

Analyse numérique tridimensionnelle des tassements provoqués par le creusement d'un tunnel par la technique du prédécoupage mécanique Application à la traversée souterraine de Toulon

Emmanuel BOURGEOIS

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

L'utilisation de la méthode des éléments finis est classique dans le domaine des tunnels : elle permet d'obtenir une estimation des efforts dans le soutènement au moyen de calculs bidimensionnels en section transversale (en s'appuyant sur la méthode convergence-confinement) et de vérifier ainsi le dimensionnement de l'ouvrage. Une autre application de la méthode des éléments finis est le calcul des déplacements induits par le creusement du tunnel, et plus particulièrement des tassements provoqués en surface. On propose ici une analyse tridimensionnelle des tassements liés à la technique du prédécoupage mécanique, réalisée avec le progiciel CÉSAR-LCPC. Les résultats permettent de donner une estimation du tassement maximal, de l'étendue latérale et longitudinale de la cuvette de tassements. Ils montrent la sensibilité des résultats aux paramètres utilisés pour représenter le comportement du terrain, et l'intérêt d'une approche qui prend en compte la géométrie réelle de l'ouvrage. Ils mettent aussi en évidence les limites de l'approche : l'extension du maillage dans la direction de l'axe du tunnel, nécessairement limitée, conduit à estimer le tassement final par extrapolation, et le calcul ne fournit pas un véritable outil de prévision des tassements dans la mesure où l'hétérogénéité du massif ne peut être prise en compte que sommairement dans la simulation numérique.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

ABSTRACT

The finite element method has become a classical tool in the field of tunnel engineering: this method makes it possible to get an estimation of forces within the lining by means of two-dimensional computations (based on the convergence-confinement method) and thus to justify the design of the structure. The finite element method can also be used for the computation of the displacements induced during the tunnel boring stage, especially the resultant surface settlements. Proposed herein is a three-dimensional analysis (conducted with the software package CESAR-LCPC) of the settlements associated with the mechanical pre-cutting technique. Results lead to an estimation of the maximum settlement as well as the lateral and longitudinal extent of the settlement basin. The article also discusses both the sensitivity of results to the set of parameters used to describe ground behavior and the advantages of an approach that incorporates the actual geometry of the structure. The limitations of the approach are also highlighted: in the first place, the extension of the mesh in the direction of the tunnel axis being necessarily limited, one has to extrapolate the final settlement; in the second place, the computation does not really yield a tool for predicting settlements since the heterogeneity of the ground can only be summarily taken into account into the numerical simulation.

Introduction

Les contraintes diverses liées à l'environnement urbain conduisent à utiliser de plus en plus le sous-sol. Les premiers mètres sous la surface sont souvent déjà occupés par une grande densité d'ouvrages variés, ce qui impose d'intégrer dans la conception des ouvrages nouveaux les impacts que peuvent avoir les travaux sur les ouvrages préexistants. Dans le cas des tunnels construits pour améliorer la circulation en centre-ville, la question de la limitation des déplacements induits par le creusement dans le sous-sol et en surface se pose de manière cruciale, en raison du fait que cet espace est souvent occupé par un patrimoine bâti important en termes économiques ou historiques.

Traditionnellement, l'estimation *a priori* des tassements repose avant tout sur l'observation, formulée par Peck en 1969 à partir d'ouvrages réels, que la cuvette de tassement transversale peut être assez bien repré-

sentée par une courbe en cloche inversée, c'est-à-dire que le tassement S en surface à une distance x de l'axe du tunnel est donné par :

$$S(x) = S_{\max} \exp(-x^2 / 2i^2)$$

Cette formule donne le tassement final, c'est-à-dire le tassement constaté suffisamment loin à l'arrière du front de taille. L'intérêt de cette approche est de ramener le problème de l'estimation des tassements à celle de deux paramètres scalaires seulement : le tassement maximum S_{\max} sur l'axe d'une part, et le paramètre i , qui donne la largeur de la cuvette (en fait la position du point d'inflexion de la cloche, pour lequel le tassement est de l'ordre de 60 % de S_{\max}).

Différents auteurs ont proposé, à partir de l'analyse de nombreux chantiers, des corrélations permettant de proposer une estimation de i en fonction du type de terrain traversé, de la profondeur de l'axe du tunnel et de son diamètre. La détermination de S_{\max} est plus délicate : elle repose souvent sur des bilans de volume reliant le volume de la cuvette de tassement et le volume des pertes de sol en souterrain, dont l'estimation est évidemment très difficile. Cette difficulté limite l'intérêt pratique de la formule de Peck pour la prévision proprement dite des tassements, dans la mesure où il est rare qu'un ouvrage nouveau soit construit dans une formation géologique et avec une technique comparables à celles d'un chantier pour lequel on dispose d'informations suffisantes pour estimer les paramètres S_{\max} et i de la cuvette de Peck. En particulier, les techniques de construction modernes, au moyen d'un tunnelier par exemple, mettent en échec ce type d'approche.

D'autres approches, à caractère analytique, sont également disponibles dans la littérature. Elles présentent les mêmes avantages et les mêmes inconvénients que les méthodes empiriques : elles ramènent la description de la cuvette de tassement à une formule mathématique simple, mais les paramètres qu'elles introduisent sont difficiles à estimer *a priori*.

Enfin, différents essais ont été réalisés pour appliquer à l'estimation des tassements la méthode des éléments finis combinée à la méthode convergence-confinement. Compte tenu du caractère nettement tri-dimensionnel du processus de creusement, cette approche ne semble pas avoir donné des résultats très fiables jusqu'ici, sauf en ajustant *a posteriori* les paramètres du calcul (notamment le taux de déconfinement avant la mise en place du soutènement).

On présente dans cet article un exemple de mise en œuvre de calculs par éléments finis en condition tri-dimensionnelle, pour le calcul des tassements provoqués par la construction d'un tunnel creusé par la technique du prédécoupage mécanique. Dans cet exemple, l'ouvrage modélisé reprend les caractéristiques géométriques du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon.

Le chantier de la traversée souterraine de Toulon

La traversée souterraine de Toulon vise à établir une continuité entre l'autoroute A50 Marseille-Toulon à l'ouest et les autoroutes A57/A8 Toulon-Nice à l'est afin de détourner le trafic de transit du centre-ville. L'ouvrage est un tunnel de 3 300 m de long, dont 1 450 m en tranchée couverte et 1 850 m creusés sous une couverture moyenne de 35 m. L'aire de la section excavée est de 108 m², la hauteur entre le radier et la clé étant de 9 m environ. Compte tenu de la nécessité de limiter les tassements en surface dans une zone densément construite, on a retenu pour la partie creusée la technique du prédécoupage mécanique. Les travaux, commencés en 1995, ont été interrompus en mars 1996 suite à l'apparition d'un fontis et à l'écroulement d'une partie de l'ouvrage. Le chantier a fait l'objet de nombreuses publications auxquelles le lecteur pourra se reporter (par exemple Constantin *et al*, 1996, 1998).

Par ailleurs, ce chantier a fait l'objet d'une auscultation sur plusieurs années. La richesse des données disponibles en fait une référence intéressante pour l'analyse des tassements associés au creusement, bien que la complexité de la géologie du massif traversé ne puisse pas être prise en compte de manière précise dans les calculs.

Description sommaire de la géologie

L'une des caractéristiques importantes du chantier réside dans la géologie des terrains traversés, très hétérogènes à l'échelle du front de taille, et sur la longueur du tunnel : quartzo-phyllades altérées et fracturées du socle anté-permien, mises en place par charriage, écailles de pélites du Permien ou de marge,

gypse, calcaire du Trias. Diverses publications consacrées à ce chantier et certains rapports du Laboratoire régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence donnent une description plus précise du contexte géotechnique de l'ouvrage.

Technique de creusement

La grande hétérogénéité des terrains à traverser et l'exigence de limiter les tassements, imposée par le bâti urbain en surface, ont conduit à choisir la technique du prédécoupage mécanique avec excavation en pleine section à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle. Le stross est excavé à l'abri d'une voûte en béton construite préalablement dans le terrain, qui joue le rôle de présoutènement. Cette technique a été initialement imaginée pour limiter l'impact des vibrations lors du creusement à l'explosif dans des terrains durs, puis adaptée aux terrains meubles ; on considère généralement qu'elle permet une bonne maîtrise des tassements induits en surface, bien que la réalisation de la prévoûte passe par la création d'une saignée dans le terrain.

La stabilité du front est assurée par une couche de béton projeté et la mise en place dans le noyau de boulons en fibre de verre d'une longueur de 18 m (une soixantaine pour les sections les plus densément boulonnées, mis en œuvre par groupes de 12 à chaque cycle d'avancée du front). Les prévoûtes emboîtées ont une longueur moyenne de 4 m, deux prévoûtes successives se chevauchant sur une longueur de 0,5 à 1,5 m selon le terrain. Un radier provisoire en béton armé est construit relativement près du front. Dans les zones les plus sensibles, divers procédés de renforcement ont été mis en œuvre (boulons divergents, cintres, etc.).

On signale enfin que la technique du prédécoupage a été remplacée par une technique plus classique pour la fin du creusement du tunnel.

Dispositifs d'auscultation et résultats de mesures

La Direction départementale de l'équipement du Var a installé un certain nombre de dispositifs d'auscultation de l'ouvrage et du massif environnant le long du tracé du tunnel. Il s'agit :

- d'un plot d'essai instrumenté dans le cadre du projet Eureka PREMEC, appelé « plot Premec » constitué de six extensomètres et trois inclinomètres, installé au niveau du PM 1668, qui se trouve dans la zone de l'effondrement de mars 1996 ;
- de plots de nivellement, fixés aux bâtiments de l'hôpital Chalucet et de la rue Gimelli, permettant de relever les tassements de surface ;
- d'un deuxième plot d'essai instrumenté installé dans la cour de l'hôpital Chalucet, appelé « plot Chalucet », constitué de quatre inclinomètres et quatre extensomètres placés sur l'axe du tunnel ou symétriquement de part et d'autre de l'axe au niveau des PM 862 et 889. Le dispositif est complété par trois piézomètres.

Par ailleurs, le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence a effectué un suivi des tassements en surface portant sur 750 plots répartis sur la longueur du tracé : plusieurs synthèses des résultats ont été établies concernant l'extension et la forme de la cuvette de tassement en fonction de l'avancée du front, l'effet de l'arrivée du front sur la piézométrie et sur les mouvements du massif, les mouvements dans le massif au passage du front, etc. Ces données ont en particulier conduit à élaborer un modèle de prévision de la vitesse de tassement d'un point à partir des mesures effectuées à un instant donné et de corrélations avec les observations antérieures (Serratrice et Magnan, 2002).

Construction du maillage

La technique du prédécoupage mécanique consiste à construire une suite de prévoûtes, chacune étant réalisée dans le massif avant excavation du stross, de manière à constituer un présoutènement du terrain. Avec cette technique, la voûte obtenue finalement a une géométrie complexe, puisqu'elle est constituée d'un ensemble d'éléments emboîtés. Les calculs effectués jusqu'ici pour comprendre le fonctionnement mécanique du soutènement ont en général été menés en condition bidimensionnelle, parfois en condition tridimensionnelle mais sur une géométrie simplifiée de la structure. Ces simplifications imposent de faire des choix de modélisation dont la justification est délicate, comme le choix d'un taux de déconfinement partiel pour simuler l'étape d'excavation de la saignée dans laquelle sera placée la prévoûte. Le parti pris adopté ici consiste à prendre en compte la géométrie tridimensionnelle de la structure réelle.

Caractéristiques géométriques

La réalisation du maillage utilisé dans la suite repose sur la section représentée sur la figure 1.

On notera que l'épaisseur de béton est très faible et que le radier contrevoûté se raccorde sans renforcement particulier à la voûte. Par ailleurs, chaque prévoûte est emboîtée dans celle qui la précède et celle qui la suit. La section n'est pas donc invariante par translation : la section type représentée sur la figure 1 correspond à la plus petite section de la prévoûte.

Pour simplifier la constitution du maillage, on suppose que le recouvrement de deux prévoûtes successives est toujours le même. La structure géométrique tridimensionnelle du soutènement est alors périodique, ce qui permet d'obtenir le maillage par assemblage de maillages élémentaires déduits les uns des autres par translation. On considère ici des voûtes de 4,5 m de long qui se chevauchent sur le tiers de leur longueur (l'inclinaison des voûtes est donc inférieure à 5°). Le maillage élémentaire correspond à trois mètres de longueur, et comporte des éléments de deux voûtes successives.

La principale difficulté est de reproduire l'emboîtement des prévoûtes les unes dans les autres tout en respectant la périodicité de la disposition des nœuds dans des plans verticaux successifs. Pour une structure de révolution qui serait constituée de tronçons de cônes emboîtés, on peut résoudre le problème, en condition axisymétrique, en pavant le plan méridien avec des quadrangles et des triangles comme indiqué sur la figure 2.

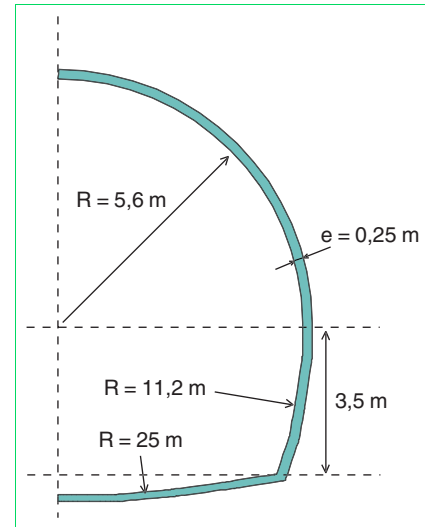


Fig. 1 - Section type.

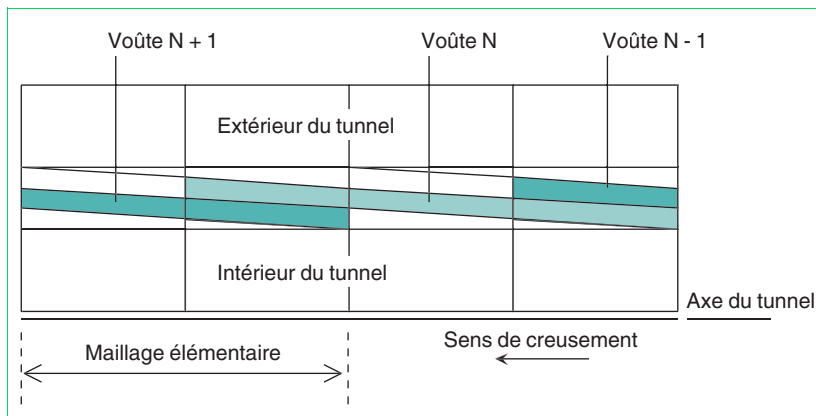
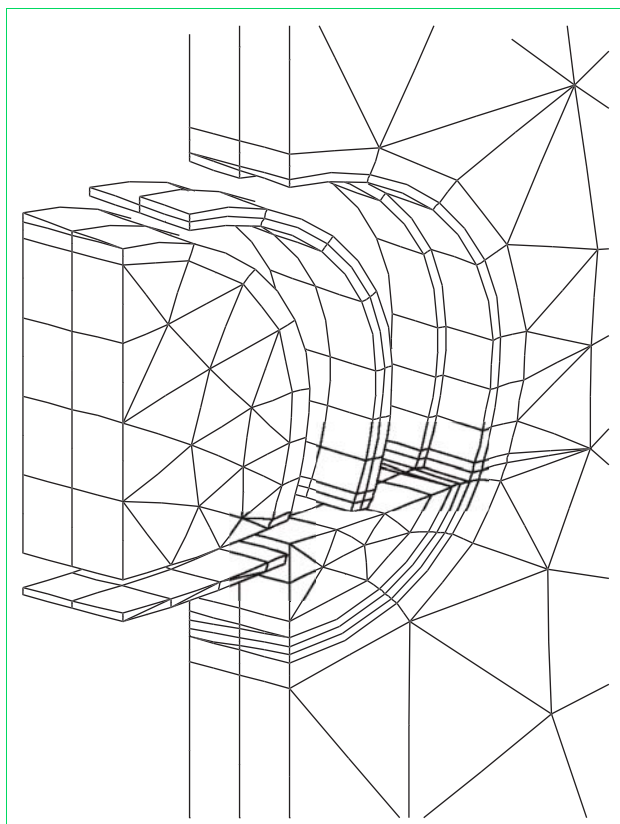


Fig. 2 - Principe de réalisation d'un maillage axisymétrique périodique.

On notera que le maillage élémentaire comporte des éléments appartenant à deux prévoûtes successives ; il englobe aussi une partie du stross et du terrain encaissant. Le procédé peut être étendu au cas tridimensionnel, en générant des hexaèdres à la place des quadrangles et des pentaèdres à la place des triangles. La figure 3 représente une vue éclatée du maillage élémentaire, qui correspond à trois mètres de longueur et compte 1 750 nœuds et 398 éléments.

La figure 4 représente les groupes d'éléments correspondant à trois prévoûtes successives et aux éléments du préradier qui leur sont associés. Elle illustre le traitement particulier du préradier, qui ne présente pas le caractère conique des prévoûtes. Le raccordement entre les deux parties de la structure passe donc par l'utilisation d'éléments pentaédriques.

La réalisation de ce maillage a demandé la mise au point d'un logiciel spécifique, qui pourrait être utilisé pour la modélisation d'autres tunnels construits avec la même technique, mais de caractéristiques géométriques différentes. Le point important est que l'on parvient à représenter dans le maillage la géométrie réelle de la structure.



◀ Fig. 3 - Vue éclatée du maillage élémentaire.

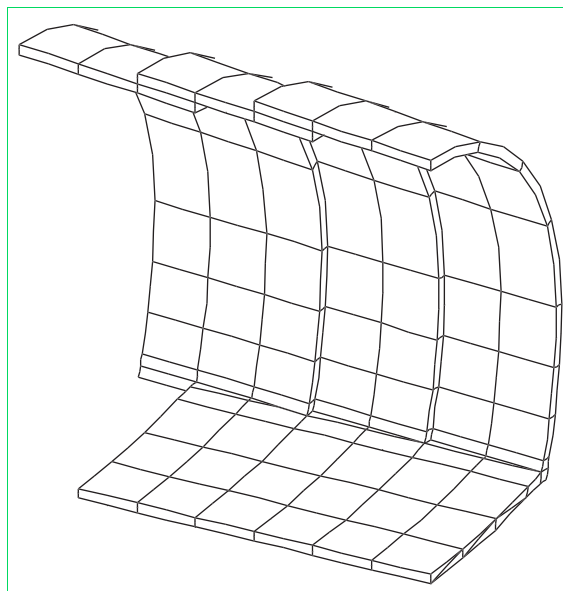


Fig. 4 - Détail du maillage de trois prévoûtes et des éléments de pradrier associés.

Maillage du massif entier – Définition des groupes

On se limite au cas d'un tunnel rectiligne, creusé à une profondeur constante dans un massif horizontal. On suppose de plus que les caractéristiques du terrain assurent la symétrie du problème par rapport au plan vertical passant par l'axe du tunnel. On ne maille donc que la moitié du massif, en distinguant trois parties : une partie arrière qui contient les maillages élémentaires décrits ci-dessus, une partie avant, qui représente le terrain à l'avant du front et dans laquelle le maillage est moins dense, et une partie intermédiaire assurant la transition. La partie arrière contient 15 prévoûtes. Le maillage total correspond à un massif de 148 m de long, 70 m de haut, l'axe du tunnel étant à 35 m au-dessous du terrain naturel, et l'extension latérale du maillage est de 90 m. Le maillage finalement obtenu compte 22 500 nœuds et 6 900 éléments.

Le massif encaissant est supposé homogène. Les éléments du maillage sont regroupés en groupes d'éléments : à chaque étape de calcul, tous les éléments appartenant à un groupe donné ont les mêmes propriétés mécaniques (qui peuvent en revanche varier d'une étape à l'autre). Les groupes définis ici correspondent aux différentes prévoûtes et aux parties du stross et du radier associées aux différentes phases d'avancée du processus de creusement (fig. 5). On notera que le renforcement par boulonnage du front de taille n'est pas pris en compte dans les simulations présentées ici.

Les simulations numériques du creusement présentées dans la suite ont été réalisées avec un maillage comptant quinze prévoûtes, ce qui conduit à définir quarante six groupes.

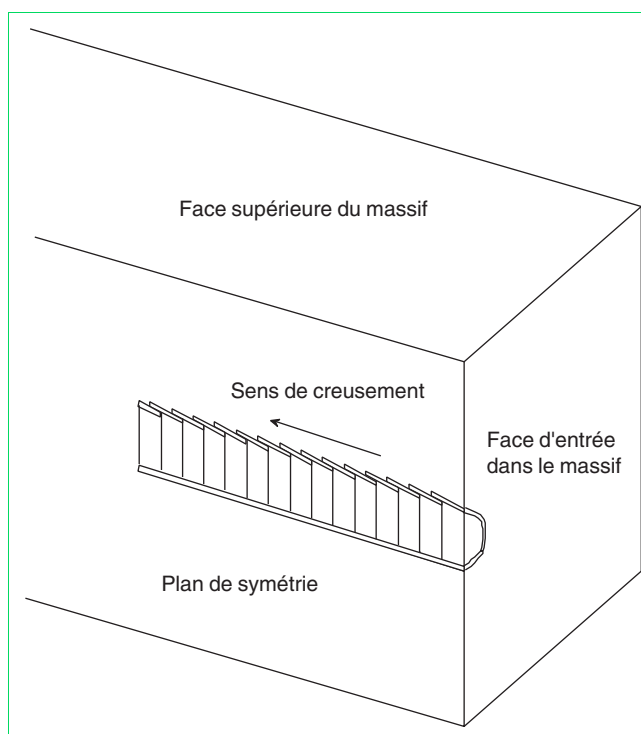


Fig. 5 - Vue d'ensemble des groupes d'éléments dans le massif.

Déroulement des calculs

Rappel des phases de travaux

La technique de construction par prédécoupage mécanique consiste à enchaîner des cycles de travaux correspondant aux opérations suivantes :

- « havage » de la saignée dans le front et remplissage de la saignée par du béton projeté ;
- après prise du béton, excavation du stross en pleine section à l'abri de la prévoûte ainsi constituée, qui reste encastrée dans le terrain sur une partie de sa longueur ;
- projection de béton sur le front, mise en place de boulons, avancée du pré-radier.

En pratique, chaque prévoûte est réalisée en plusieurs panneaux successifs de manière à limiter la surface de terrain découverte ; la réalisation de la voûte passe donc par une succession de phases de havage et de remplissage de portions de saignée de longueur limitée.

Phases de calcul

En pratique, le calcul commence par une initialisation des contraintes dans le massif, le champ de contraintes initial étant supposé de type géostatique. Les phases de construction sont ensuite modélisées en combinant deux procédés : d'une part, la modification des propriétés matérielles associées à certains groupes d'éléments et, d'autre part, l'application de forces de déconfinement sur des surfaces particulières situées à l'intérieur du domaine maillé.

La technique utilisée pour simuler numériquement un déconfinement total consiste à appliquer sur le bord de la zone excavée un chargement opposé à la densité de forces existant dans le massif à l'étape de calcul précédant l'excavation : on annule ainsi le vecteur-contrainte sur la surface choisie. On peut aussi simuler un déconfinement partiel en appliquant une densité de forces moins grande. Cette approche, qui est celle des modélisations habituelles du creusement des tunnels, impose de choisir le taux de déconfinement : ce choix est à peu près arbitraire lorsque l'on ne se trouve pas dans un cas simple.

De manière générale, on relèvera les points suivants :

- le processus de creusement est simulé par une succession de phases de calcul représentant chacune une (ou plusieurs) étape(s) de construction ;
- deux simulations numériques par éléments finis avec le même maillage peuvent donner des résultats très différents selon les choix faits par le modélisateur (par exemple le choix du taux de déconfinement) pour représenter les étapes de l'exécution des travaux dans les phases de calcul.

Pour le problème étudié, on peut mener le calcul selon le principe illustré par la figure 6 :

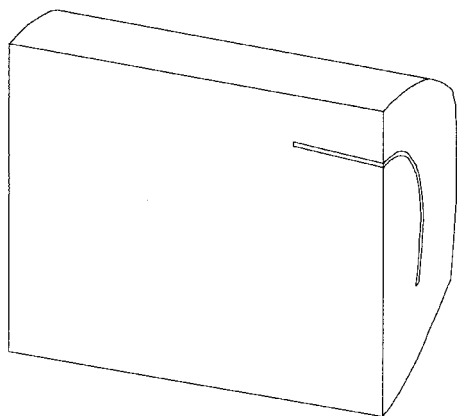
Le tableau I récapitule les opérations prises en compte dans le calcul à chaque phase.

TABLEAU I

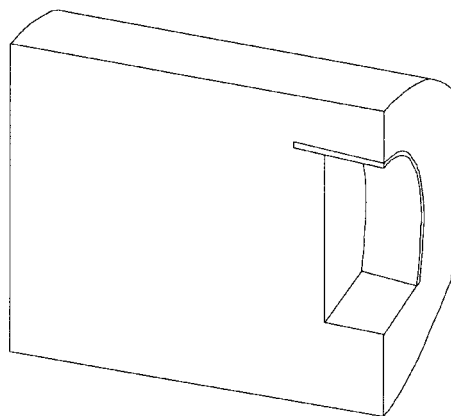
**Modélisation de la réalisation de la prévoûte :
application du déconfinement après activation du béton**

Phase de calcul	Etape(s) de construction	Procédés de simulation numérique
0	-	Initialisation des contraintes
1	Havage et bétonnage de la première saignée	Modification des propriétés mécaniques dans la saignée + application du déconfinement sur le contour
2	Excavation du stross sous la première prévoûte	propriétés mécaniques mises à zéro dans la zone excavée + application du déconfinement sur le contour
3	Havage et bétonnage de la deuxième saignée / Bétonnage radier	Modification des propriétés mécaniques dans la saignée + application du déconfinement sur le contour modification des propriétés mécaniques du préradier
4	Excavation du stross sous la deuxième prévoûte	Propriétés mécaniques mises à zéro dans la zone excavée + application du déconfinement sur le contour

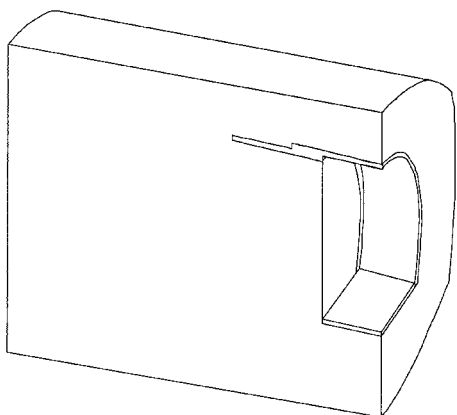
Fig. 6 - Représentation des six premières phases de calcul.



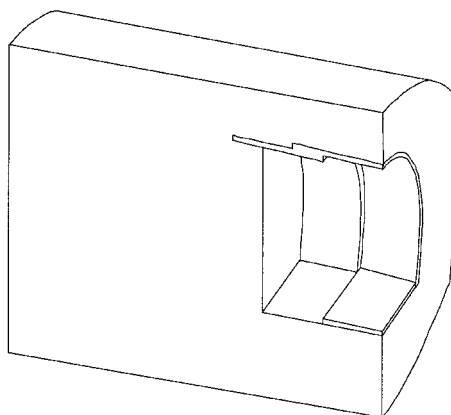
Phase 1 - Havage et bétonnage de la première saignée.



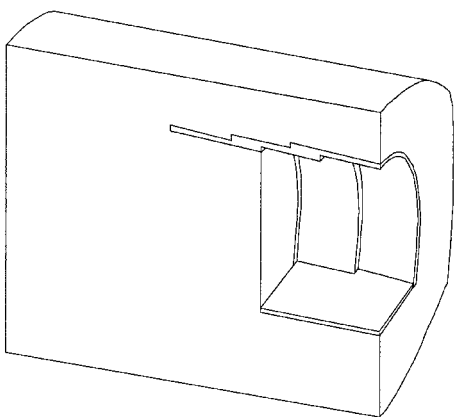
Phase 2 - Excavation du stross à l'abri de la première prévoûte.



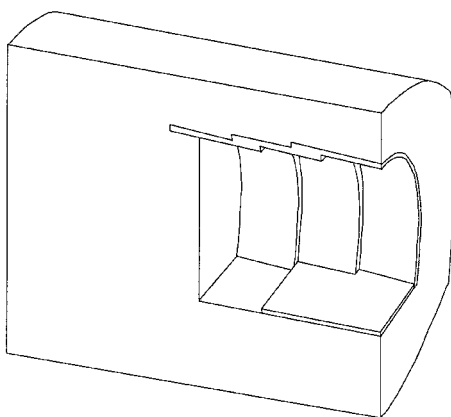
Phase 3 - Bétonnage première tranche du radier. Havage/bétonnage de la deuxième saignée.



Phase 4 - Excavation du stross à l'abri de la deuxième prévoûte.



Phase 5 - Bétonnage deuxième tranche du radier. Havage/bétonnage de la troisième saignée.



Phase 6 - Excavation du stross à l'abri de la troisième prévoûte.

Les phases de calcul suivantes reproduisent les phases 3 et 4 en se décalant de la longueur d'une passe d'excavation (3 m) à chaque fois, ce qui revient à décaler les numéros des groupes d'éléments concernés par les modifications de propriétés mécaniques ou par l'application de forces de déconfinement.

La modélisation de la construction de la prévoûte repose sur un choix qui mérite d'être commenté. La prévoûte étant réalisée par passes successives, la saignée n'est jamais découverte d'un piédroit à l'autre : on a donc choisi dans la modélisation proposée d'activer le béton avant d'appliquer les forces de déconfinement sur son contour, ce qui conduit probablement à surestimer la tenue du terrain, à sous-évaluer les convergences et les tassements, et à surévaluer les efforts dans le soutènement. Néanmoins, ce choix est certainement plus représentatif de la réalité que celui qui consisterait à déconfiner totalement le terrain avant d'activer le béton.

Mise en œuvre des calculs - Configurations étudiées

Les conditions aux limites prises en compte consistent à bloquer les trois degrés de liberté sur la face inférieure du massif et sur les deux faces verticales opposées au plan de symétrie et à la face d'entrée dans le massif. Sur le plan de symétrie et sur la face d'entrée dans le massif, on impose la nullité du déplacement dans la direction perpendiculaire au plan (conditions aux limites de type contact lisse). Aucune condition n'est imposée sur la face supérieure.

Au cours de la simulation du creusement, les propriétés mécaniques des éléments de certains groupes varient ; pour certains, elles peuvent s'annuler. Le nombre de degrés de liberté à calculer change donc à chaque étape, et on ne peut pas éviter de réassembler la matrice de rigidité à chaque phase de calcul. La préparation des trente et un jeux de données ne présente pas de difficulté de principe mais s'avère un peu fastidieuse. Elle peut être avantageusement automatisée au moyen d'un petit logiciel, qui fait appel au préprocesseur MAX3D du progiciel CÉSAR-LCPC pour générer simplement les données relatives aux conditions aux limites et aux forces de déconfinement.

Différentes simulations ont été réalisées pour étudier l'influence des paramètres de raideur et de résistance du terrain encaissant. Par ailleurs, afin de juger de l'influence de la géométrie prise en compte dans le modèle numérique, on a constitué un deuxième maillage simplifié, généré par translation d'un maillage plan, et qui ne reproduit donc pas la géométrie exacte de la structure.

Dans les simulations présentées ici, l'influence de l'eau sur les déformations du terrain n'est pas prise en compte et le terrain est considéré comme sec. Dans tous les cas, l'état de contraintes initial est géostatique, avec un coefficient de poussée des terres au repos égal à 0,5, et le béton est supposé élastique linéaire isotrope, de caractéristiques :

$$E_b = 10\,000 \text{ MPa} ; \nu_b = 0,2 ; \gamma_b = 20 \text{ kN/m}^3 .$$

On choisit de décrire le comportement du terrain par un modèle élastoplastique de Drucker-Prager, bien qu'il puisse paraître peu adapté aux chemins de contraintes suivis, notamment près du front de taille. Néanmoins, ce modèle présente l'avantage de ne compter qu'un nombre limité de paramètres dont la détermination est accessible avec des essais courants. Par ailleurs, l'une des caractéristiques majeures du massif traversé par le tunnel de Toulon est sa très grande hétérogénéité, qui rend inutile toute tentative de décrire finement son comportement.

Le calcul 1 est le calcul de référence. Pour celui-ci, les caractéristiques retenues sont les suivantes :

$$E = 150 \text{ MPa} ; \nu = 0,3 ; \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 ; c = 50 \text{ kPa} ; \varphi = \psi = 30 \text{ degrés} .$$

Ces valeurs de référence peuvent être considérées comme représentatives des caractéristiques du massif traversé par le tunnel de Toulon, étant entendu que le massif réel est très hétérogène et que ses propriétés varient fortement sur des distances inférieures à l'étendue des cuvettes de tassement que l'on se propose d'estimer (ce qui se traduit par des variations importantes des tassements mesurés, comme le montre l'analyse faite par Serratrice et Magnan (2002)). Les valeurs choisies sont par ailleurs cohérentes avec celles adoptées dans différentes études menées sur cet ouvrage, par exemple dans le cadre du projet Eureka Premec, ou par Dubois et *al.* (1999). (On notera que ces modélisations n'avaient pas pour objet l'estimation des tassements mais étaient destinées à comprendre le fonctionnement de la structure en béton et à estimer les contraintes auxquelles elle est soumise).

Le tableau II récapitule les simulations effectuées et les paramètres étudiés. Les calculs ont été menés avec le progiciel CÉSAR-LCPC sur un PC équipé d'un processeur Pentium III à 800 MHz. Les durées de calcul (temps CPU) sont de l'ordre de la demi-heure pour chaque phase de calcul lorsque l'on adopte

un modèle de comportement élastique linéaire pour le terrain. La prise en compte de non-linéarités du comportement conduit évidemment à des temps de calcul plus longs, notamment pour les phases les plus critiques (phases d'excavation du stross), qui varient selon les valeurs des paramètres.

Les calculs signalés par un astérisque (*) ont conduit à une divergence.

TABLEAU II
Récapitulatif des simulations effectuées

Calcul	Comportement du terrain	Observations
1	E = 150 MPa; $\nu = 0,3$ c = 50 kPa ; $\varphi = 30$ degrés	Valeurs de référence
2	c = 40 kPa ; $\varphi = 24,8$ degrés	E et ν égaux aux valeurs de référence c et $\tan \varphi$ égaux à 80% des valeurs de référence
3	c = 37,5 kPa ; $\varphi = 23,4$ degrés	E et ν égaux aux valeurs de référence c et $\tan \varphi$ égaux à 75 % des valeurs de référence
4 (*)	c = 35 kPa ; $\varphi = 22$ degrés	E et ν égaux aux valeurs de référence c et $\tan \varphi$ égaux à 70 % des valeurs de référence
5 (*)	c = 40 kPa ; $\varphi = 30$ degrés	φ : valeur de référence ; c : 80 % de la valeur de référence
6	E = 100 MPa	ν , c et $\tan \varphi$ égaux aux valeurs de référence module du sol égal à 2/3 de la valeur de référence
7 (*)	Valeurs de référence	Calcul réalisé avec le maillage simplifié

Résultats

La modélisation présentée a été entreprise pour l'estimation des tassements en surface. C'est donc essentiellement cette partie des résultats que nous discutons dans la suite. On présente tout d'abord les résultats du calcul de référence, avant d'analyser l'influence des différents paramètres étudiés.

Calcul de référence

Cuvettes de tassement tridimensionnelles

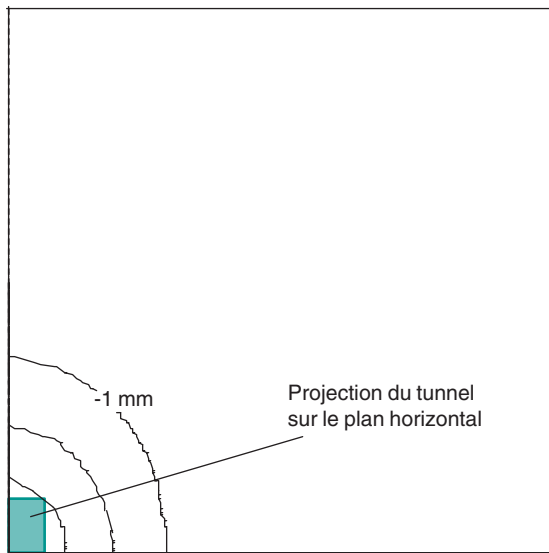
Le maillage correspond à une zone de 148 m de long, et permet de simuler la réalisation de quinze voûtes, soit 45 m de tunnel. La figure 7 représente le déplacement vertical calculé sur la face supérieure du massif (cf. fig. 5). Le massif est vu de dessus, le tunnel progresse du bas de la figure vers le haut. L'axe du tunnel et le plan de symétrie coïncident avec le côté gauche de la zone de traçage. La trace du tunnel dans le plan horizontal est indiquée par un rectangle grisé.

Les déplacements sont représentés sous forme de lignes d'isovaleurs, pour quatre situations correspondant à différentes positions du front de taille, à 9, 21, 33 et 45 m de la face d'entrée dans le massif. La différence de tassement entre deux lignes successives est de 1 mm. L'étendue de la zone de traçage est un carré de 90 m de côté, les tassements étant inférieurs à 1 mm en dehors de cette zone.

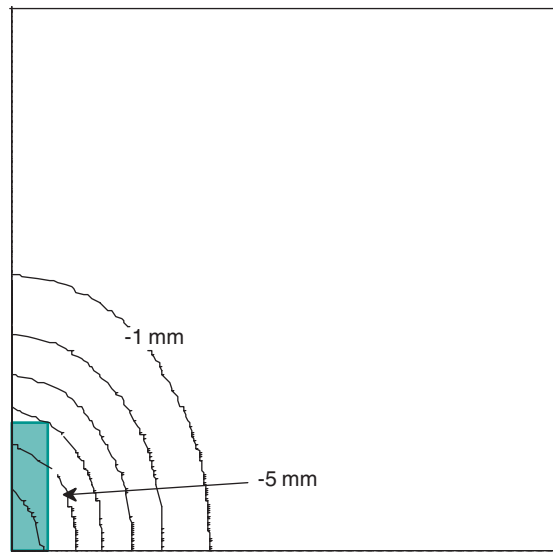
Le calcul permet de visualiser le développement progressif de la cuvette de tassement dans le massif à mesure que le front avance. Ce type de représentation donne une idée de l'étendue de la cuvette, et montre que l'étendue du maillage en avant du front de taille et dans la direction horizontale perpendiculaire à l'axe est suffisante pour éviter que les bords du maillage n'aient une influence significative sur les tassements calculés.

Pour dépouiller les résultats de manière plus précise, on s'intéresse dans la suite aux intersections de la cuvette de tassement avec des plans verticaux perpendiculaires à l'axe (cuvettes transversales), ou à la trace de la cuvette de tassement dans le plan vertical contenant l'axe (cuvette longitudinale).

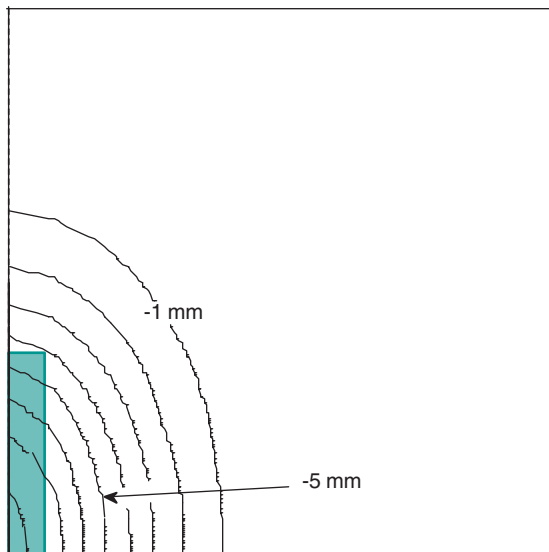
Fig. 7 - Évolution des tassements en surface au cours du creusement (calcul de référence).



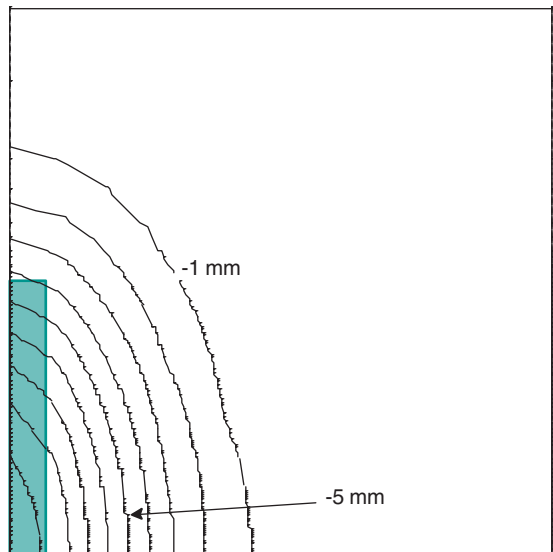
a. Isovaleurs de tassements après 9 m de creusement.



b. Isovaleurs de tassements après 21 m de creusement.



c. Isovaleurs de tassements après 33 m de creusement.



d. Isovaleurs de tassements après 45 m de creusement.

Cuvettes transversales

La figure 7 représente les cuvettes obtenues à des stades du calcul qui correspondent à des positions différentes du front de taille. Le point de vue adopté sur la figure 8 est différent : elle donne les déplacements verticaux dans le plan supérieur du massif calculés à la fin de la dernière phase de calcul (après simulation de la construction de 45 m de tunnel), en se plaçant dans différents plans verticaux dont la position est repérée par la distance y_r entre le plan considéré et celui du front de taille. Les valeurs positives de y_r définissent la zone située en avant du front ; les valeurs négatives de y_r sont associées à des plans que le front de taille a dépassés.

On observe que le calcul prévoit un soulèvement loin de l'axe (faible en valeur absolue et peu visible sur la figure 8), contraire à l'intuition physique et à toutes les observations faites sur des chantiers de tunnel. Ce soulèvement est lié au fait que l'excavation se traduit par une résultante verticale vers le haut égale au poids des terrains excavés. Au-dessous du tunnel, le terrain se retrouve donc soumis à un déchargement ;

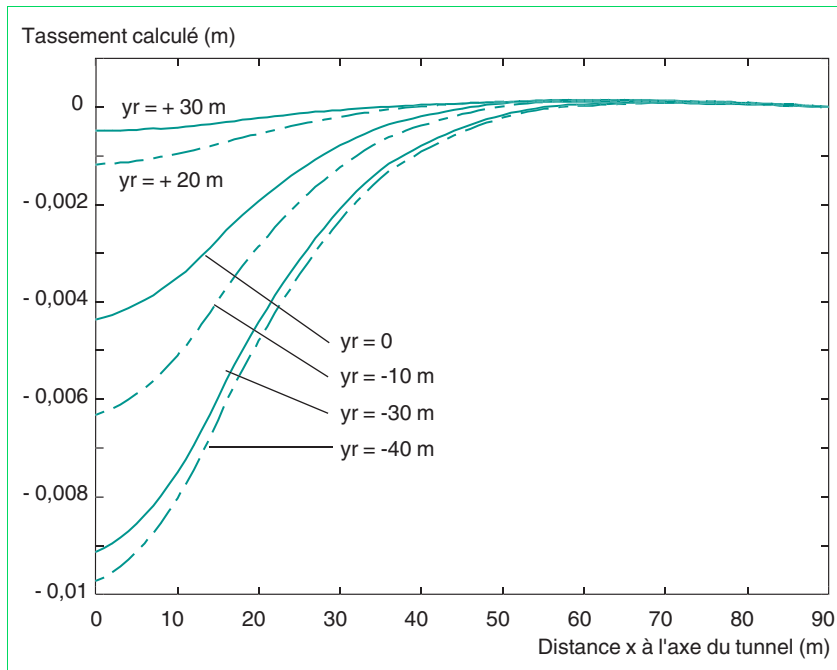


Fig. 8 - Cuvettes de tassement transversales dans différents plans perpendiculaires à l'axe.

il est par ailleurs élastique au-delà du voisinage immédiat du tunnel. Les déformations dans cette zone sont mal représentées par le modèle linéaire que nous avons adopté pour la partie élastique du comportement du terrain. Il faudrait utiliser une élasticité non linéaire pour s'affranchir de cet effet.

Il est difficile d'estimer précisément l'erreur qui en résulte sur l'estimation des tassements, à plus forte raison de la corriger. On peut cependant juger qu'elle est de l'ordre du soulèvement maximum (inférieur à 0,1 mm), donc nettement inférieure aux plus fortes valeurs de tassements calculées. Par ailleurs, la précision des mesures, de l'ordre du millimètre, ne peut pas permettre la mise en évidence de ce phénomène.

La seconde observation que l'on peut faire est que les cuvettes transversales semblent avoir sensiblement la même forme. La figure 9 représente les tassements calculés normalisés par le tassement maximal (sur l'axe) dans chaque plan vertical. Cette superposition confirme visuellement que les courbes obtenues sont très voisines, sauf en avant du front (pour la courbe correspondant à $y_r = +20$ m). L'erreur liée au soulèvement n'est pas négligeable devant le tassement sur l'axe, ce qui se traduit par une différence visible sur le tassement normalisé loin de l'axe ($x > 40$ m).

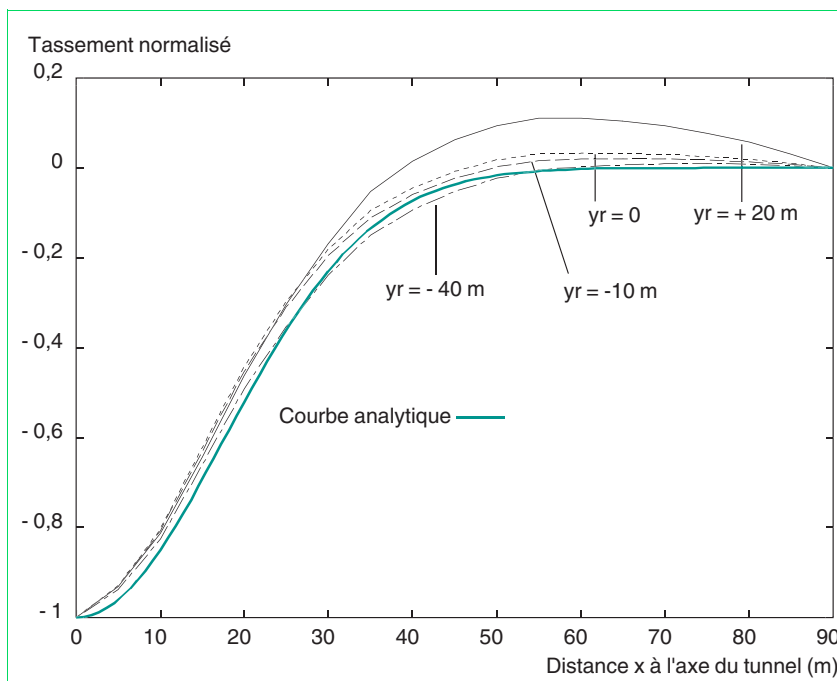


Fig. 9 - Cuvettes de tassement transversales normalisées par le tassement sur l'axe.

Cette figure suggère donc que la cuvette transversale après normalisation peut être représentée par une seule courbe, indépendamment de la position du plan où l'on se place. La courbe en trait épais représente la courbe donnée par la formule de Peck :

$$S(x)/S(x = 0) = \exp(-x^2/2i^2)$$

où le paramètre i a été ajusté pour obtenir un accord satisfaisant avec l'ensemble des résultats de calcul. On parvient donc à représenter la cuvette transversale sur l'ensemble du maillage par une formule unique ; les différences restent limitées aux zones situées en avant du front et loin de l'axe, où les tassements absolus sont faibles comparés, d'une part, au tassement maximal calculé et, d'autre part, à la précision des mesures de tassement que l'on peut réaliser sur chantier.

Les variations latérales des tassements calculés sur l'ensemble du domaine étudié peuvent donc être représentées avec une seule valeur pour le paramètre i . Dans le cas précédent, la valeur retenue est de $i = 17,5$ m, pour un tunnel de diamètre $D = 10$ m dont l'axe est à une profondeur de $h = 35$ m. Il est intéressant de comparer cette valeur avec les formules d'estimation empiriques disponibles dans la littérature. Cette comparaison est donnée dans le tableau III.

TABLEAU III

Comparaison des estimations empiriques de i avec la valeur issue de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis (calcul de référence)

Approches empiriques		
Référence	Formule	Valeurs numériques
Clough et Schmidt (1981)	$2i/D = (h/D)^{0,8}$	$i = 13,6$ m
O'Reilly et New (1982)	$i = 0,43 h + 1,1$	$i = 16,15$ m
Attewell (1978)	$i = Kh$ $0,25 \leq K \leq 0,5$	$8,75 \text{ m} \leq i \leq 17,5 \text{ m}$
Oteo (1993)	$i/D = \eta(h/2D - 0,21)$ $0,7 \leq \eta \leq 1,3$	$10,8 \text{ m} \leq i \leq 20 \text{ m}$
Approche numérique		$i = 17,5$ m

Les différentes estimations empiriques du paramètre i de la cuvette, essentiellement liées aux paramètres géométriques de l'ouvrage, présentent une concordance relativement bonne (même si les encadrements fournis par les deux dernières références ne sont pas très précis). Par ailleurs, l'accord entre la valeur numérique et les formules empiriques est convenable.

Le dernier commentaire que l'on peut faire concernant les cuvettes transversales est relatif aux variations des tassements dans la direction parallèle à l'axe du tunnel : les tassements sont faibles dès que l'on se trouve à plus de 30 m devant le front de taille (soit trois fois le diamètre). En revanche, les cuvettes transversales à 30 et 40 m en arrière du front sont très différentes : l'étendue de la zone maillée derrière le front (limitée à 45 m à la fin de l'ensemble des phases de calcul) n'est donc pas suffisante pour que les tassements à l'arrière du front se stabilisent. En particulier, le calcul ne donne pas la valeur finale du tassement, lorsque le front est suffisamment éloigné de la face d'entrée du massif. Ce problème mérite une attention particulière, dans la mesure où les capacités de calcul actuelles ne permettent pas d'envisager de mailler une zone beaucoup plus étendue.

Cuvette longitudinale - estimation du tassement sur l'axe

On discute ici les variations des tassements au-dessus de l'axe du tunnel, en distinguant la zone située à l'avant du front et la zone située à l'arrière.

À l'avant du front

La figure 10 représente le tassement calculé pour un point situé sur l'axe en fonction de la distance entre ce point et le plan du front de taille. Les différentes courbes en trait fin correspondent aux résultats du calcul après simulation de la réalisation de 12, 13, et 14 voûtes. Cette représentation superpose donc des cuvettes longitudinales, en corrigeant le décalage dû au fait que le front avance chaque fois que l'on réalise une nouvelle voûte.

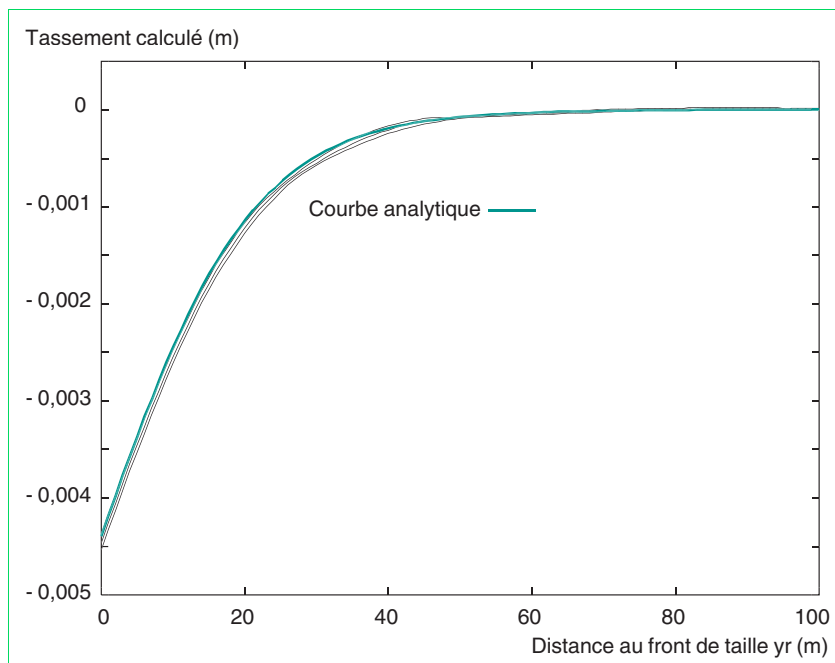


Fig. 10 - Cuvettes de tassement longitudinales à l'avant du front pour différentes positions du front de taille (36, 39 et 42 m de la face d'entrée).

On note que les courbes obtenues sont à peu près superposées : le calcul rend donc bien compte du fait que la cuvette se translate parallèlement à l'axe du tunnel au cours du creusement. On peut donc à nouveau représenter l'ensemble de ces résultats par une expression analytique du tassement en surface au-dessus de l'axe du tunnel à une distance y_r en avant du front de taille :

$$S_+(y_r) = S_f(1 - \text{th}(y_r/D_+))$$

où $S_f = S_+(y_r = 0)$ désigne le tassement en surface, au-dessus de l'axe, au point situé dans le plan du front de taille. La courbe en trait épais sur la figure est la courbe associée à cette expression analytique pour $S_f = 4,4$ mm et $D_+ = 21$ m.

À l'arrière du front

Le tassement calculé sur la face d'entrée du massif n'atteint pas une valeur asymptotique à l'issue des trente phases de calcul. Le nombre de voûtes prises en compte dans le maillage n'est donc pas suffisant pour obtenir directement une estimation du tassement final. L'état actuel des moyens de calcul ne permet pas de chercher à étendre le maillage. On propose donc ici d'extrapoler les résultats obtenus pour obtenir une estimation du tassement final.

La figure 11 représente le tassement S_0 calculé au-dessus de l'axe sur la face d'entrée, en fonction de la position y_f du front de taille. La forme de la courbe suggère de chercher à la représenter au moyen d'une expression analytique du type :

$$S_0(y_f) = \alpha(1 - \exp(-y_f/\beta)) + \delta$$

Les paramètres α et β sont déduits d'une régression linéaire des valeurs de dS_0/dy_f tirées du calcul, et le paramètre δ est ensuite ajusté de manière à obtenir un accord satisfaisant entre la courbe issue de la simulation numérique et l'expression analytique proposée. Cette démarche permet d'extrapoler à partir des valeurs calculées une valeur du tassement final $S_\infty = \alpha + \delta$; la précision de cette extrapolation est évidemment difficile à juger. Il semble que la courbe analytique présente une courbure plus faible que la courbe représentant les résultats de calculs. La valeur du tassement final obtenue par extrapolation est donc probablement une estimation par excès. On obtient dans le cas présent une valeur de S_∞ égale à 12,8 mm.

Une fois obtenue la valeur finale S_∞ du tassement au-dessus de l'axe, on propose pour le tassement au-dessus de l'axe à l'arrière du front une expression qui assure la continuité du tassement et de sa dérivée au niveau du front :

$$S_-(y_r) = S_\infty + (S_f - S_\infty) \exp(y_r/D_-)$$

où D_- est ajusté pour assurer la continuité de la pente :

$$D_- = D + (S_\infty/S_f - 1).$$

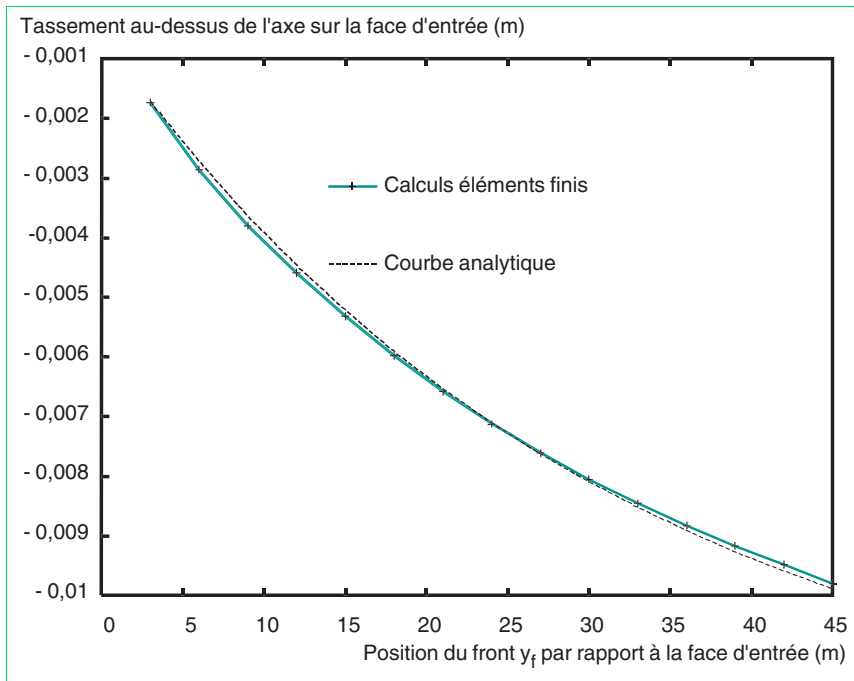


Fig. 11 - Tassement au-dessus de l'axe, sur la face d'entrée du massif, pour différentes positions du front de taille : résultats de la modélisation numérique et calage d'une courbe analytique.

Cette relation simple entre les paramètres décrivant la géométrie de la cuvette repose sur des comparaisons entre les formes de courbes analytiques, et n'a en aucun cas le statut d'une loi physique. Par ailleurs, il reste à savoir comment la distance D_- se compare avec la distance de pose du revêtement à l'intérieur du soutènement. Dans le cas étudié ici, la valeur de D_- correspond à une distance de 40 m ; la distance D_{95} derrière le front à partir de laquelle le tassement sur l'axe est supérieur à 95 % de la valeur finale S_∞ est alors, d'après la formule précédente, d'environ 103 m. Si le revêtement mis en place à l'intérieur des prévoûtes est posé à une distance supérieure à 100 m derrière le front, on peut estimer qu'il est peu chargé à la fin de la construction, et qu'il est donc capable de reprendre des charges liées à des effets différés.

Expression analytique de la cuvette

Compte tenu de ce qui précède, on peut proposer une expression analytique générale pour le tassement provoqué en surface par le creusement. Le tassement est considéré comme le produit d'une fonction de la distance x au plan vertical contenant l'axe du tunnel et d'une fonction de la distance y_f entre le point considéré et le plan du front de taille :

$$S(x, y_f) = S_\infty f(x) g(y_f)$$

avec $f(x) = \exp(-x^2/2i^2)$,

et pour $y_f > 0$ (points situés en avant du front) : $g(y_f) = S_f/S_\infty (1 - \text{th}(y_f/D_+))$,

pour $y_f < 0$ (points situés en arrière du front) : $g(y_f) = 1 + (S_f/S_\infty - 1) \exp(y_f/D_-)$.

La formulation proposée fait intervenir cinq paramètres scalaires :

➤ le paramètre i de la formule proposée par Peck. On notera que, quelle que soit la position y_f du point considéré par rapport au front de taille, on a :

$$S(x = i, y_f) = 0,6 S(x = 0, y_f)$$

➤ quatre autres paramètres S_f , S_∞ , D_+ , D_- qui représentent respectivement le tassement au-dessus de l'axe au niveau du front, le tassement maximal loin derrière le front, l'étendue de la cuvette au-devant du front de taille, et une grandeur caractéristique de la distance à laquelle les tassements se stabilisent derrière le front. On notera que ces cinq paramètres ne sont pas indépendants dans le modèle proposé ici, en raison de la relation $D_- = D_+ (S_\infty/S_f - 1)$.

À titre d'illustration, la figure 12 représente l'allure de la cuvette de tassement tridimensionnelle correspondant à la formulation analytique ci-après.

La comparaison entre les valeurs issues des simulations par éléments finis et les valeurs données par la formulation analytique ci-dessus montre que, sur l'ensemble de la surface du massif, la différence reste

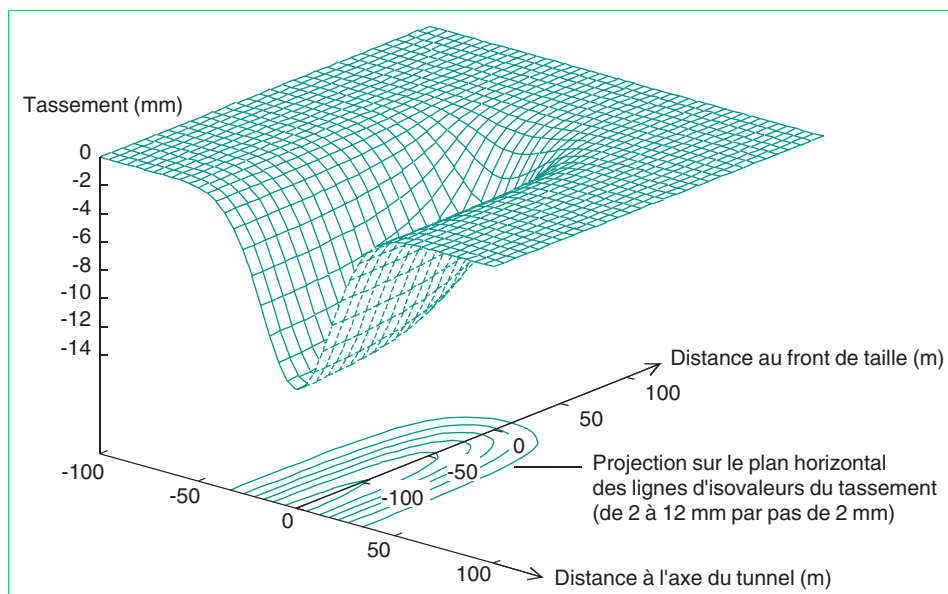


Fig. 12 - Cuvette de tassement tridimensionnelle obtenue par calage de l'expression analytique proposée sur les résultats de la modélisation numérique.

inférieure à 0,6 mm. On pourrait chercher à optimiser les valeurs des paramètres i , S_f , S_∞ , D_+ et D_- pour réduire cette différence ; en tout état de cause, la représentation analytique à quatre paramètres indépendants proposée suffit à caractériser correctement la cuvette calculée. Rien ne prouve que cette formulation resterait valable pour la modélisation du creusement d'un tunnel construit avec une technique différente.

Comparaison avec les tassements mesurés sur la traversée souterraine de Toulon

On cherche ici à comparer l'expression analytique de la cuvette de tassement déduite des résultats de la modélisation numérique avec les tassements mesurés sur le chantier de la traversée souterraine de Toulon. L'analyse des mesures a été réalisée par le Laboratoire Régional d'Aix-en-Provence pour le compte de la DDE du Var (Serratrice et Magnan, 2002). Cette analyse conduit à proposer une autre expression analytique du tassement de surface (en adaptant les notations pour la cohérence de la présentation) :

$$S(x, y_T) = s_0 + F(x) G(y_T)$$

avec

$$F(x) = \frac{c}{1 + (x/h)^2} \exp\left[\frac{-bx^2}{(h+R)^2}\right]$$

$$G(y) = 0 \text{ si } y > y_0$$

$$G(y) = 1 - \frac{1}{\left[1 + \frac{(y-y_0)^2}{h}\right]} \exp\left[\frac{-a(y-y_0)^2}{(h+R)^2}\right] \text{ si } y < y_0$$

Le paramètre s_0 est introduit pour tenir compte du décalage de zéro lié à d'autres causes que le creusement du tunnel proprement dit. Si l'on excepte ce paramètre et les paramètres géométriques $R = 5,5$ m et $h = 35$ m, cette formulation repose sur quatre paramètres a , b , c et y_0 . Le paramètre c gouverne manifestement la profondeur de la cuvette et s'identifie au tassement final S_∞ de la formulation précédente. Le paramètre adimensionnel b , qui définit l'étendue latérale de la cuvette, est égal à 1,38 (Serratrice et Magnan, 2002). Le paramètre adimensionnel a et le paramètre y_0 (homogène à une longueur) caractérisent respectivement la distance sur laquelle le tassement passe de zéro à sa valeur maximale et la distance d'influence du creusement devant le front.

Dans le cas de la traversée souterraine de Toulon, le calage sur les mesures effectuées sur 200 plots a conduit à retenir les valeurs suivantes :

$$a = 0,5.$$

Les paramètres c et y_0 sont ajustés pour représenter au mieux l'allure de la cuvette à une date donnée.

La recherche du meilleur accord entre la courbe de Gauss de Peck et la fonction $F(x)$ issue de l'analyse des données de Toulon conduit à adopter pour le paramètre i la valeur de 18,5 m (soit une valeur un peu supérieure à la valeur obtenue numériquement, égale à 17,5 m (cf. tableau III). La figure 13 compare les cuvettes transversales données par les deux approches. On obtient un accord satisfaisant compte tenu de la précision recherchée pour l'estimation des tassements.

La figure 14 représente la cuvette longitudinale donnée par la formulation analytique $G(y)$ tirée des mesures de Toulon avec $a = 0,5$; $c = 1$; $y_0 = 20$ m (cette valeur est ici choisie de manière arbitraire). En trait pointillé, on a aussi représenté la cuvette longitudinale $g(y)$ tirée des calculs numériques pour $D_+ = 11,5$ m. Le rapport S_f/S_∞ a été ajusté à la valeur donnée par l'expression donnée par Serratrice et Magnan (2002), soit 0,357. On en déduit pour la longueur D_- l'estimation $D_- = 20,7$ m. Pour les valeurs retenues, la coïncidence entre les cuvettes longitudinales est satisfaisante. Néanmoins, pour des valeurs plus grandes de y_0 , il n'est plus possible d'ajuster le paramètre D_- de manière à obtenir un accord raisonnable entre les deux expressions analytiques $g(y)$ et $G(y)$.

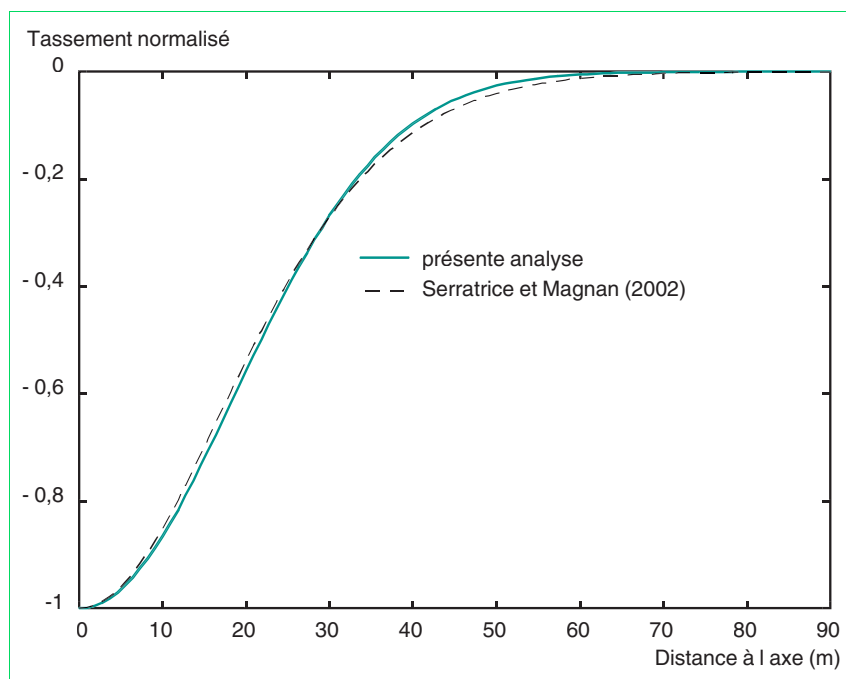


Fig. 13 - Comparaison des cuvettes transversales normalisées données par les deux expressions analytiques (présente analyse et Serratrice et Magnan (2002)).

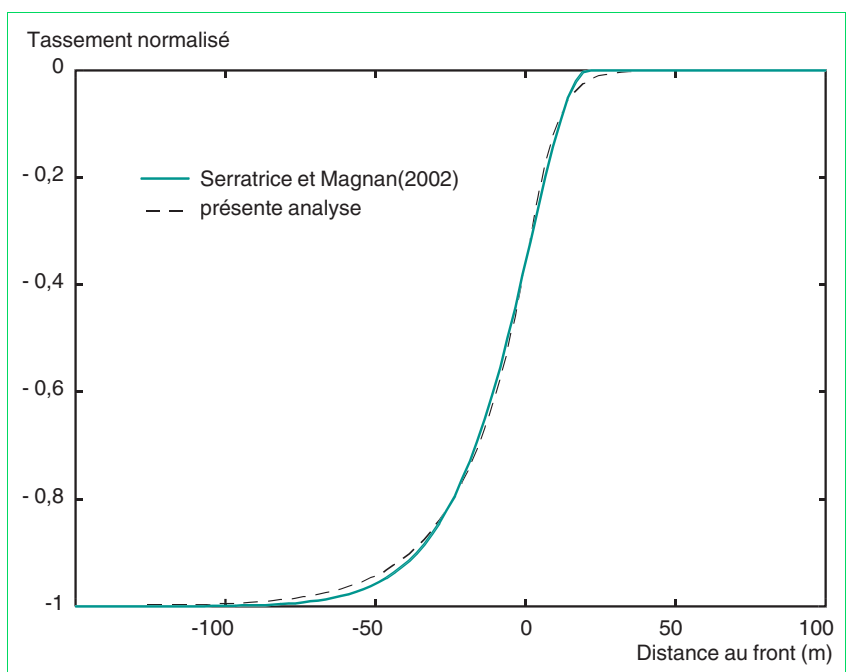


Fig. 14 - Comparaison des cuvettes longitudinales normalisées données par les deux expressions analytiques (présente analyse et Serratrice et Magnan (2002)).

Cette comparaison montre que l'expression analytique tirée de la simulation numérique, avec des valeurs des paramètres de terrain prises dans la gamme des valeurs rencontrées dans le massif de Toulon, s'adapte bien avec la forme des cuvettes de tassements qui ont été mesurées, si l'on ajuste les différents paramètres décrivant la cuvette. On notera cependant que l'expression analytique tirée des calculs par éléments finis donne une transition moins abrupte devant le front entre la zone qui n'est pas influencée par le creusement et celle qui se trouve à proximité du front de taille.

Enfin, on rappelle que le massif traversé par le tunnel nord de Toulon est très hétérogène, ce qui se traduit par des variations importantes des caractéristiques mécaniques le long du tracé, et par des cuvettes de tassements dont la profondeur et l'étendue latérale varient fortement (Serratrice et Magnan, 2002). Cette hétérogénéité ne permet pas de faire des comparaisons plus précises que celles qui sont présentées ici. Elle justifie par ailleurs l'emploi d'un modèle de comportement relativement simple, dans la mesure où la description du comportement du terrain est nécessairement fruste dans ces conditions.

Étude de l'influence des paramètres de la modélisation numérique

Influence des paramètres de résistance du terrain

Différentes simulations ont été réalisées pour analyser l'influence des paramètres de résistance du terrain sur les tassements provoqués par le creusement : les valeurs des paramètres c et $\tan \varphi$ ont été diminuées en appliquant un coefficient inférieur à l'unité. Les résultats sont récapitulés dans le tableau IV.

TABLEAU IV
Valeurs des paramètres décrivant la cuvette pour différentes valeurs de c et $\tan \varphi$

	Calcul 1 valeurs de référence de c et φ	Calcul 2 coefficient 0,8 sur c et $\tan \varphi$	Calcul 3 coefficient 0,75 sur c et $\tan \varphi$	Calcul 4 coefficient 0,7 sur c et $\tan \varphi$
i	17,5	17	17	divergence
S_{∞}	12,8 mm	17,5 mm	22,9 mm	
S_f	4,4 mm	6,8 mm	9,4 mm	
D_+	21 m	22 m	23 m	
D_-	40 m	34,5 m	33 m	
D_{95}	103 m	86 m	81 m	

Les valeurs de i et S_{∞} sont réalistes et compatibles avec les valeurs qui ont pu être mesurées sur certaines parties du tracé du tunnel de Toulon. Par ailleurs, la valeur du paramètre i qui gouverne la largeur de la cuvette est sensiblement indépendante des valeurs des paramètres de résistance adoptées pour le massif (sauf pour le calcul 4...).

Les tassements obtenus augmentent à mesure que les caractéristiques du terrain se dégradent ; en deçà d'un certain niveau de résistance du terrain, le calcul ne converge plus, ce qui indique un risque d'instabilité du front. L'augmentation des tassements est évidemment liée au développement de déformations plastiques plus importantes dans le terrain lors du creusement, en particulier au niveau du front. Il est donc logique de constater que le rapport entre le tassement au-dessus du front et le tassement final augmente quand les caractéristiques de résistance diminuent (il passe de 34 % à 41 %), tandis que la distance derrière le front à partir de laquelle on atteint 95 % du tassement final tend à diminuer ; elle reste cependant largement supérieure à l'étendue de la zone maillée derrière le front.

On peut relever par ailleurs que les calculs prévoient des déformations plastiques concentrées au voisinage du front, particulièrement au niveau du raccordement du radier au piédroit (fig. 15).

Il est intéressant de noter également que le calcul 2 converge, alors que le calcul 5 (cf. tableau II), conduit avec la même valeur de cohésion $c = 40$ kPa et un angle de frottement plus élevé (30 degrés au lieu de 24,8 degrés), diverge. Cela indique que la partie du critère correspondant à une contrainte moyenne de

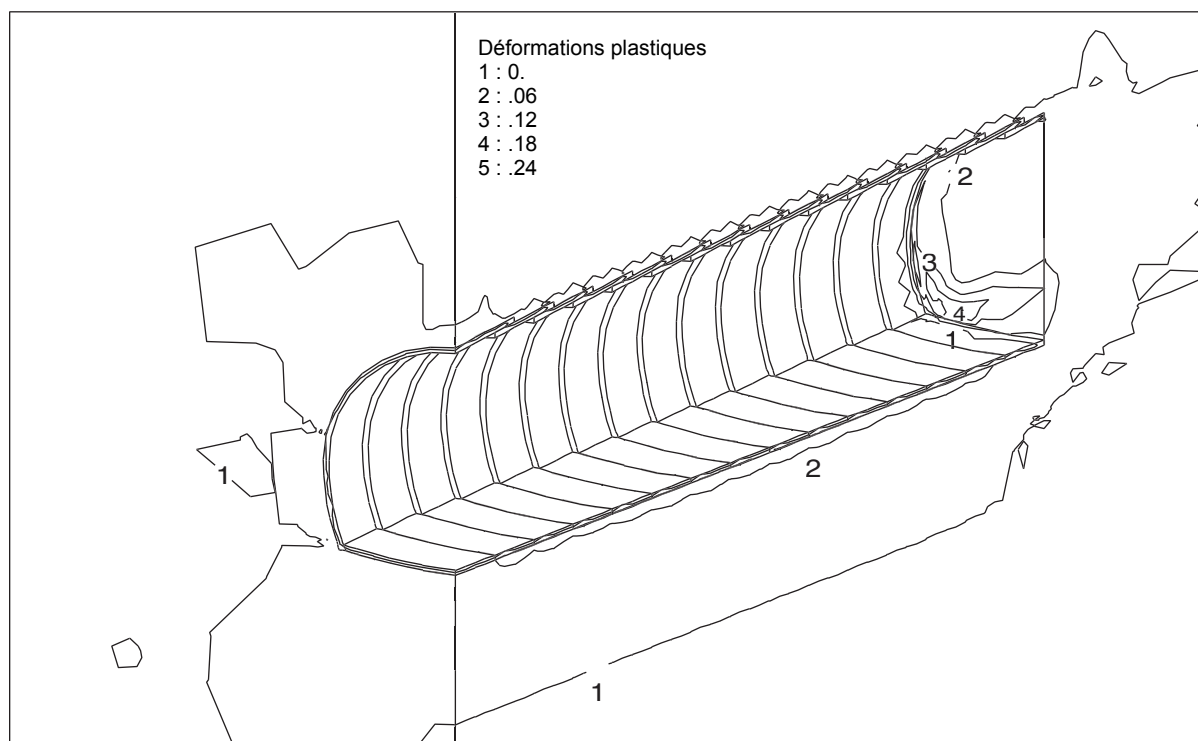


Fig. 15 - Isovaleurs de la norme des déformations plastiques à la fin du calcul 1.

traction a une influence importante sur la stabilité du calcul et sur le niveau des déformations plastiques calculées au voisinage du front. La représentation du comportement du sol pour ces niveaux de contraintes étant relativement sommaire, les résultats obtenus doivent donc être interprétés avec prudence, en particulier pour la prévision de la stabilité du front. Néanmoins, ils confirment la pertinence des dispositifs complémentaires mis en place pour améliorer la stabilité du front : béton projeté sur le front et renforcement du noyau par des boulons en fibre de verre placés dans le terrain devant le front. Il serait intéressant de proposer un moyen de les prendre en compte dans les calculs.

Influence du module du terrain

Le calcul 6 a été entrepris pour tester l'influence du module du terrain sur les valeurs de tassement. Les caractéristiques de résistance du massif ont été prises égales aux valeurs de référence (calcul 1), tandis que le module du terrain est diminué d'un tiers (100 MPa au lieu de 150 MPa). Le tableau V rassemble les résultats obtenus en termes de tassements de surface.

TABLEAU V

Influence du module du terrain encaissant sur les paramètres décrivant la cuvette

	Calcul 1 (module de référence)	Calcul 6 (module réduit)
i	17 m	15,5 m
S_{∞}	12,8 mm	25,9 mm
S_f	4,4 mm	10,1 mm
D_+	21 m	22 m
D_-	40 m	34 m
D_{95}	102 m	85 m

La diminution du module se traduit par une augmentation des tassements, ce qui était attendu. Cette sensibilité des tassements calculés à la valeur du module du sol mérite d'être soulignée dans la mesure où le

choix d'une valeur unique pour l'ensemble du massif résulte nécessairement d'un compromis délicat, compte tenu d'une part de la non-linéarité de l'élasticité des terrains, et d'autre part de l'hétérogénéité des massifs réels (particulièrement marquée à Toulon).

La distance d'influence du tunnel à l'avant du front n'est pas sensiblement modifiée. La distance à laquelle les tassements se stabilisent derrière le front est plus faible que lorsque le module est plus élevé, ce qui n'est pas intuitif, mais peut s'expliquer par des considérations proches de celles exposées plus haut sur l'évolution du rapport entre le tassement au front et le tassement final lorsque les caractéristiques de résistance se dégradent. Enfin, le calcul indique que la largeur de la cuvette est assez sensible au module du terrain : on obtient pour le module réduit une valeur plus faible, et relativement plus proche des estimations empiriques rappelées en V.1.2.

Comparaison avec une simulation simplifiée

La principale originalité des simulations présentées dans cet article réside dans le choix de représenter dans le maillage la structure réelle de l'ouvrage construit par la technique du prédécoupage mécanique. Il est intéressant de discuter la différence entre les résultats donnés par cette approche et ceux que l'on obtiendrait avec un maillage « classique » (obtenu par translation parallèlement à l'axe du tunnel d'un maillage plan de la section du tunnel) et un procédé de construction habituel, dans lequel il n'y a pas d'encastrement d'une partie de la voûte dans le terrain en avant du front.

Les principales différences avec le cas précédent sont les suivantes :

- on ne tient pas compte de la variation de l'épaisseur de béton parallèlement à l'axe du tunnel ;
- on ne reproduit pas l'encastrement de la prévoûte dans le terrain lors de l'excavation du stross.

En revanche, le nombre de groupes et le phasage des calculs sont sensiblement les mêmes, suivant le principe représenté sur la figure 16 (le tunnel est vu en section longitudinale et le processus de creusement se déroule de la droite vers la gauche).

Ce calcul simplifié, pour les valeurs de référence des caractéristiques mécaniques du terrain, a divergé. La simulation numérique rend donc compte de l'amélioration de la stabilité que procure l'encastrement d'une partie de la voûte qui constitue une caractéristique majeure du prédécoupage mécanique. Cet

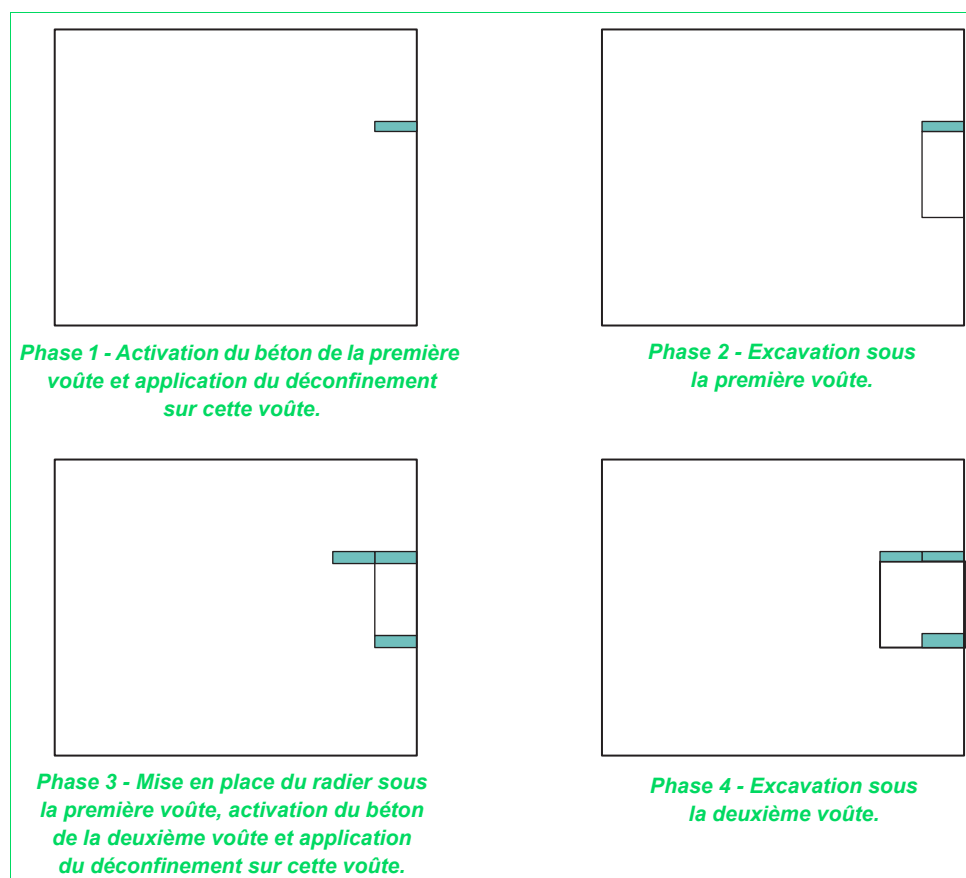


Fig. 16 - Principe des premières phases de calcul pour le maillage tridimensionnel simplifié.

exemple montre ainsi que la simulation numérique permet de représenter les caractéristiques qui distinguent une technique de construction particulière, ce qui ouvre la possibilité de comparer des procédés de construction par la voie de la simulation.

Conclusions

Les tassements provoqués lors du creusement d'un tunnel par la technique du prédécoupage mécanique ont été analysés par la méthode des éléments finis en condition tridimensionnelle. Cette analyse élasto-plastique recourt à des moyens de calcul courants (un PC avec un processeur Pentium III à 800 MHz), pour des temps de calcul importants, de l'ordre de quelques dizaines d'heures pour simuler la construction de quinze prévoûtes, ce qui reste acceptable dans le cadre d'un travail de recherche.

Les calculs présentés ici ont été conduits après la fin du chantier et ne constituent pas une « prévision » des tassements. Ils ont été conduits avec des valeurs des caractéristiques de terrains réalistes dans le contexte de la traversée souterraine de Toulon, tirées de diverses publications mais on n'a pas cherché à adapter les valeurs des paramètres géotechniques, les techniques de simulation ou la représentation du comportement (limitée à un modèle de Mohr-Coulomb) pour retrouver de manière précise des résultats de mesure. En effet, l'hétérogénéité des terrains traversés à l'échelle de l'ouvrage conduit à des tassements qui varient fortement selon les zones. Dans ce cadre, il est intéressant de noter, d'une part, que le calcul donne un ordre de grandeur correct des tassements et, d'autre part, qu'il permet de comparer deux situations de calcul.

En second lieu, le calcul fournit une estimation de la cuvette de tassements provoquée par le creusement, que l'on peut représenter au moyen d'une expression analytique relativement simple faisant intervenir quatre paramètres indépendants. Cette expression permet de rassembler de manière synthétique les résultats du dépouillement, relativement lourd, des fichiers de résultats.

On observe, en particulier, que la formule proposée par Peck (1969) donne une bonne approximation des cuvettes transversales issues de la modélisation numérique, avec la même valeur du paramètre i sur l'ensemble de la longueur de l'ouvrage.

Par ailleurs, le calcul donne les variations du tassement dans la direction parallèle à l'axe du tunnel : cette information, qui échappe à une analyse bidimensionnelle, constitue le principal intérêt de la modélisation tridimensionnelle. Le calcul fournit directement une représentation simple de la cuvette à l'avant du front. Pour ce qui concerne le tassement à l'arrière du front, et en particulier sa valeur finale, les limites des moyens de calcul ont imposé de recourir à une extrapolation dont la fiabilité reste à discuter. On obtient cependant des résultats qui paraissent raisonnables (forme de la cuvette, et rapport tassement au passage du front/ tassement final) et cohérents avec les valeurs mesurées (dont on rappelle qu'elles varient très fortement sur le tracé du tunnel).

L'étendue de la cuvette de tassement en avant du front de taille et le rapport entre le tassement à la verticale du front et le tassement final sont évidemment liés aux différents mécanismes de déformation du massif à l'origine des tassements : la préconvergence du terrain liée au déconfinement du front et la convergence progressive du soutènement après le passage du front. L'étude du poids respectif de ces deux mécanismes se limite ici à la comparaison des valeurs de tassement au front et loin derrière le front. Cette analyse pourrait être prolongée en faisant progressivement croître la raideur du soutènement prise en compte dans la simulation, de manière à distinguer la contribution aux tassements des mouvements du massif avant le passage du front et la contribution de la convergence ultérieure. Une autre voie possible consisterait à explorer de manière numérique l'idée proposée par Serratrice et Magnan (2002), consistant à comparer le tassement final et le tassement provoqué par les quinze derniers mètres de creusement.

Par ailleurs, les tassements calculés dépendent fortement des paramètres de résistance du massif. Ce résultat est important pour les deux raisons suivantes : d'une part, la mesure des caractéristiques de sol en laboratoire ou en place a une précision limitée ; d'autre part, comme la modélisation ne permet pas de rendre compte finement de l'hétérogénéité du massif, on est conduit à faire le choix d'une valeur unique pour l'ensemble du massif encaissant. Les mêmes observations s'appliquent aux caractéristiques élastiques du terrain, qui ne sont pas beaucoup plus faciles à estimer et ont une influence sensible sur l'évaluation des tassements. Malgré ces limites, le calcul permet de définir un ordre de grandeur, une gamme de variation pour les tassements provoqués par le creusement.

Enfin, la comparaison avec une modélisation traditionnelle du creusement montre que la simulation est en mesure de rendre de compte de la principale caractéristique du procédé de prédécoupage mécanique, à savoir l'amélioration de la stabilité du front et la limitation des déformations plastiques qui résulte de l'encastrement d'une partie de la voûte dans le terrain pendant l'excavation du stross.

Cette étude montre donc que la modélisation numérique permet d'obtenir une estimation quantitative des tassements provoqués par le creusement d'un tunnel par prédécoupage. Certains points mériteraient toutefois d'être améliorés. La simulation repose en effet sur quelques hypothèses fortes : le massif est supposé homogène, isotrope et horizontal. Il y aurait donc lieu de réaliser d'autres calculs pour cerner l'influence sur les tassements de l'hétérogénéité des formations géologiques naturelles à l'échelle du front de taille et sur la longueur du tracé du tunnel, ou de rechercher une approche alternative si ce point demeure hors de portée de la simulation. On pourrait aussi chercher à introduire dans la modélisation une représentation explicite du rôle joué par le boulonnage (par exemple avec un modèle homogénéisé pour la zone renforcée).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ATTEWELL P.B., Ground movements caused by tunneling in soil, *Int. conference on large ground movements and structures*, Cardiff, **1977**, pp. 812-948.

CLOUGH G.W., SCHMIDT B., Design and performance of excavations and tunnels in soft clays, *Soft clay engineering, Developments in geotechnical engineering*, **20**, **1981**, pp. 567-634.

CONSTANTIN B., DURAND J.-P., THÖNE M., *Progrès technologiques dans le cadre de l'utilisation de la méthode du prédécoupage mécanique à Toulon*, in AFTES : journées d'études internationales de Chambéry, octobre **1996**, pp. 21-24.

CONSTANTIN B., DURAND J.-P., THÖNE M., *Mechanical precutting at Toulon*, *Tunnels and Tunneling International*, vol. 30, **10**, **1998**.

DUBOIS P., CHANTRON L., DIAS D., *Analyse du fonctionnement des prévoutes en béton – application au cas du tunnel de Toulon*, in AFTES : journées d'études internationales de Paris : Travaux en souterrains – ambitions et réalités, 25-28 octobre **1999**.

O'REILLY M.P., NEW B.M., Settlements above tunnels in United Kingdom : their magnitude and prediction, *Int. Symp. Tunneling 82*, Brighton, IMM, Londres, **1982**, pp. 173-181.

OTEO C.S., Urban tunnels in hard soils, General report session 6, *Proc. 1st Symp. on hard soils and soft rocks*, Athènes, vol. 3, **1993**, pp. 2063-2098.

PECK R.B., Deep excavations and tunnelling in soft ground, *Proc. 7th Int. conf. on soil mech. and found. engng.*, **1969**, pp. 225-290.

SERRATRICE J.-F., MAGNAN J.-P., Analyse des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la Traversée Souterraine de Toulon, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **237**, mars-avril **2002**, pp. 5-36.