

GEO5

Vérification d'un mur multiplement ancré

Résumé

Dans ce chapitre, nous allons vous montrer comment concevoir et vérifier un mur renforcé par plusieurs rangées d'ancrages. Cet écran de soutènement a été réalisé lors de la construction de la station Prosek de la ligne C du métro de Prague. Vous pouvez trouver plus d'informations sur ce projet dans les documents suivants :

- Brochure
 - Document de recherche comparant les résultats calculés aux résultats contrôlés
- Dans ce but, le programme « Vérification des écrans de soutènement » sera utilisé, le fichier exemple correspondant est « Demo_manual_07.gp2 ».

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.

1 Introduction

L'hypothèse de base de la méthode des pressions dépendantes est que le sol ou la roche au voisinage du mur se comportent comme un matériau élastico-plastique de Winkler idéal. Ce matériau est déterminé non seulement par le module de réaction du sous-sol K_h , qui caractérise la déformation dans la région élastique, mais également par des déformations limitatives supplémentaires. Lorsque ces déformations sont dépassées, le matériau se comporte comme un matériau plastique idéal.

Les hypothèses suivantes sont formulées :

- la pression agissant sur un mur peut atteindre une valeur arbitraire entre les valeurs de la pression active et passive - mais elle ne peut pas dépassée ces limites.
- la pression au repos agit sur une structure non déformée ($w = 0$).

2 Projet

Vérifiez un mur de type paroi étayée par des section en acier de type I 400 et renforcé par plusieurs rangées d'ancrages, la longueur du mur l est de 21 m. La profondeur de fouille h est de 15 m. Le terrain est horizontal. Une surcharge agit en surface de façon permanente, son intensité q est de 25 kN/m^2 . Le niveau de la nappe phréatique se trouve à 10 m sous la surface. L'espacement entre les centres de profils en acier a est de 2 m.

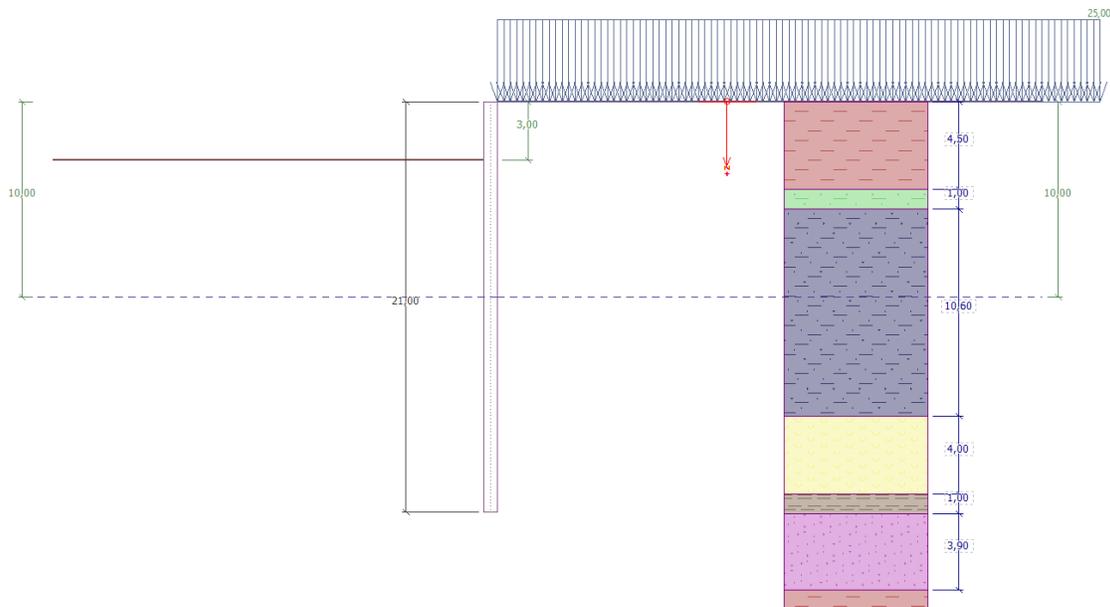


FIGURE 1 – Schéma du mur ancré multi-couches - Phase de construction 1

Sols	Épaisseur de la couche de sol [m]	γ [kN/m ³]	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	δ [°]	ν [-]
F6	4,5	19,5	20	16	7,5	0,4
F4	1	19,5	22	14	7,5	0,35
R3	10,6	22	40	100	15	0,25
R5 (1)	4	19	24	20	7,5	0,3
R5 (2)	1	21	30	35	14	0,25
R5 (3)	3,9	21	40	100	15	0,2

TABLE 1 – Tableau des paramètres des sols et des roches

Le poids volumique du sol γ sera identique au poids volumique du sol saturé γ_{sat} . L'état de contrainte est considéré comme **effectif**, la pression au repos est calculée pour les sols **cohérents** et le calcul du soulèvement sera **standard** pour chaque sol.

Tous les ancrages ont un diamètre d de 32 mm et un module d'élasticité E de 210 GPa. L'espacement inter-ancrage b est de 4 m.

N° d'ancrage	Profondeur z [m]	Longueur libre l [m]	Scellement l_k [m]	Inclinaison α [°]	Force d'ancrage F [kN]	Phase de construction
1	2,5	13	6	15	300	2
2	5,5	10	6	17,5	350	4
3	8,5	7	6	20	400	6
4	11	6	4	22,5	500	8
5	13	5	3	25	550	10

TABLE 2 – Tableau des positions et des dimensions des ancrages

Le module K_h croit linéairement avec la profondeur jusqu'à la profondeur de 5 m. Sa valeur y atteint 10 MN/m^3 . A partir de cette profondeur, sa valeur est constante.

3 Solution

Pour résoudre cette tâche, utilisez le programme GEO5 « Vérification des écrans de soutènement ». L'analyse sera effectuée sans réduction des données d'entrée afin d'observer le comportement réel de la structure.

3.1 Définition des données de base

Dans le cadre « Paramètres », sélectionnez le paramétrage n° 2 «Standard - états limites». Nous considérerons la pression de dimensionnement minimale. Ensuite, modifiez le nombre d'éléments finis de discrétisation du mur par 30 (*voir figure*).

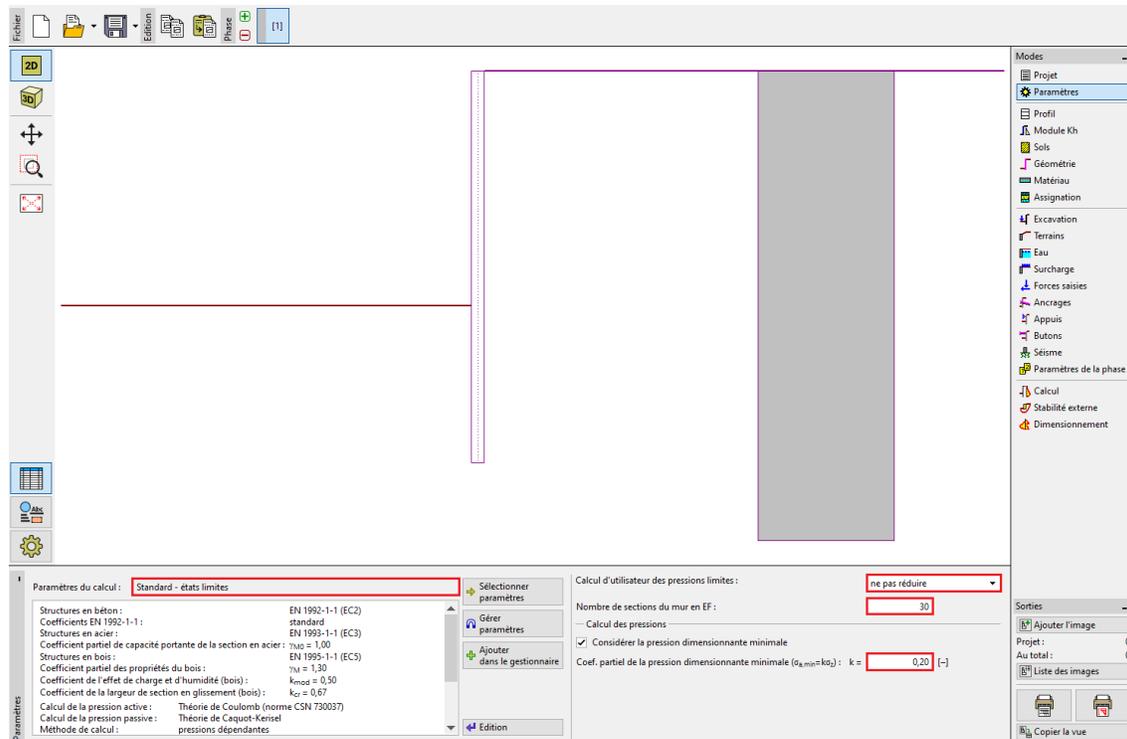


FIGURE 2 – Cadre « Paramètres »

Remarque : pour les tâches plus complexes (par exemple, murs multiples ancrés), les auteurs du programme recommandent de calculer les pressions limites sans réduire les paramètres d'entrée du sol - sans réduire les coefficients partiels appropriés pour les pressions des terres. La méthode des pressions dépendantes sans réduction des paramètres d'entrée du sol montre mieux le comportement réel de la structure (l'utilisateur reçoit les valeurs réelles de déplacement) et ce calcul est équivalente à la solution numérique donnée par la méthode des éléments finis (voir l'aide du programme - F1).

Ouvrez ensuite la fenêtre de dialogue « Modifier les paramètres de l'étude actuelle » à l'aide du bouton « Édition » et sélectionnez « Saisir » comme méthode de module de réaction du sous-sol. Décochez également l'option « Réduire le module de réaction du sol de fondation pour la paroi berlinoise » (plus d'informations dans l'aide du programme - F1).

Edition des paramètres de l'étude actuelle : Vérification des soutènements

Matériaux et normes
Calcul des pressions
Ancrages

Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037) ▾

Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel ▾

Méthode de calcul : pressions dépendantes ▾

Calcul du séisme : Mononobe-Okabe ▾

Module de réact. du sol de fond. : saisir ▾

Réduire le module de réaction du sol de fondation pour la paroi berlinoise

Entrez différents angles de frottement pour les pressions actives et passives

Tassement du terrain : méthode parabolique ▾

Méthode de vérification : états limites ▾

Coefficient γ_{mq} réduit la tangente de l'angle de frottement interne φ

Situation de calcul permanente
Situation de calcul transitoire
Situation de calcul accidentelle
Situation de calcul au séisme

— Coefficient de réduction des paramètres des sols

Coefficient de réduction de l'angle de frottement interne :	γ_{mq} =	1,10	[-]
Coefficient de réduction de la cohésion :	γ_{mc} =	1,40	[-]
Coefficient de réduction du coefficient de Poisson :	$\gamma_{m\nu}$ =	1,00	[-]
Coefficient de réduction du poids volumique du sol derrière la structure :	γ_{mq} =	1,00	[-]
Coefficient de réduction du poids volumique du sol devant la structure :	γ_{mq} =	1,00	[-]
Coefficient de réduction de la stabilité de l'ancrage :	γ_{RIS} =	1,10	[-]
Coef. de réduction de la capac. port. du soulev. hydr. :	γ_h =	1,30	[-]

OK

Annuler

Editer les paramètres de calcul du programme :
 Stabilité des pentes

FIGURE 3 – Fenêtre de dialogue « Modifier les paramètres de l'étude actuelle »

Dans les cadres « Profil », « Sols » et « Assignation », définissez le profil géologique de l'étude en fonction du tableau et des informations de l'affectation ci-dessus. Tout d'abord, dans le cadre « Profil », ajoutez 4 nouvelles interfaces aux profondeurs indiquées dans la figure ci-dessous.

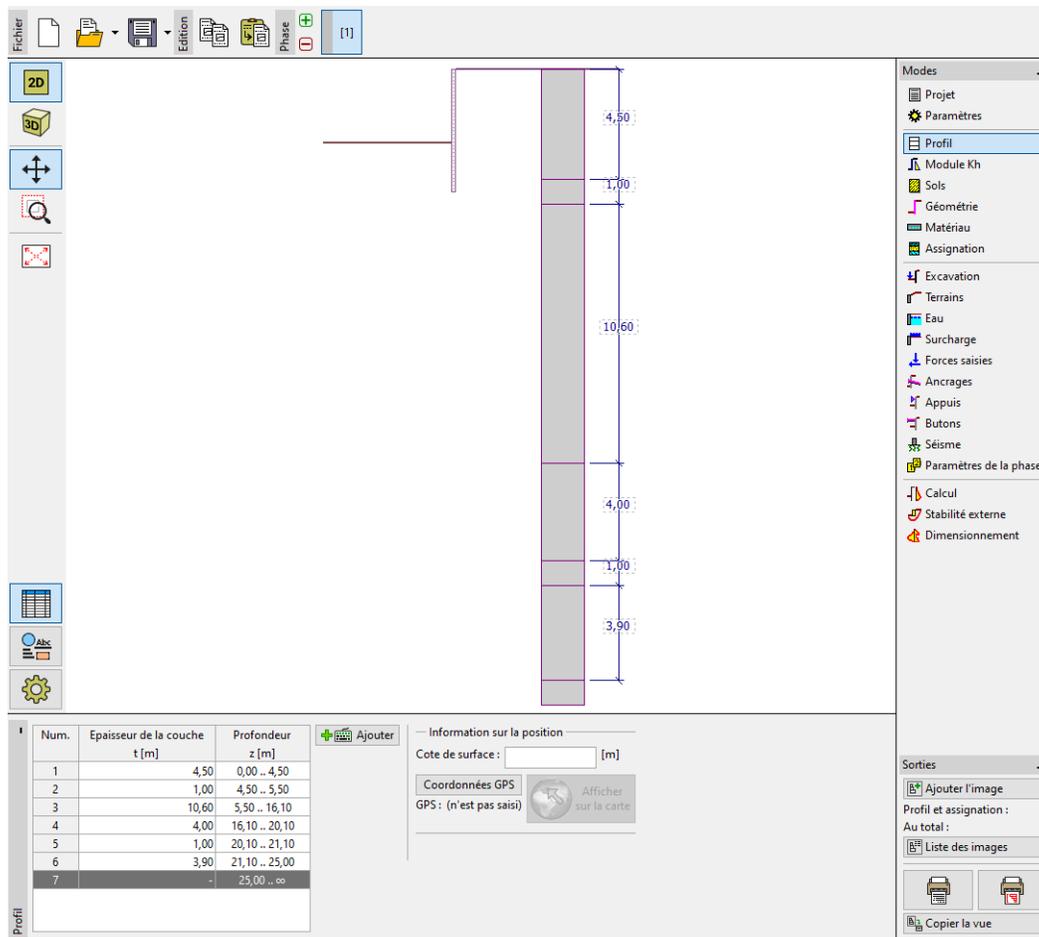


FIGURE 4 – Cadre « Profil » - Ajouter une nouvelle interface

Ensuite, dans le cadre « Sols », ajoutez 6 nouveaux sols avec les paramètres décrits dans le tableau ci-dessus et dans le cadre « Assignment », affectez-les au profil.

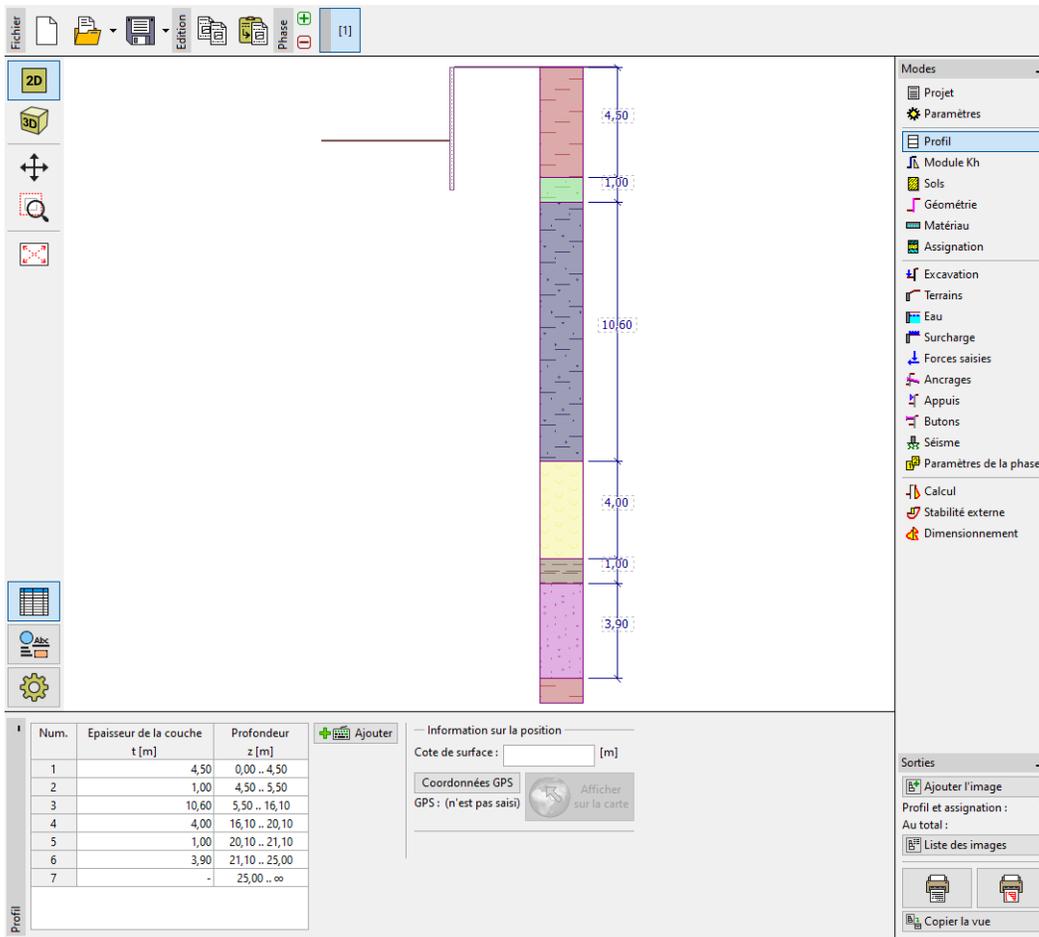


FIGURE 5 – Cadre « Profil » - Sols affectés au profil

Enfin, définissez la nappe phréatique dans le cadre « Eau ». Dans la première phase de construction, les valeurs devant et derrière la structure seront de 10 m.

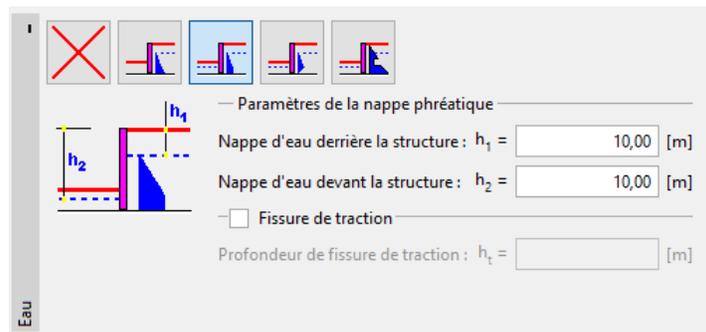


FIGURE 6 – Cadre « Eau » - Définition des paramètres de la nappe

Dans le cadre « Module K_h », définissez la valeur de K_h par distribution - croissante linéairement jusqu'à une profondeur de 5 m, puis constante de valeur 10 MN/m^3 . Le module est défini en fonction de la longueur de la structure. Si la longueur est modifiée, le module est automatiquement recalculé. Dans ce cas, il sera prolongé continûment jusqu'à la longueur totale de la structure (21 m). Si la valeur de K_h n'est pas connue, elle peut être calculer à partir de paramètres connus des sols

(par exemple en utilisant la méthode de Schmitt - basée sur E_{eod} ou E_{def}). Plus d'informations sur le module K_h peuvent être trouvées dans l'aide du programme - F1.

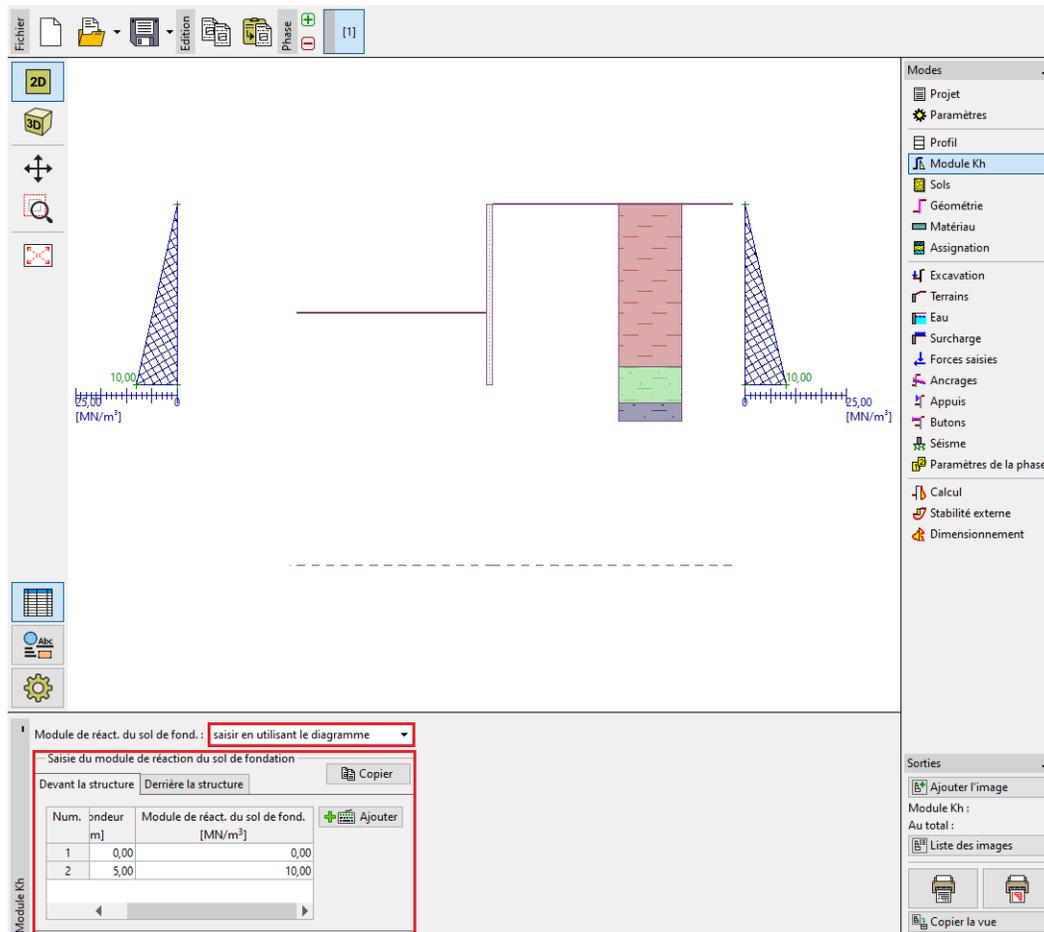


FIGURE 7 – Cadre « Module K_h »

Ensuite, dans le cadre « Géométrie », définissez les paramètres de la paroi - le type de mur et la longueur du tronçon l fixée à 21 m. Cliquez sur le bouton « Ajouter » et dans le catalogue des sections I, sélectionnez la section **I (IPN) 400**. L'espacement entre les centres des profils a sera fixé à 2 m. Nous modifions également le coefficient de réduction des pressions sous le fond de fouille à **0,5**.

Remarque : le coefficient de réduction des pressions des terres sous l'excavation réduit les pressions dans le sol. Pour les murs de soutènement normaux, il est égal à 1,0. Pour les parois telles que celle que nous étudions, il est inférieur ou égal à 1. Il dépend de la taille et de l'espacement entre les profils (plus d'informations dans l'aide du programme - F1).

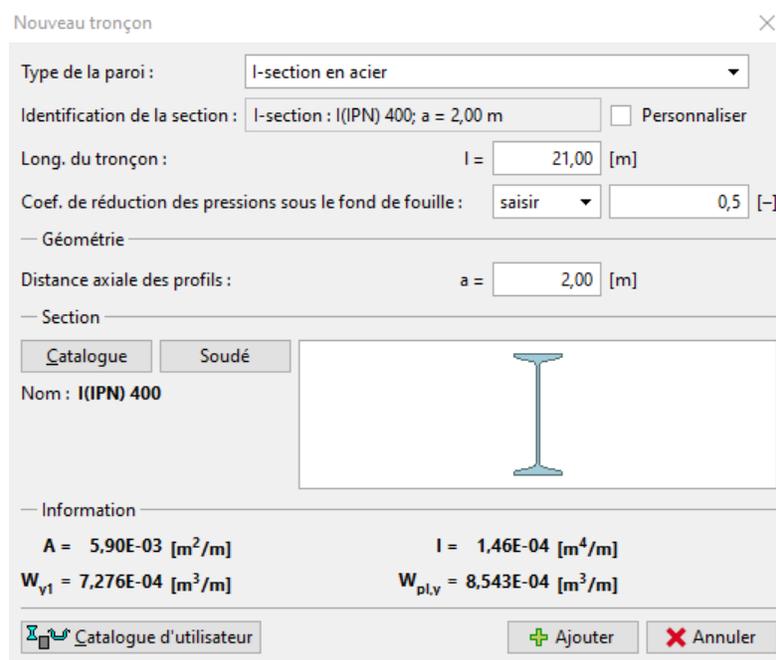


FIGURE 8 – Fenêtre de dialogue « Nouveau tronçon »

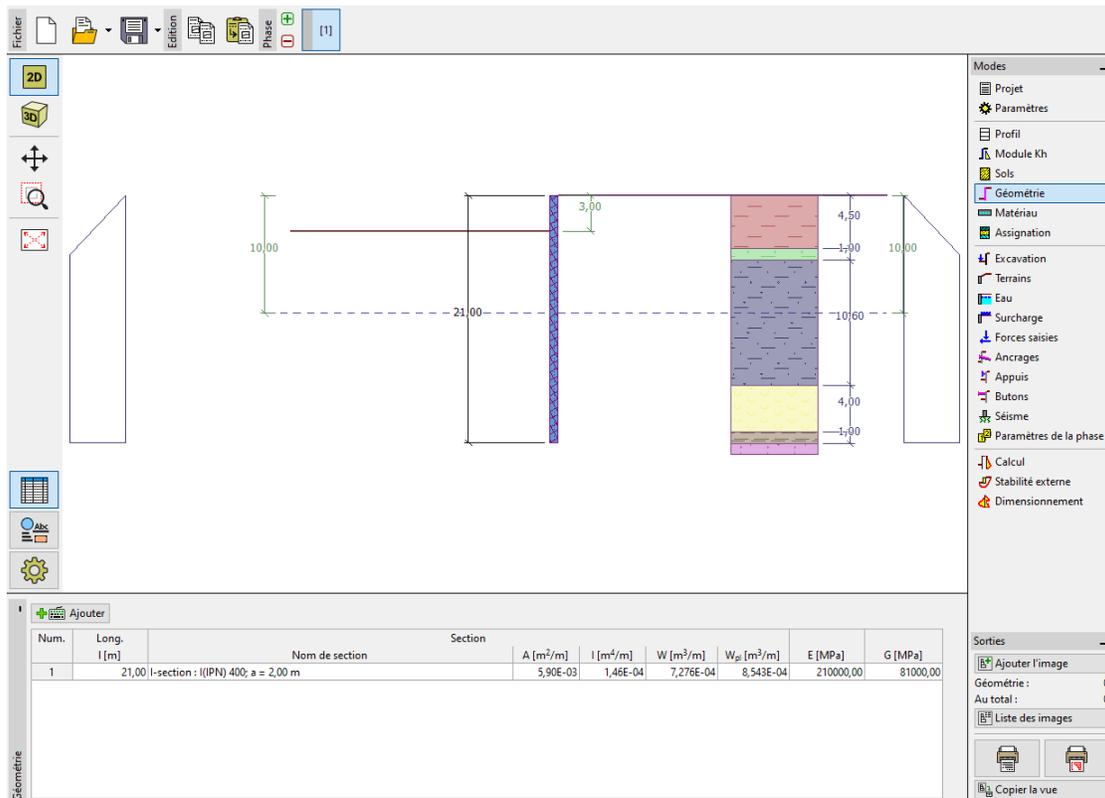


FIGURE 9 – Cadre « Géométrie » - Ajouter un nouveau tronçon

Dans le cadre « Matériau », sélectionnez dans le catalogue la classe d'acier appropriée pour la

structure. Dans notre cas, sélectionnez le type **EN 10210-1 : S 355**.

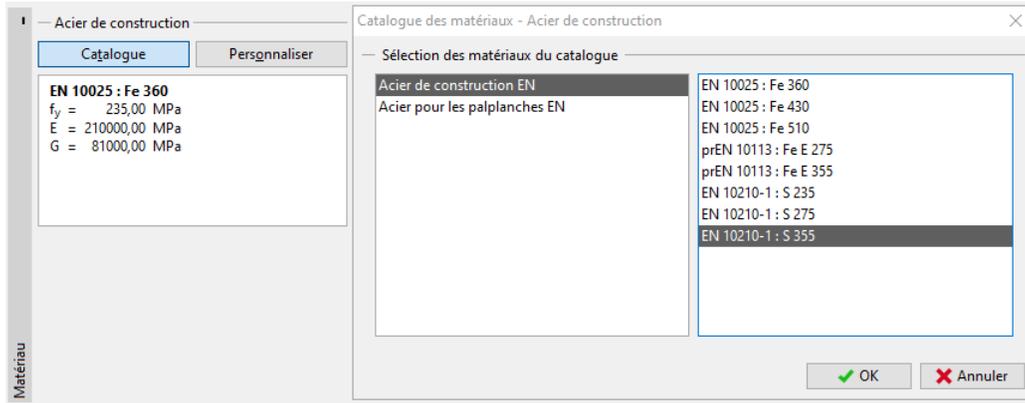


FIGURE 10 – Fenêtre de dialogue « Catalogue des matériaux »

À présent nous allons décrire la construction du mur étape par étape. Il est nécessaire de modéliser la tâche par étapes, afin de refléter comment la paroi sera construite dans la réalité. À chaque étape, il est nécessaire d'examiner les valeurs des forces internes et du déplacement.

Si la paroi n'est stable pour aucune phase de la construction ou si la déformation calculée est trop importante, il convient de modifier la structure - par exemple, allonger l'encastrement du mur, rendre la fouille moins profonde, augmenter les forces d'ancrage, etc.

Dans la première phase de la construction, nous définirons une surcharge surfacique permanente (constante) dans le cadre « Surcharge » dont l'intensité q vaudra 25 kN/m^2 .

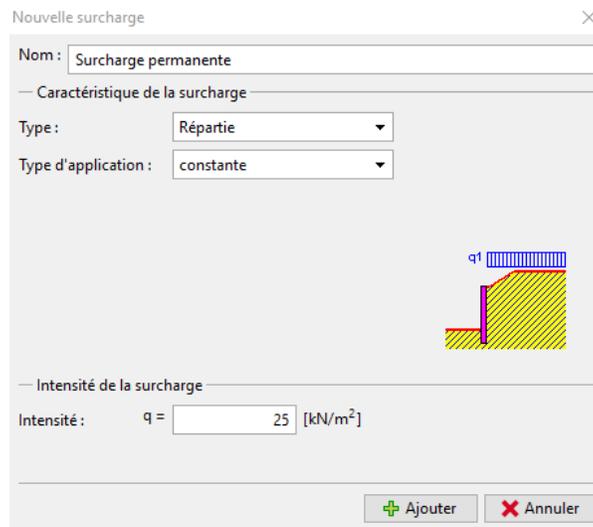


FIGURE 11 – Cadre « Surcharge » - Fenêtre de dialogue « Nouvelle surcharge »

3.2 Phases de construction 1 et 2

Dans la phase de construction 1, la profondeur de fouille h est fixée à 3 met la nappe phréatique (à l'avant et à l'arrière de la construction) vérifie $h_1 = h_2 = 3 \text{ m}$ (à partir du niveau du sol). Lancez l'analyse, puis ajoutez une nouvelle phase.

Pour la phase 2, ajoutez une nouvelle rangée d'ancrages dans le cadre « Ancrages », elle sera placée à une profondeur z de 2,5 m.

Nouvel ancrage

Type de tirant d'ancrage : non défini

Nom : Ancrage n° 1

— Paramètres de l'ancrage

Profondeur : $z = 2,50$ [m]

Longueur libre : $l = 13,00$ [m]

Long. du scellement : $l_k = 6,00$ [m]

Inclin. : $\alpha = 15,00$ [°]

Distance entre : $b = 4,00$ [m]

— Rigidité

Type de saisie : saisir le diamètre

Diamètre : $d_s = 32,0$ [mm]

Module d'élast. : $E = 210000,00$ [MPa]

Force précontrainte : $F = 300,00$ [kN]

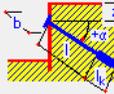


FIGURE 12 – Cadre « Ancrages » - Ajouter un nouvel ancrage (phase de construction 2)

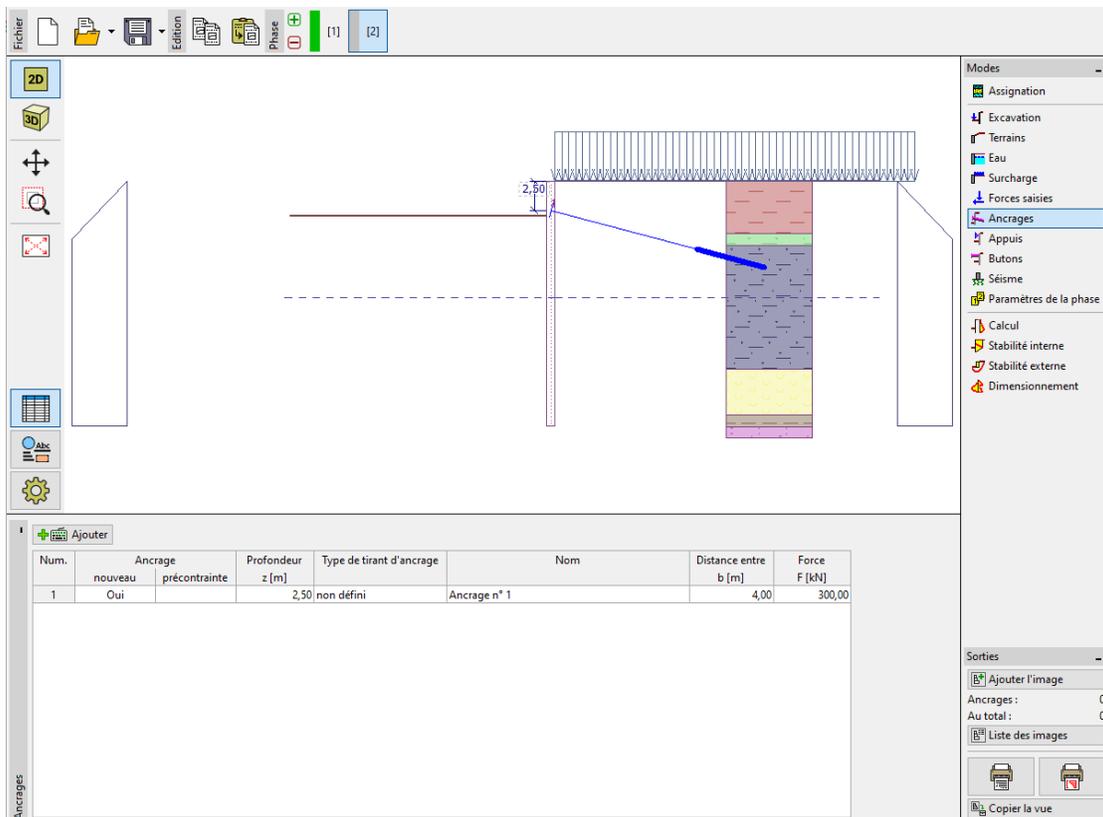


Tableau des Ancrages :

Num.	Ancre	précontrainte	Profondeur z [m]	Type de tirant d'ancrage	Nom	Distance entre b [m]	Force F [kN]
1	nouveau	Oui	2,50	non défini	Ancrage n° 1	4,00	300,00

FIGURE 13 – Cadre « Ancrages » - Phase de construction 2

3.3 Phases de construction 3 et 4

Effectuez l'analyse et ajoutez une nouvelle phase de construction. Dans cette 3ème phase de la construction, dans le cadre « Excavation » et modifiez la profondeur de fouille h qui prendra pour

nouvelle valeur 6,5 m. Aucun ancrage ne sera ajouté dans cette phase. Encore une fois, effectuez l'analyse et ajoutez une 4ème phase de construction. Dans cette phase, ajoutez une nouvelle rangée d'ancrages placée à une profondeur z de 5,5 m. Le niveau de la nappe est resté inchangé jusqu'à présent.

Nouvel ancrage

Type de tirant d'ancrage : non défini

Nom : Ancrage n° 2

— Paramètres de l'ancrage

Profondeur : $z = 5,50$ [m]

Longueur libre : $l = 10,00$ [m]

Long. du scellement : $l_k = 6,00$ [m]

Inclin. : $\alpha = 17,50$ [°]

Distance entre : $b = 4,00$ [m]

— Rigidité

Type de saisie : saisir le diamètre

Diamètre : $d_s = 32,0$ [mm]

Module d'élast. : $E = 210000,00$ [MPa]

Force précontrainte : $F = 350,00$ [kN]

+ Ajouter X Annuler

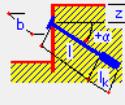
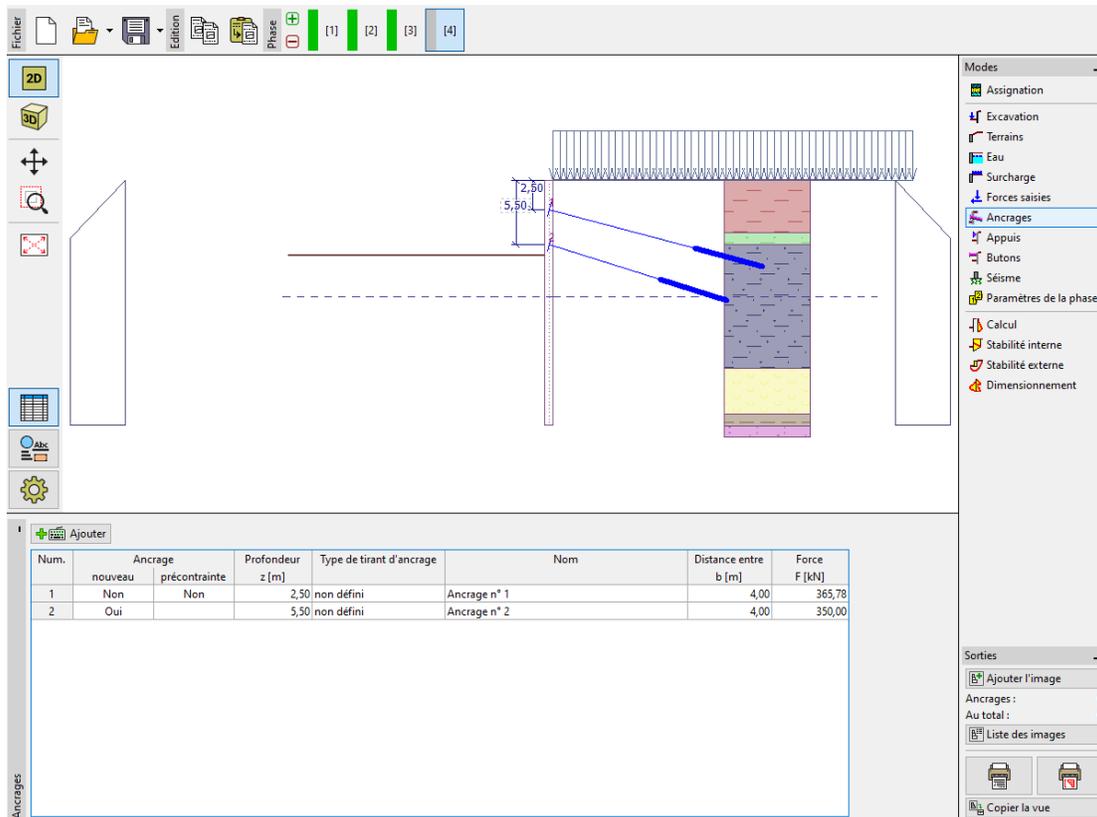


FIGURE 14 – Cadre « Ancrages » - Ajouter un nouvel ancrage (phase de construction 4)



Num.	Ancre nouveau	Ancre précontrainte	Profondeur z [m]	Type de tirant d'ancrage	Nom	Distance entre b [m]	Force F [kN]
1	Non	Non	2,50	non défini	Ancrage n° 1	4,00	365,78
2	Oui		5,50	non défini	Ancrage n° 2	4,00	350,00

FIGURE 15 – Cadre « Ancrages » - Phase de construction 4

3.4 Phases de construction 5 et 6

Ajoutez une 5ème étape de construction, dans laquelle la profondeur de fouille sera modifiée de sorte que $h = 9$ m. Ajoutez ensuite une autre phase de construction. Dans la 6ème phase, ajoutez une nouvelle rangée d'ancrage à une profondeur z de 8,50 m. La profondeur de la nappe reste inchangée.

Nouvel ancrage

Type de tirant d'ancrage : non défini

Nom : Ancrage n° 3

— Paramètres de l'ancrage

Profondeur : $z = 8,50$ [m]

Longueur libre : $l = 7,00$ [m]

Long. du scellement : $l_k = 6,00$ [m]

Inclin. : $\alpha = 20,00$ [°]

Distance entre : $b = 4,00$ [m]

— Rigidité

Type de saisie : saisir le diamètre

Diamètre : $d_s = 32,0$ [mm]

Module d'élast. : $E = 210000,00$ [MPa]

Force précontrainte : $F = 400,00$ [kN]

+ Ajouter X Annuler

FIGURE 16 – Cadre « Ancrages » - Ajouter un nouvel ancrage (phase de construction 6)

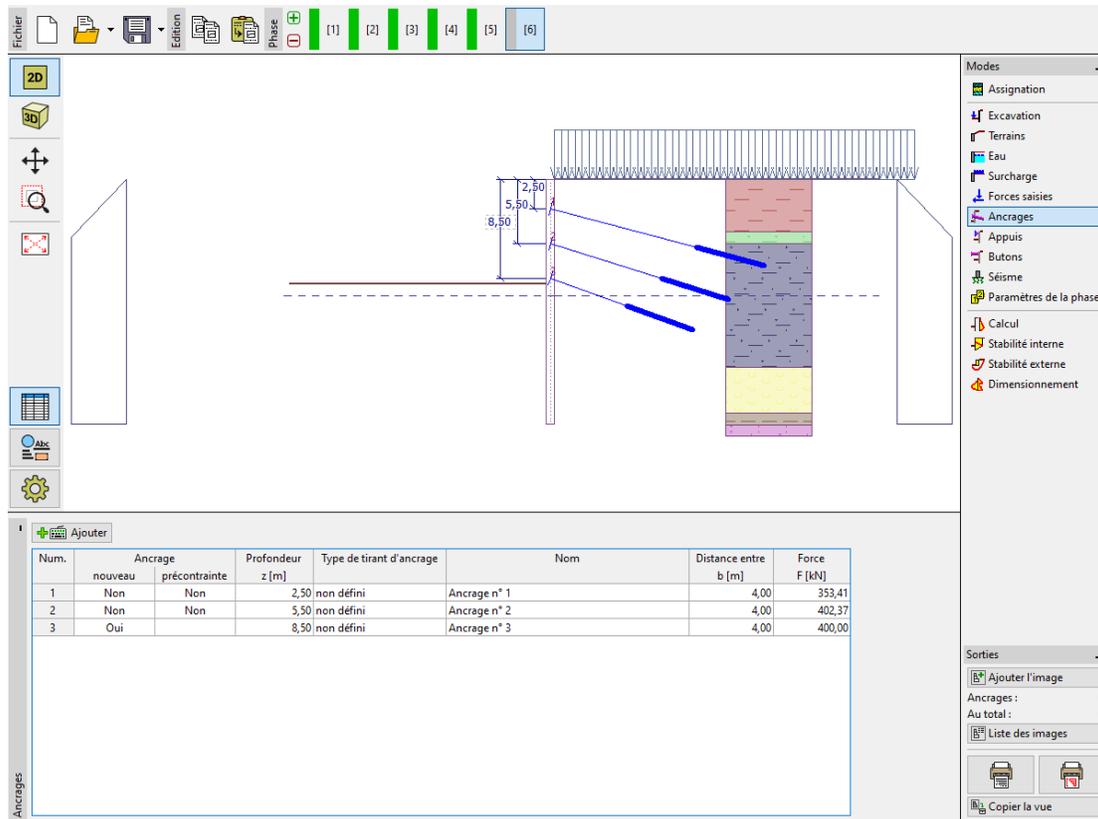


FIGURE 17 – Cadre « Ancrages » - Phase de construction 6

3.5 Phases de construction 7 et 8

Ajoutez une 7ème phase de construction, dans laquelle la profondeur de fouille sera modifiée de sorte que $h = 11,5$ m. Dans le cadre « Eau », modifiez la profondeur de la nappe à l'avant du mur de sorte que $h_2 = 12$ m (à l'arrière, la profondeur h_1 reste inchangée). Ajoutez ensuite une autre phase de construction. Dans la 8ème phase, ajoutez une nouvelle rangée d'ancrage à une profondeur z de 11 m.

Nouvel ancrage

Type de tirant d'ancrage : non défini

Nom : Ancrage n° 4

— Paramètres de l'ancrage

Profondeur : $z = 11,00$ [m]

Longueur libre : $l = 6,00$ [m]

Long. du scellement : $l_k = 4,00$ [m]

Inclin. : $\alpha = 22,50$ [°]

Distance entre : $b = 4,00$ [m]

— Rigidité

Type de saisie : saisir le diamètre

Diamètre : $d_s = 32,0$ [mm]

Module d'élast. : $E = 210000,00$ [MPa]

Force précontrainte : $F = 500,00$ [kN]

+ Ajouter - Annuler

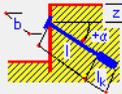
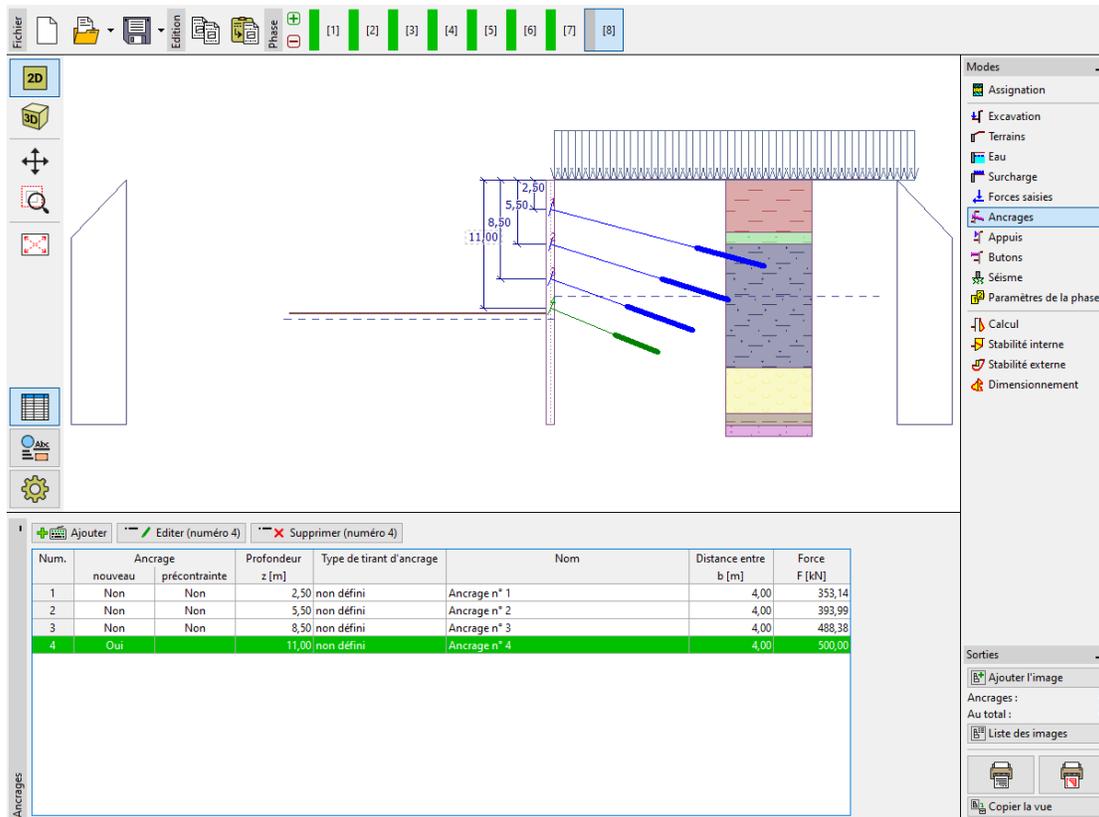


FIGURE 18 – Cadre « Ancrages » - Ajouter un nouvel ancrage (phase de construction 8)



Num.	Ancre	précontrainte	Profondeur z [m]	Type de tirant d'ancrage	Nom	Distance entre b [m]	Force F [kN]
1	Non	Non	2,50	non défini	Ancrage n° 1	4,00	353,14
2	Non	Non	5,50	non défini	Ancrage n° 2	4,00	393,99
3	Non	Non	8,50	non défini	Ancrage n° 3	4,00	488,38
4	Oui		11,00	non défini	Ancrage n° 4	4,00	500,00

FIGURE 19 – Cadre « Ancrages » - Phase de construction 8

3.6 Phases de construction 9 et 10

Ajoutez une 9ème phase de construction, dans laquelle la profondeur de fouille sera modifiée de sorte que $h = 13,5$ m. Dans le cadre « Eau », modifiez la profondeur de la nappe à l'avant du mur

de sorte que $h_2 = 15,5$ m. Ajoutez ensuite une autre phase de construction. Dans la 10ème phase, ajoutez une nouvelle rangée d'ancrage à une profondeur z de 13 m.

FIGURE 20 – Cadre « Ancrages » - Ajouter un nouvel ancrage (phase de construction 10)

Num.	Ancrage nouveau	précontrainte	Profondeur z [m]	Type de tirant d'ancrage	Nom	Distance entre b [m]	Force F [kN]
1	Non	Non	2,50	non défini	Ancrage n° 1	4,00	353,70
2	Non	Non	5,50	non défini	Ancrage n° 2	4,00	393,05
3	Non	Non	8,50	non défini	Ancrage n° 3	4,00	472,48
4	Non	Non	11,00	non défini	Ancrage n° 4	4,00	591,63
5	Oui	Non	13,00	non défini	Ancrage n° 5	4,00	550,00

FIGURE 21 – Cadre « Ancrages » - Ajouter un nouvel ancrage (phase de construction 10)

3.7 Phase de construction 11

Ajoutez une 11ème et dernière phase de construction, dans le cadre « Excavation », modifiez la profondeur de fouille de sorte que $h = 15$ m. Nous n'ajoutons pas de nouveaux ancrages. Le niveau de la nappe n'a pas changé depuis la 9ème phase de la construction (devant le mur, il est à une profondeur h_2 de 15,5 m, derrière le mur, il est à une profondeur h_1 de 10 m).

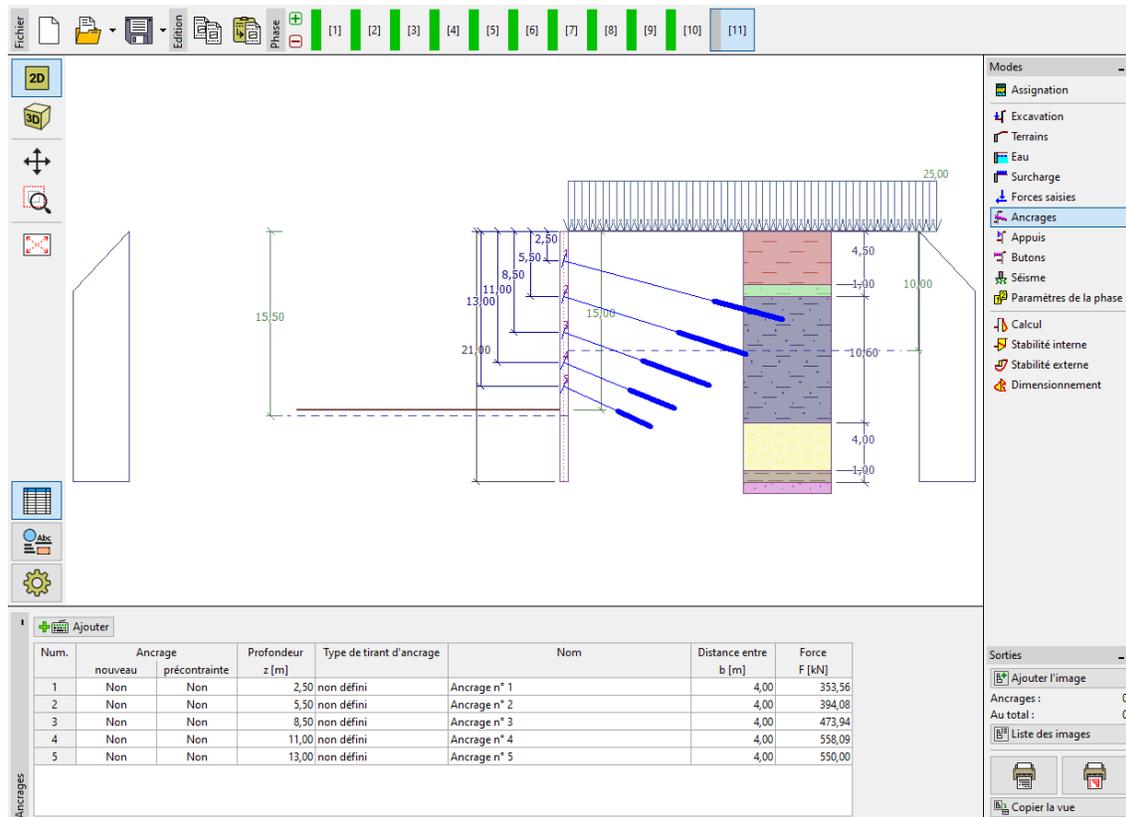


FIGURE 22 – Cadre « Ancrages » - Phase de construction 11

Remarque : en raison de la déformation de la structure, les forces dans les ancrages varient. Ces changements dépendent de la rigidité des ancrages et de la déformation des têtes d'ancrage. La force peut diminuer (en raison d'une perte de force de précontrainte) ou augmenter. Les forces peuvent être précontraintes à n'importe quel stade de la construction jusqu'à la force requise.

3.8 Résultats de l'analyse

Résultats des calculs

Les illustrations ci-après présentent les résultats de l'analyse (analyse des forces internes - moment de flexion et force de cisaillement, déplacement de la structure et pression du sol) pour la 11ème et dernière phase de construction.

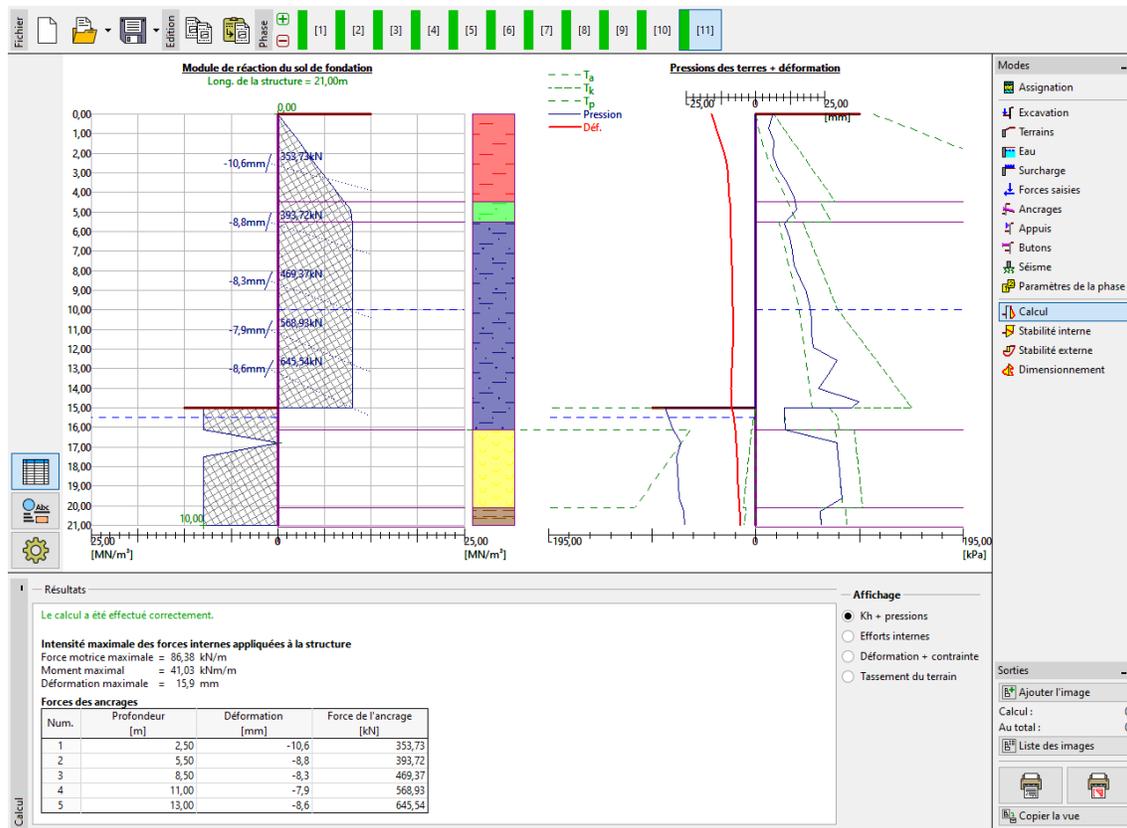


FIGURE 23 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 11 (module de réaction du sous-sol)

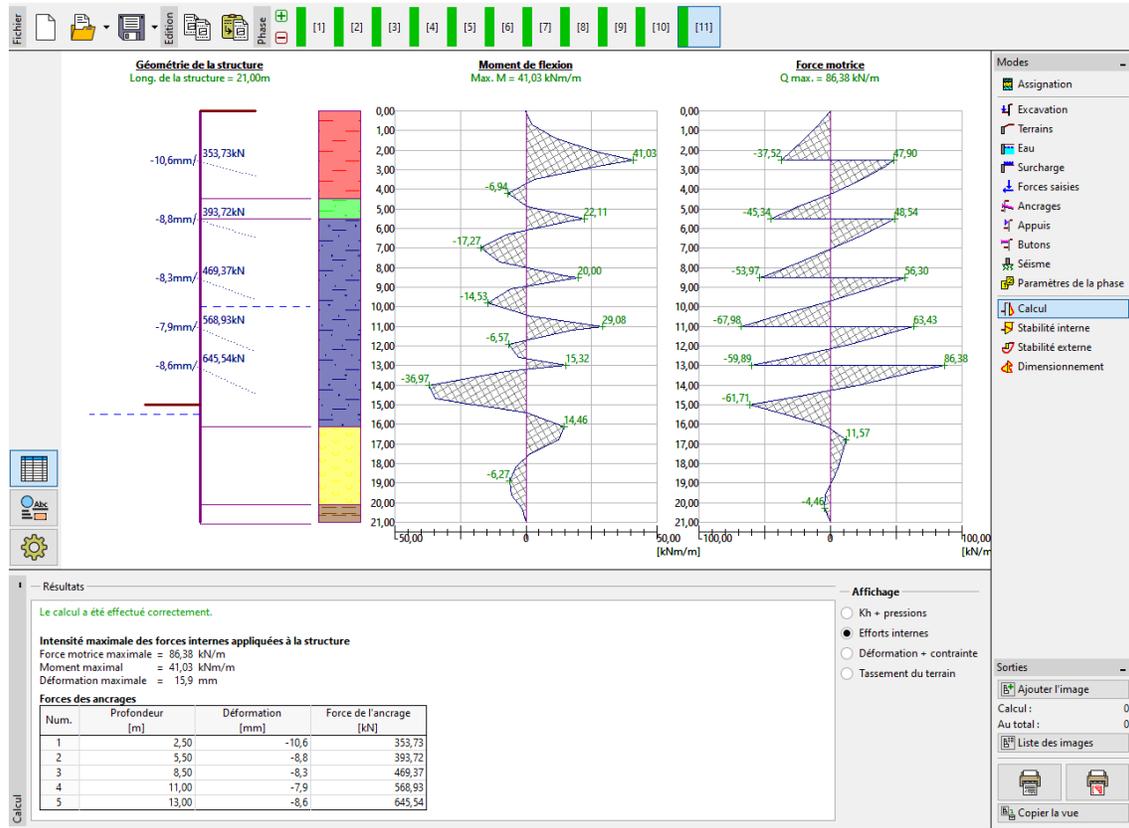


FIGURE 24 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 11 (efforts internes)

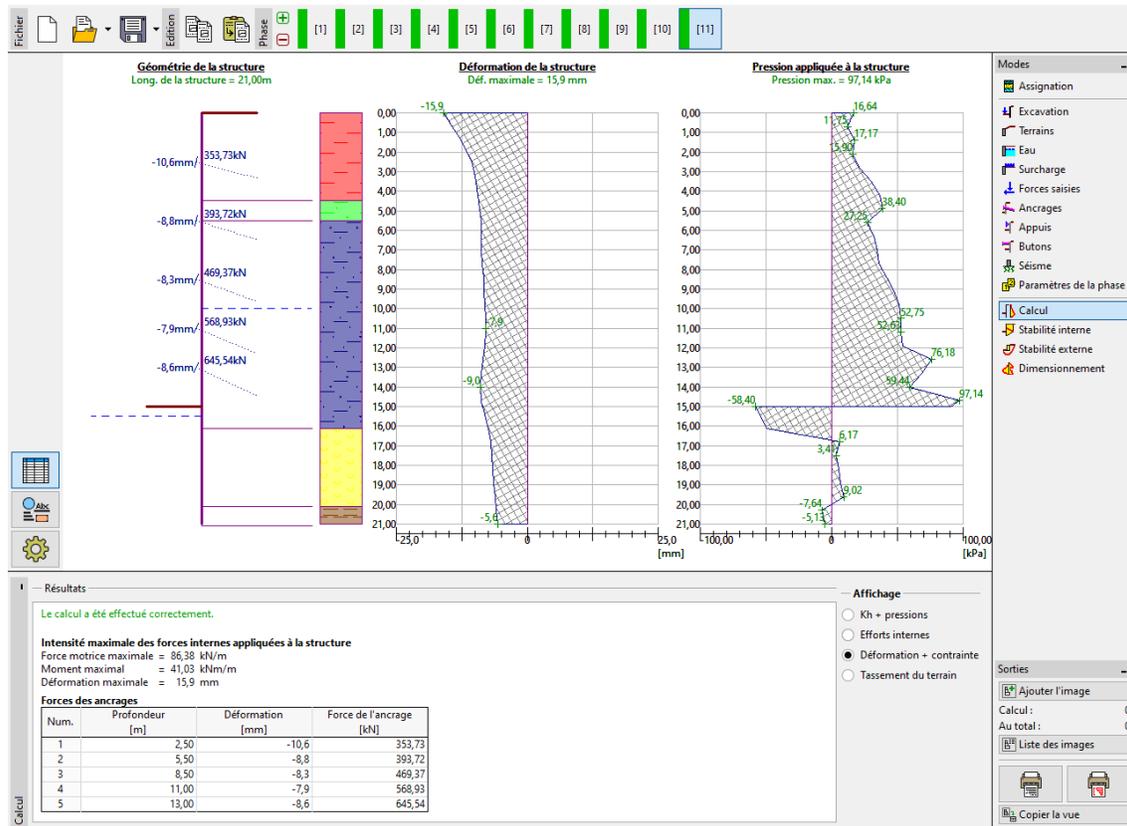


FIGURE 25 – Cadre « Calcul » - Phase de construction 11 (déformation et pression des terres)

Toutes les phases ont été analysées. Il résulte des calculs que la structure de soutènement est stable et fonctionnelle pour toutes les phases de la construction. La valeur de la déformation doit également être vérifiée tout comme la force d'ancrage qui ne doit pas dépasser la capacité portante de l'ancrage (l'utilisateur doit vérifier cela manuellement car le programme « Vérification des écrans de soutènement » ne le fait pas automatiquement). Pour la dernière phase de construction, les résultats sont les suivants :

- Force de cisaillement (motrice) maximale : $Q_{max} = 86,38 \text{ kN/m}$
- Moment de flexion maximal : $41,03 \text{ kNm/m}$
- Pression des terres maximale : $\sigma_x = 97,14 \text{ kPa}$
- Déformation maximale : $u_{max} = 15,9 \text{ mm}$

Vérification de la section de la construction

Dans la 11ème et étape de construction, ouvrez le cadre « Dimensionnement ». Ici, vous pouvez voir les valeurs maximales et minimales des variables (enveloppes d'efforts internes) :

- Force de cisaillement maximale (minimum) : $Q_{max,min} = 86,38 \text{ kN/m}$
- Moment de flexion maximal (minimum) : $M_{max,min} = 50,73 \text{ kNm/m}$

Les efforts internes sont calculés pour un mètre (pied) de construction. Pour une conception réelle de paroi berlinoise (section en I en acier), nous devons multiplier ces valeurs par l'espacement entre les profils ($a = 2 \text{ m}$), pour obtenir les efforts internes dans la section :

- Force de cisaillement maximale pour le dimensionnement : $Q_{Ed,min} = 2 \text{ m} \times 86,38 \text{ kN/m} = 172,76 \text{ kN}$
- Moment de flexion maximal pour le dimensionnement : $M_{Ed,min} = 2 \text{ m} \times 50,73 \text{ kNm/m} = 101,46 \text{ kNm}$

Le programme réalise l'évaluation des profils en I en acier en utilisant les valeurs extrêmes des forces

internes selon la norme EN 1993-1-1 (EC 3). Pour l'instant, nous laissons le coefficient de réduction de la capacité portante à 1,0. Dans ce cas, les résultats sont les suivants :

- Capacité portante de la section : $M_{Rd} (= 516,61 \text{ kNm}) \geq M_{Ed,max} (101,46 \text{ kNm})$
- Taux de travail global du profil en I : 19,6%

Le profil en I satisfait aux critères d'analyse.

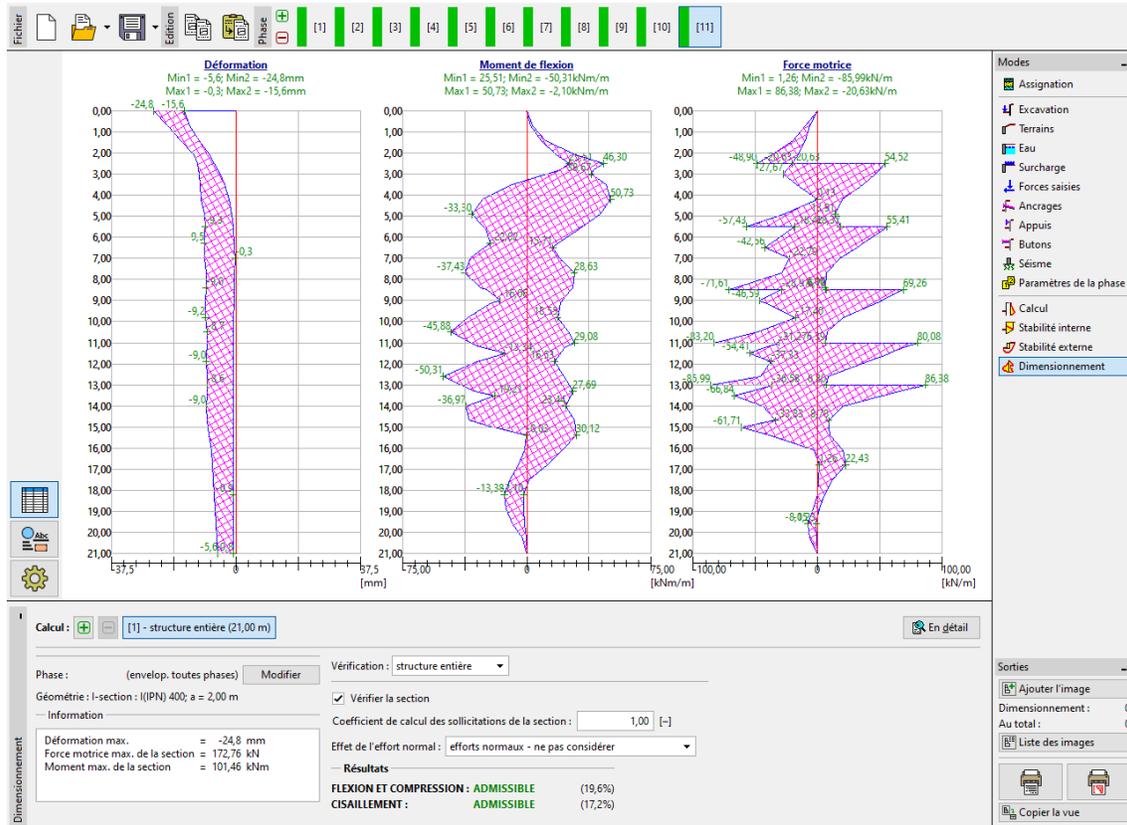


FIGURE 26 – Cadre de «Dimensionnement» - Phase de construction 11 (évaluation du profil en acier)

Dans le calcul, nous avons considéré la valeur des pressions de terres limites comme non réduite, de sorte que la charge est inférieure à ce qu'elle devrait être selon la norme EN 1997-1. Cependant, les forces internes sont adaptées au comportement réel de la structure. Les variations des pressions des terres conduisent à des améliorations de la sécurité, mais faussent également les résultats de l'analyse. C'est pourquoi, pour l'évaluation de la section en acier, nous allons introduire une valeur personnalisée du coefficient de réduction de la capacité portante.

Remarque : la norme EN 1997-1 suppose que le facteur partiel pour une charge permanente soit $\gamma_G = 1,35$, pour une charge variable, il est égal à $\gamma_Q = 1,5$. Cependant, dans ce cas, toute la surcharge et la charge agissent comme permanentes, nous considérons donc que le facteur partiel γ_G vaut 1,35. Pour une combinaison de charges permanentes et variables, nous devons déterminer la valeur des estimations des facteur partiels de calcul, allant de 1,35 à 1,5 des ratios en fonction des composantes de la charge, ce qui est courant.

Maintenant, nous allons modifier le coefficient de réduction de la capacité portante, il prendra pour valeur 1,35. Nous multiplions les forces internes agissant sur la section de la poutre de soutènement par ce facteur partiel. Dans ce cas, les efforts internes sont les suivants :

- Force de cisaillement maximale de dimensionnement : $Q_{Ed,max} = (86,38 \times 2) \times 1,35 =$

233,22 kN

— Moment de flexion maximal de dimensionnement : $M_{Ed,max} = (50,73 \times 2) \times 1,35 = 136,98 \text{ kN/m}$

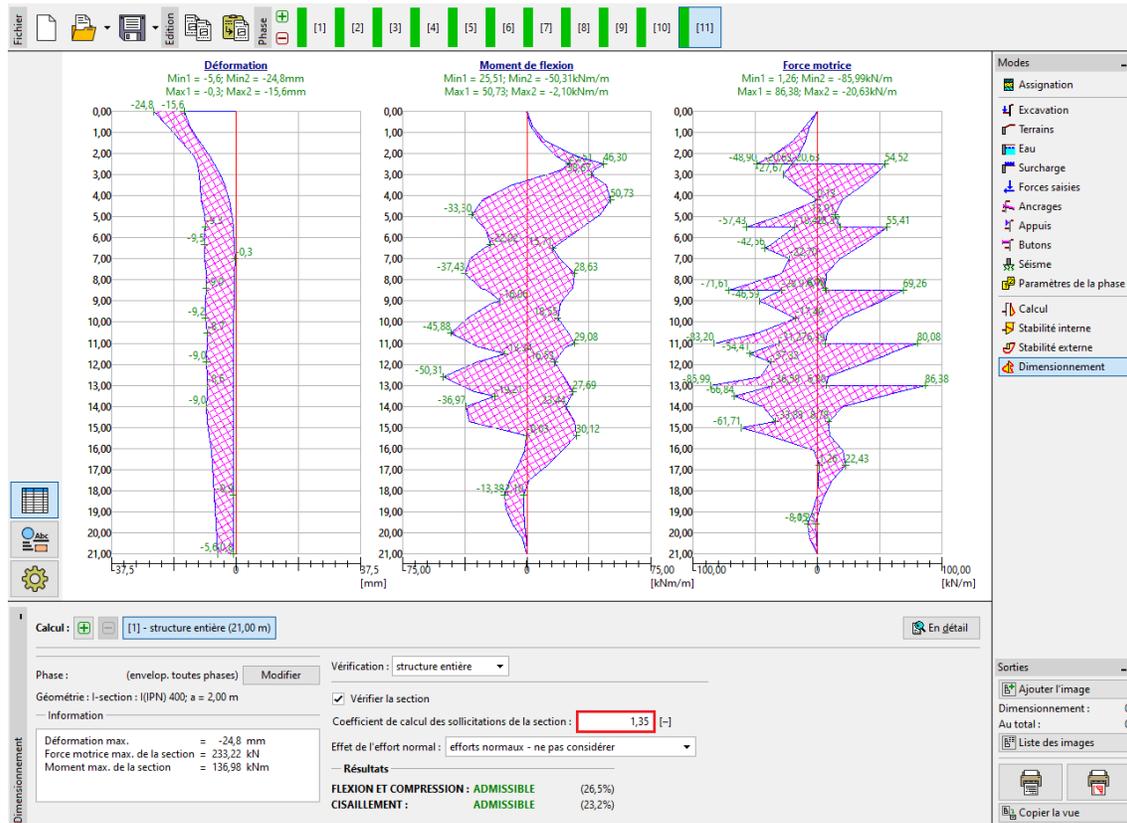


FIGURE 27 – Cadre «Dimensionnement» - Étape de construction 11 (nouvelle évaluation de la section)

Dans ce cas (une évaluation prenant en compte l'effet du coefficient de réduction de la capacité portante de 1,35), les résultats sont les suivants :

- Capacité portante de la section : $M_{c,Rd} (= 516,61 \text{ kNm}) \geq M_{Ed,max} (= 136,9 \text{ kNm})$, ce qui donne un taux de travail de **26,5%** : **SATISFAISANTE**
- Cisaillement : $V_{c,Rd} (= 1005,29 \text{ kNm}) \geq Q_{Ed,max} (= 233,28 \text{ kNm})$, ce qui donne un taux de travail de **23,2%** : **SATISFAISANT**

Analyse de la stabilité interne

Accédez au cadre « Stabilité interne » pour de la dernière phase de construction et examinez la force maximale autorisée dans chaque ancrage.

Remarque : la vérification se déroule de la façon suivante : dans un premier temps, nous itérons la force dans l'ancrage, résultant de un équilibre de toutes les forces agissant sur le coin de terre ; ce coin de terre est bordé par la construction, le terrain, le centre des scellements des ancrages et le talon théorique de la structure (plus d'informations peuvent être trouvées dans l'aide du programme - F1). Si un ancrage n'est pas satisfaisant, la meilleure façon de résoudre le problème est de le rallonger ou de diminuer la force précontrainte.

Le calcul donne la force maximale dans l'ancrage (pour la rangée n° 5) et le taux de travail total associé :

— Stabilité interne : **10,66%** ($F = 645,54 \text{ kN} < F_{\text{max}} = 6056,23 \text{ kN}$) : **SATISFAISANTE**

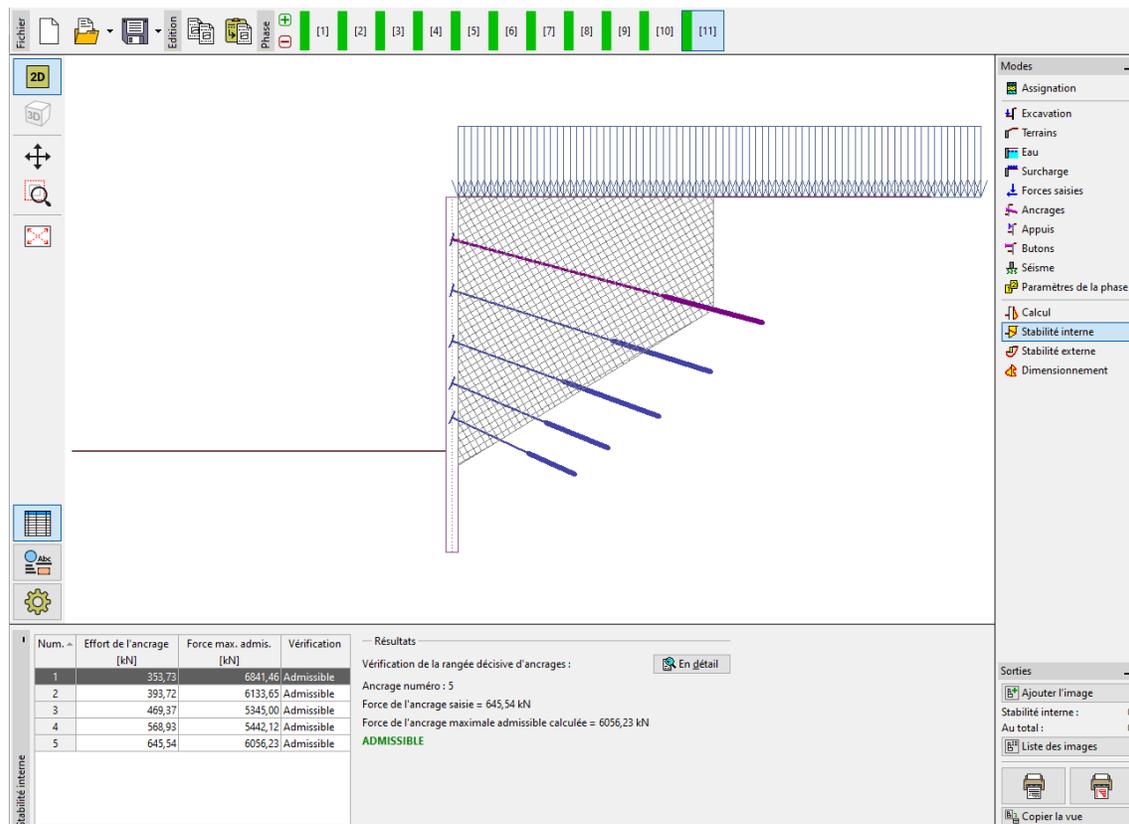


FIGURE 28 – Cadre « Stabilité interne » - Étape de construction 11

Vérification de la stabilité externe (globale)

La dernière analyse requise est la stabilité externe. Cliquez sur le bouton « Stabilité externe », ce qui lance automatiquement le programme « Stabilité des pentes », dans lequel nous allons directement dans le cadre « Calcul ». Maintenant, après avoir cliqué sur le bouton « Calculer », nous évaluons la stabilité globale.

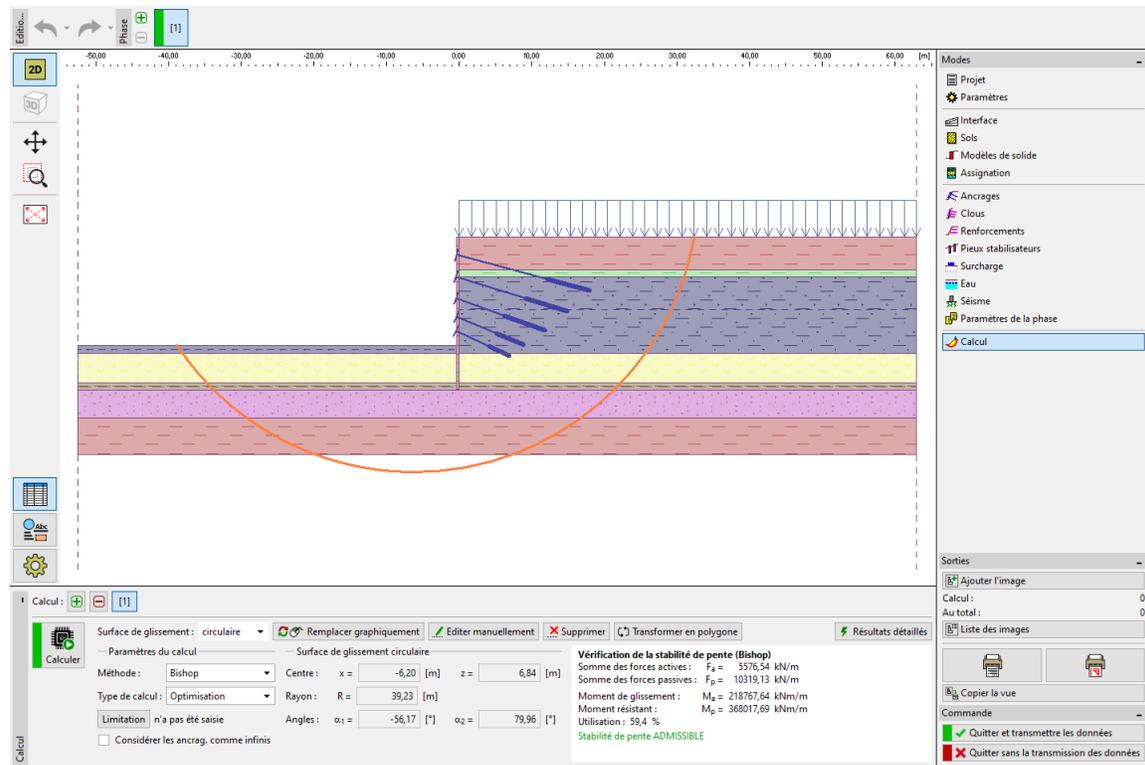


FIGURE 29 – Programme « Stabilité des pentes » - Méthode Bishop avec optimisation de la surface de glissement circulaire

4 Conclusion

La structure a été conçue avec succès avec une déformation maximale de 24,8 mm, ce qui est satisfaisant pour ce type de construction. De plus, les limites des forces dans les ancrages n'ont pas été dépassées :

- Capacité portante : **26,5%** ($516,61 \text{ kNm} \geq 136,9 \text{ kNm}$) : **SATISFAISANTE**
- Stabilité interne : **10,66%** ($F(= 645,54 \text{ kN}) < F_{\text{max}}(= 6056,23 \text{ kN})$) : **SATISFAISANTE**
- Stabilité globale : **59,4%** (Méthode de Bishop et optimisation) : **SATISFAISANTE**

La structure de soutènement conçue satisfait aux critères d'évaluation.