

Modélisation numérique d'une excavation profonde soutenue par une paroi moulée

Numerical modeling of a deep excavation supported by a diaphragm wall

Pierre XEMARD¹, Miora Sarah RAKOTOVELOMANANTSOA¹, Hadi ELASMAR¹, Stéphane CURTIL*¹

¹ GEOTOPIA, Paris-Grenoble, France

* stephane.curtill@geo-topia.fr

RESUME : L'objectif de l'étude est d'analyser le comportement et la stabilité d'une grande excavation soutenue par une paroi moulée pour toutes les phases de travaux. La géométrie particulière de l'ouvrage, en forme de bilobe relié par un diaphragme central, est conçue pour être stable grâce à la rigidité cylindrique de la paroi moulée. Pour cela, une modélisation numérique aux éléments finis a été réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 3D permettant de reproduire les différentes phases de construction et de creusement.

ABSTRACT : The purpose of this study is to assess the behavior and stability of a large excavation supported by a diaphragm wall throughout all stages of construction. The structural configuration, consisting of two cylindrical lobes connected by a central diaphragm panel, is designed to achieve self-supporting behavior through the mobilization of the diaphragm wall's inherent cylindrical rigidity. A three-dimensional finite element analysis was conducted using Plaxis 3D to accurately capture the soil-structure interaction mechanisms.

Mots-clés : soutènement ; paroi moulée bilobe ; éléments finis ; rigidité cylindrique ; Bassin parisien.

1 INTRODUCTION

La réalisation d'excavations profondes en milieu urbain constitue aujourd'hui un enjeu majeur pour le génie civil, dans un contexte où la densification des villes impose de plus en plus de construire en sous-œuvre. Ces opérations s'accompagnent de défis techniques considérables : assurer la stabilité des parois, maîtriser les déformations du terrain et garantir la sécurité des structures voisines. Parmi les solutions couramment mises en œuvre pour le soutènement définitif des excavations, la paroi moulée reste l'une des options les plus adaptées.

L'étude de cet ouvrage par une première approche en modélisation 2D, réalisée soit par la méthode au coefficient de réaction soit au moyen d'outils numériques adaptés, a permis d'obtenir une première compréhension du système en admettant des hypothèses simplificatrices : axisymétrique, déformations et contraintes planes.

Cependant, la robustesse des approches classiques d'étude de ces ouvrages à partir des coupes en 2D est mise à l'épreuve lorsque des singularités géométriques ou de chargement sont à prendre en compte, telles qu'un percement localisé dans la paroi pour le passage

du tunnelier ou des chargements dissymétriques en surface. La géométrie particulière de l'ouvrage, sa catégorie d'importance et la volonté de représenter précisément l'effet du percement sur les parois ont rendu indispensable le recours à une modélisation tridimensionnelle.

Dans le cadre du contrôle extérieur des études d'exécution, l'utilisation des méthodes numériques, et plus particulièrement de l'analyse par éléments finis (EF), a permis de simuler le comportement des ouvrages géotechniques soumis à différents états de chargement et aux phasages de construction. Grâce à ces méthodes, il a été possible d'anticiper les déplacements, d'optimiser la conception et de mieux appréhender les risques associés aux excavations profondes lors de leur exécution.

Cet article présente une modélisation tridimensionnelle aux éléments finis d'une excavation profonde soutenue par une paroi moulée, afin d'analyser en détail sa réponse mécanique et les effets des contraintes extérieures susceptibles de perturber son comportement.

2 PRESENTATION DU CAS D'ETUDE

2.1 Généralités

Cette étude s'inscrit dans le cadre de la construction d'un puits de lancement de tunnelier pour la réalisation de la ligne 15 Ouest du projet Grand Paris Express. L'ouvrage est implanté dans la commune de Gennevilliers (92).

2.2 Contexte géotechnique et hydrogéologique

L'ouvrage se trouve dans un contexte géotechnique du Bassin parisien composé de roche sédimentaire avec une présence de nappe dans les couches superficielles. L'analyse des campagnes géotechniques de la zone a montré la succession des unités géologiques suivantes : remblais, alluvions anciennes, Marnocalcaire de Saint Ouen, Sables de Beauchamp, Marnes et Caillasses, Calcaire grossier et Sables supérieurs.

2.3 Géométrie de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est une excavation profonde en forme de bilobe soutenue par des panneaux de paroi moulée. La paroi moulée est réalisée depuis la côte 29,3 m NGF et le fond de fouille se trouve à -3,4 m NGF, soit une profondeur de fouille de 32,7 m. Le diamètre utile de chaque lobe est d'environ 27 m, avec une longueur totale utile de l'excavation de 52 m. La fouille est soutenue par une paroi moulée d'épaisseur variant de 1 m sur les lobes courants à 1,2 m sur les panneaux de jonctions. Les deux lobes sont liés par un diaphragme central rigide d'épaisseur 1,2 m.

La forme circulaire des lobes assure un fonctionnement en « anneau » : les efforts de poussée des terres et de l'eau sont repris principalement par le travail en compression-circonférentielle. La paroi est en outre butonnée par le radier et par des planchers intermédiaires, ce qui participe à sa stabilité globale

3 HYPOTHESE DE LA MODELISATION

3.1 Taille du modèle et conditions aux limites

La taille du modèle est un paramètre important pour bien interpréter les résultats du calcul. Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux du modèle, et les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués sur le bord inférieur. Le modèle mesure 174 m de large, 176 m de long et 70 m de haut.

Les dimensions du modèle ont été définies de sorte que l'effet de bord du modèle soit négligeable sur les résultats calculés au niveau de l'ouvrage.

De plus, dans les excavations profondes, l'épaisseur de sol modélisée sous le fond de fouille

influence directement le soulèvement obtenu numériquement. Compte tenu des caractéristiques géomécaniques du substratum, la hauteur du modèle est suffisante.

3.2 Maillage du modèle

Le choix du maillage joue un rôle important dans la qualité d'une modélisation numérique, car il influence la fiabilité des résultats.

Dans notre projet, le modèle complet compte 410 928 nœuds. La zone la plus sensible étant la paroi moulée, un affinement local a été appliqué dans cette zone : les mailles font alors environ 17 cm, puis leur taille augmente progressivement à mesure que l'on s'éloigne de la structure. Cette stratégie permet d'améliorer la précision là où les gradients de contraintes et de déplacements sont les plus importants, tout en évitant un temps de calcul trop élevé sur l'ensemble du domaine.

Le sol est modélisé avec des éléments à 10 nœuds. Les éléments de structure varient selon leur fonction : des éléments barre à 3 nœuds pour les poutres, des éléments plaque à 6 nœuds, et des éléments d'interface à 12 nœuds.



Figure 1. Vue en perspective de l'ouvrage

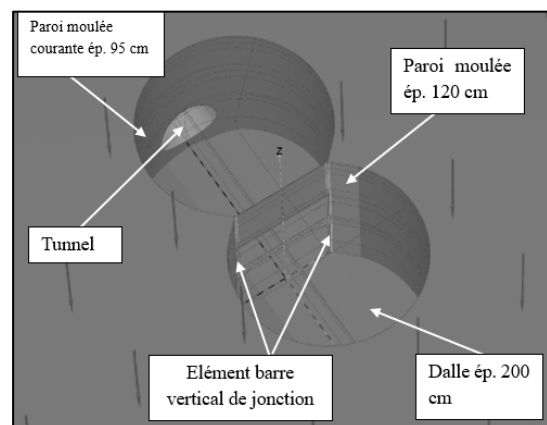


Figure 2. Eléments de l'ouvrage

3.3 Modélisation du sol

Le sol est modélisé selon une loi de comportement élastoplastique de Hardening Soil (Sanz & Vermeer, 2000) avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Pour les éléments d'interface entre le sol et les structures, leurs caractéristiques mécaniques sont volontairement réduites afin de modéliser le cisaillement à l'interface sol-structure. Un coefficient multiplicateur R_{inter} égal à 0,67 a été appliqué.

Le module œdométrique tangent est défini par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{Ref} \left(\frac{\frac{\sigma'_3}{k_0} + c * \cotan\varphi}{\sigma_{ref} + c * \cotan\varphi} \right)^m \quad (1)$$

où E_{oed}^{Ref} : le module œdométrique de référence ; σ'_3 : la contrainte principale mineure.

Dans le cadre de l'étude, le paramètre m a été fixé à 0, ce qui conduit aux égalités suivantes :

$$E_{oed} = E_{oed}^{Ref} \quad (2)$$

$$E_{50} = E_{50}^{Ref} \quad (3)$$

où E_{50} : le module de déformation en premier chargement, à 50% du déviateur maximal. Ce module est estimé à partir du module pressiométrique E_M et du coefficient rhéologique α tel que :

$$E_{50} = k_1 * E_M / \alpha \quad (4)$$

où k_1 un coefficient empirique pris égal à 2,5.

De même, le module de déchargement/chargement E_{ur} est défini par :

$$E_{ur} = k_2 * E_M / \alpha \quad (4)$$

où k_2 un coefficient empirique qui dépend de l'état de consolidation du sol.

Enfin, le module œdométrique est relié au module de déformation par la relation issue de la théorie de l'élasticité.

$$E_{oed} = E_{oed}^{Ref} = \frac{E_{50}(1 - \nu_{ur})}{(1 + \nu_{ur})(1 - \nu_{ur})} \quad (5)$$

où ν_{ur} représente le coefficient de Poisson.

Les principaux modules utilisés dans le modèle : module de chargement, module de déchargement et module sécant sont récapitulés dans le Tableau 1.

Le niveau de la nappe phréatique a été pris en compte à la côte +25,32 m NGF, situant ainsi au sein des couches de remblais superficiels.

Tableau 1. Caractéristiques géomécaniques

Couche	Z _{base} (mNGF)	γ (kN/m ³)	P ₁ * (MPa)	E _M (MPa)	α	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	E _{50;ref} (MPa)	E _{oed,ref} (MPa)	E _{ur;ref} (MPa)	K ₀
Rb	25,7	19,7	0,3	3,7	0,52	2	25	0	18	24	53	0,58
AA	18,6	20,5	4,9	45,9	0,38	0	34	5	306	412	918	0,44
So	16,5	20	3,7	35,1	0,38	15	35	5	233	314	699	0,43
SBs	9,5	21	3,0	20,9	0,39	10	30	1	133	179	398	0,50
Sbi	3,7	21	3,1	19,5	0,40	0	35	5	121	163	362	0,43
MCm	-5,4	18	2,5	28,8	0,61	20	30	0	118	159	236	0,50
M cr	-11,1	18	3,6	42,3	0,59	20	30	0	181	244	362	0,50
Cgsup+	-13	21,5	4,6	217,0	0,84	60	40	10	645	868	1290	0,40
Cgsup	-17,5	20	6,8	300,1	0,77	60	30	0	980	1319	1961	0,50
Cgmoy	-22,9	20	6,8	300,1	0,77	60	30	0	980	1319	1961	0,50
Cginf	-30	21	7,9	355,3	0,78	60	30	3	1141	1536	2281	0,50
SS	>40	19,6	5,8	82,0	0,78	0	35	5	304	409	608	0,40

3.4 Modélisation de la structure

3.4.1 Lobes et diaphragme

Les deux lobes de l'ouvrage ainsi que le diaphragme sont modélisés avec un élément coque. Ces éléments sont en béton armé de module d'Young à moyen terme

de 23 GPa et un coefficient de Poisson de 0,2. Ils sont modélisés avec un comportement élastique.

Des éléments d'interface sont intégrés sur ces différents éléments. La paroi est en outre butonnée par le radier et par des planchers intermédiaires, ce qui améliore sa stabilité globale.

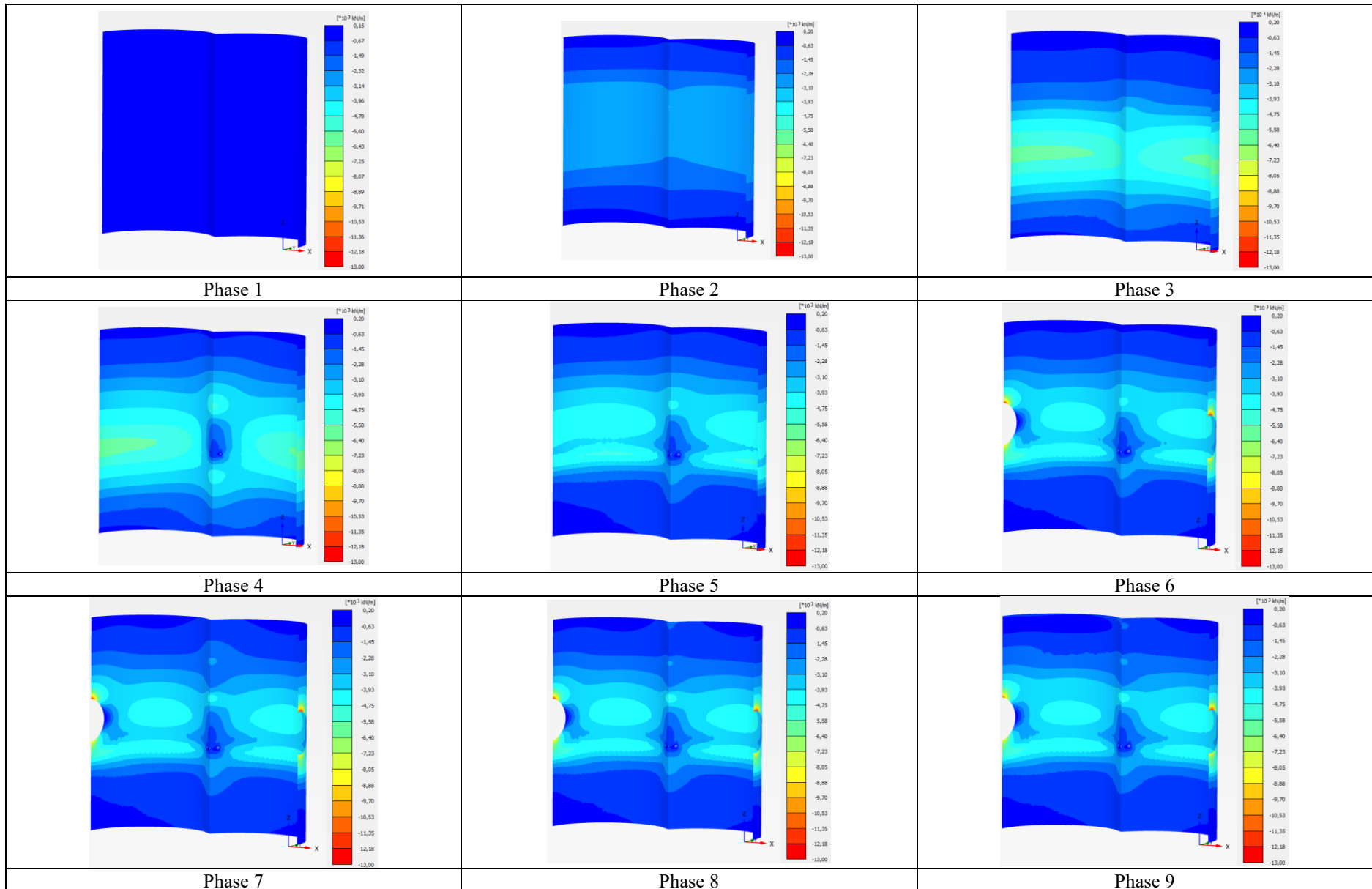


Figure 5. Isovaleurs des contraintes annulaires dans les lobes

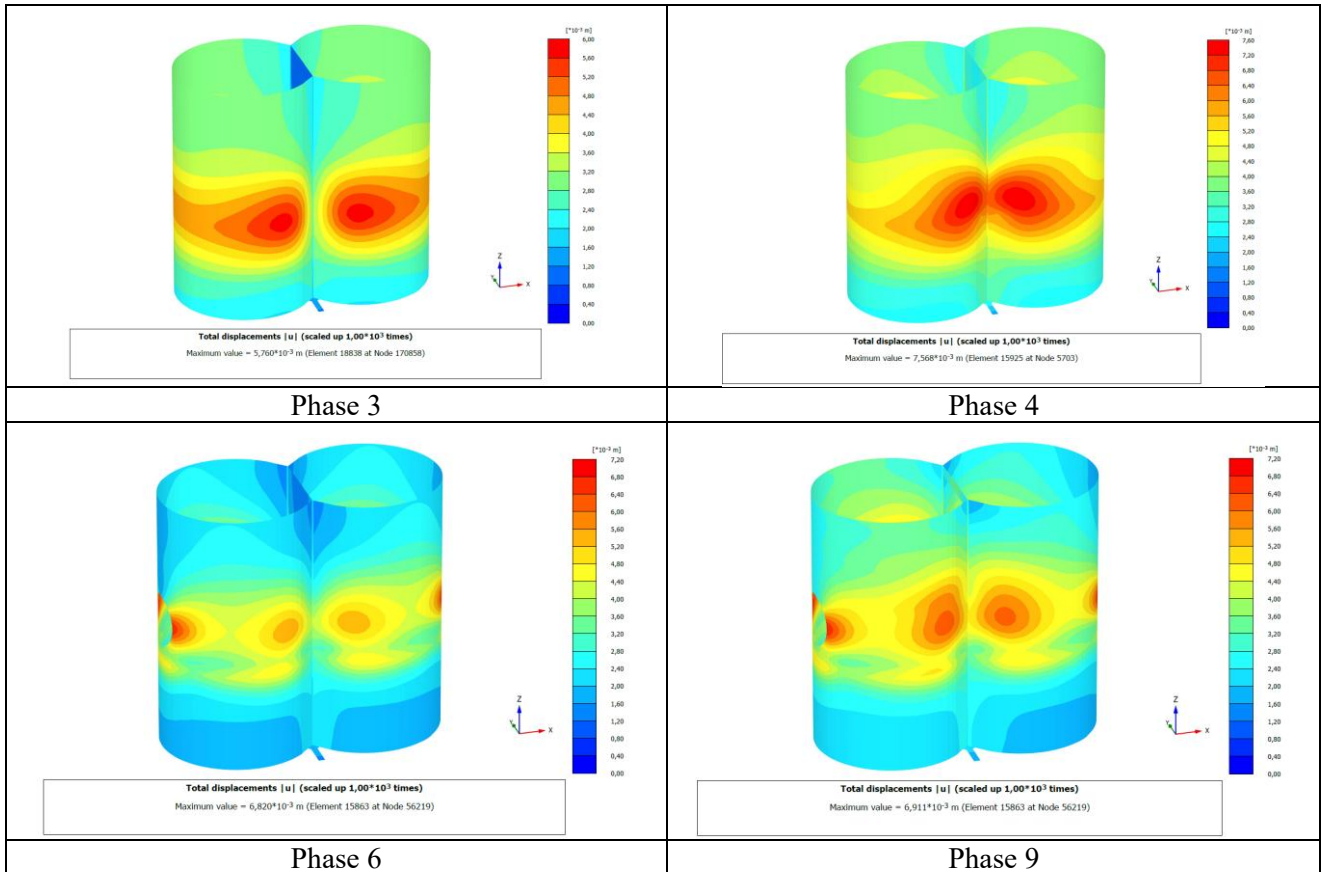


Figure 6. Déplacement total de la paroi de l'ouvrage

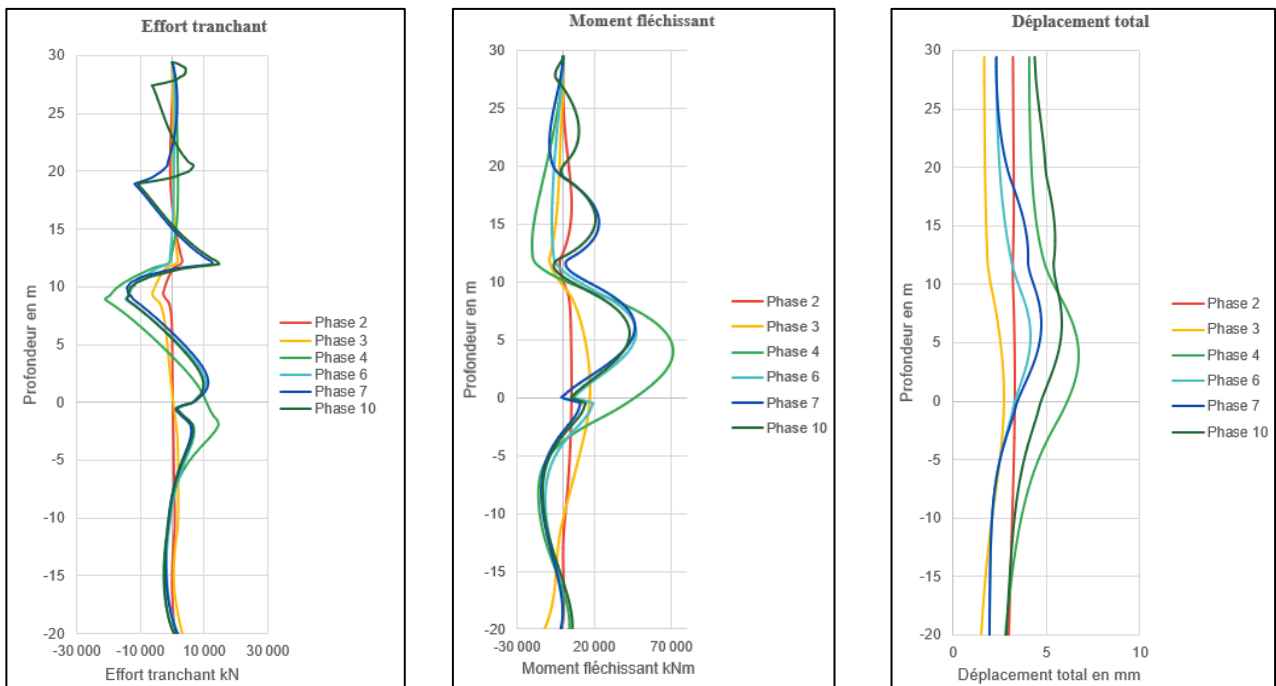


Figure 7. Efforts internes et déplacement au niveau de la jonction

À partir de la phase 4, correspondant à la mise en place du radier et à la suppression du diaphragme, on observe une redistribution significative des efforts. La géométrie circulaire conduit naturellement les zones les plus éloignées des appuis (radier et diaphragme) à reprendre davantage de contraintes. Une concentration de traction apparaît au niveau de la jonction des lobes, atteignant environ 1200 kN, accompagnée d'une augmentation locale de la déformation tangentielle. Enfin, on rappelle que dans la convention adoptée, les contraintes positives correspondent à la traction et les contraintes négatives à la compression.

3.9 Effort dans les éléments de liaison

Ces éléments constituent la zone de transfert entre les deux lobes, là où la continuité géométrique est la plus faible et où le comportement circulaire est potentiellement perturbé. Après la démolition de la partie basse du diaphragme (Phase 4), les efforts dans le panneau en Y et les déplacements en ventre augmentent du fait de la perte de la rigidité.

Les courbes d'effort tranchant montrent une évolution progressive des sollicitations au fur et à mesure de l'excavation, avec une amplification notable à la phase 4. On observe également un pic marqué lors des phases 6 à 8, correspondant aux travaux de démolition du diaphragme, durant lesquels la jonction reprend temporairement une part plus importante de la redistribution des efforts. Quant aux déplacements, ils restent globalement limités, mais leur augmentation dans les phases finale traduit la diminution de rigidité lorsque le diaphragme est supprimé.

3.10 Effet de la dissymétrie de la surcharge en surface

Une étude de sensibilité a été menée sur les hypothèses de surcharges de chantier à considérer en surface. En effet, tout au long de la construction de l'ouvrage, le terrain naturel reçoit des surcharges différentes qui seront appliquées et réparties d'une manière non uniforme autour du bilobe.

Afin d'étudier l'impact des chargements dissymétriques sur les sollicitations de l'ouvrage, un nouveau calcul a été mené en considérant un cas de chargement de 60 kPa d'un côté du bilobe. Une surcharge nulle a été considérée sur l'autre côté (cf. Figure 8). L'analyse des résultats montre qu'une telle dissymétrie n'a que très peu d'impact sur les résultats de calcul. En effet, l'intensité de la surcharge travaux reste négligeable par rapport aux efforts apportés par la poussée des sols sur la structure, au regard de sa profondeur importante. La surcharge n'a qu'un impact que sur les premiers mètres de profondeur de la paroi où les efforts de poussée restent les plus faibles.

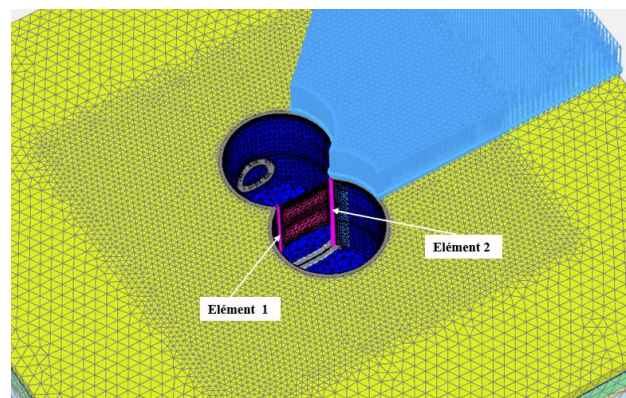


Figure 8. Cas de charge dissymétrique

La Figure 9 présente la distribution des efforts internes et des déformations au niveau des éléments-barres à la phase 4. Les calculs ont été réalisés sur les deux éléments : l'élément 1 du côté de la surcharge nulle, et l'élément 2, situé du côté de la surcharge de travaux de 60 kPa (Figure 8).

Sur le plan cinématique, l'élément 1 atteint un déplacement maximal de 6,8 mm, tandis que celui de l'élément 2 est limité à 4,2 mm. Malgré cet écart de 2,6 mm, les sollicitations internes demeurent du même ordre de grandeur pour les deux éléments.

Les contraintes de traction sur les premiers mètres de la paroi demeurent faibles (de l'ordre de 60 kN/m).

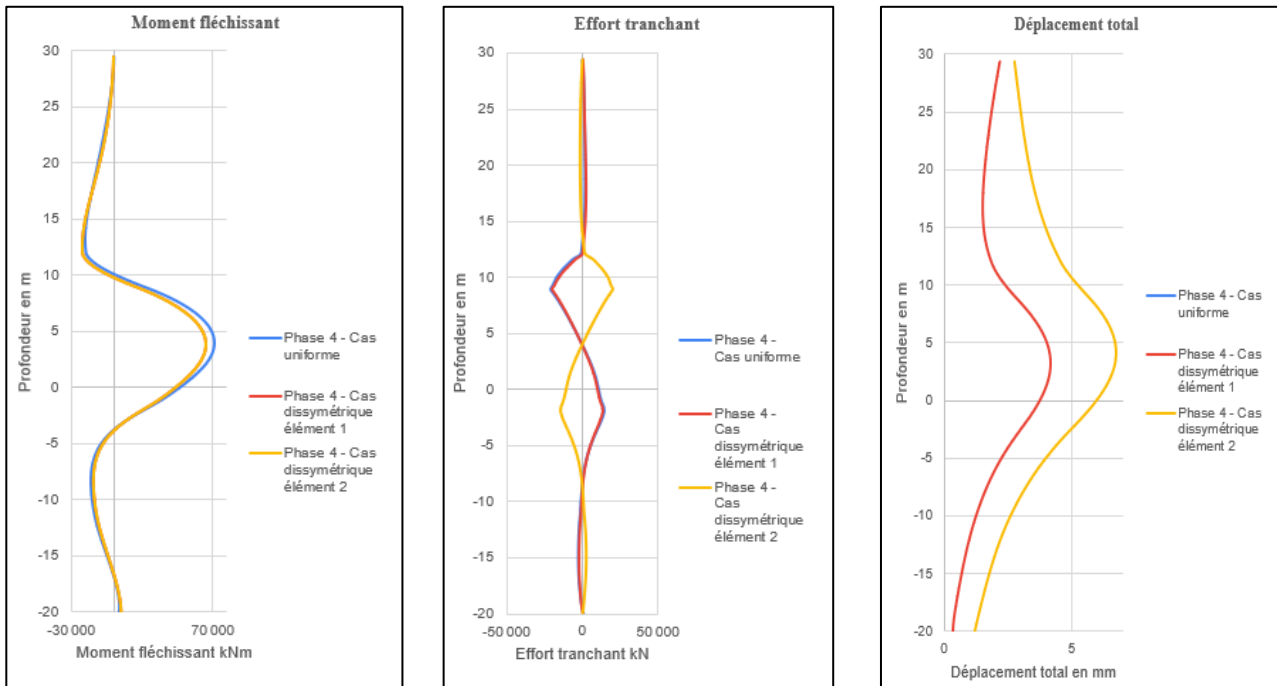


Figure 9. Efforts internes et déplacement au niveau de la jonction à la phase 4

4 CONCLUSIONS

L'étude présentée a permis d'analyser le comportement tridimensionnel d'une excavation profonde en forme de bilobe soutenue par une paroi moulée. Les résultats montrent que l'ouvrage conserve globalement un fonctionnement en anneau sur toutes les phases au niveau de ces lobes, même après la démolition du diaphragme et le percement de la paroi par le tunnelier.

Les déplacements calculés restent limités à quelques millimètres, avec un maximum localisé au niveau du ventre des lobes et de la jonction.

De même, les contraintes annulaires calculées restent compatibles avec les capacités mécaniques de la paroi même lors de la phase du percement de la paroi.

Cette modélisation tridimensionnelle a permis d'apporter des éléments de réflexion sur la modélisation des parois circulaires complexe et de leurs discontinuités géométriques. Le modèle a permis d'analyser l'impact du phasage des travaux, incluant la contribution forte du radier et des planchers, la démolition progressive du diaphragme et le passage du tunnelier.

Ainsi, cette étude montre l'intérêt de la modélisation numérique pour l'optimisation du dimensionnement et de la conception des excavations profondes, particulièrement lorsque la géométrie ou le phasage de construction s'écartent des configurations classiques.

Il est important de rappeler que les résultats dépendent largement du choix de la loi de comportement du sol ainsi que la rigidité de la paroi, variable dans le temps.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- N. Benmebarek, S. Benmebarek, R. Kastner (2003) Modélisation numérique par rétro-analyse du comportement des parois moulées butonnées, Revue française de géotechnique, Numéro 102, pp. 31-41, <https://doi.org/10.1051/geotech/2003102031>,
 CFMS (2023). Recommandations pour la modélisation numérique des ouvrages géotechniques, Ecole des Ponts Paris Tech.