$	$d_{x,max}$
1	-	-	-	-
2	-1,4	+16,4	-4,9	+4,9
3	-2,3	+20,7	-6,2	+6,2
4	-3,2	+22,7	-6,7	+6,8
5	-3,0	+23,3	-6,9	+7,0
6	-3,5	+23,4	-7,0	+7,1
7	-4,0	+23,4	-7,0	+7,1

TABLE 9 – Extrema des déplacements d_x , d_z du revêtement primaire - Toutes les phases de construction

3 Conclusion

Dans ce problème, nous avons modélisé le revêtement primaire d'un tunnel réel en utilisant la méthode des éléments finis. Le tunnel est réalisé en utilisant la NATM et une excavation par demi-sections. Lors du retrait de la roche, le massif est déchargé et le sol (ou la roche) se déforme, la direction du déplacement du contour se dirigeant vers l'intérieur de l'ouverture creusée.

Le revêtement primaire est renforcé avec un treillis KARI (treillis métallique pour béton armé soudé à partir de tiges d'acier de 8 mm de diamètre, avec des dimensions de treillis 150 × 150 mm) et des poutres en treillis en acier avec 3 tiges porteuses. L'introduction du treillis KARI dans le modèle numérique par élément finis (l'homogénéisation du béton et des armatures) est discutable; il n'est généralement pris en considération qu'après l'évaluation séparée du revêtement.

Le revêtement primaire du tunnel pourrait ensuite être évalué sur les extrema calculés des efforts internes, à l'aide d'un logiciel d'analyse structurelle (par exemple FIN EC - CONCRETE 2D), comme une combinaison de la contrainte agissant sur la section produite par un moment de flexion et une force normale (selon le diagramme d'interaction).

Remarques :

1. *l'analyse d'une structure souterraine sans utilisation d'éléments de poutre et de contact selon un modèle de matériau linéaire (à comportement élastique) a été décrite au chapitre 23. Analyse du revêtement d'un collecteur (voir <https://www.finesoftware.fr/manuels-d-ingenieur/>);*
2. *Un exemple avec cette tâche (Demo_manual_26.gmk) se trouve dans les exemples en ligne.*