# Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon

Jean-François SERRATRICE Laboratoire régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence Jean-Pierre MAGNAN Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

#### Résumé

La prévision des tassements de surface constitue l'un des enjeux des projets de construction d'ouvrages souterrains en site urbain. Cet article analyse les informations rassemblées lors du creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon, où des mesures ont été réalisées en continu pendant les travaux. Après un panorama des problèmes posés par les tassements de surface en tissu urbain et des méthodes d'analyse proposées dans la littérature spécialisée, il présente le site du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon, les deux méthodes de prévision qui ont été mises en œuvre en temps réel pendant le suivi de ce tunnel de 1998 à 2000 et les conclusions de l'analyse des tassements de la surface du sol le long du tunnel. Les premières conclusions de cette analyse mettent en évidence l'importance de l'état géomécanique initial du massif, hérité de l'histoire tectonique du site. En traversant le site, le tunnel a révélé ces différences d'état initial, qui prennent la forme d'une succession de zones alternativement contractées et dilatées, en produisant des tassements non uniformes en surface.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

#### ABSTRACT

Predicting surface settlements is one of the key tasks for engineers in building urban tunnels. This work analyzes the set of information gathered during the boring phase for the northern tunnel of the "Toulon underground crossing", a project in which continuous measurements were performed throughout the tunneling works. The problems associated with surface settlements in cities, along with the prediction methods proposed in the literature, are first reviewed. The article then focuses on: the northern tunnel site of the Toulon underground crossing, the two real-time prediction methods used to control tunnel construction from 1998 to 2000, and the conclusions drawn from the surface settlement analysis along the tunnel. The first set of conclusions from this study highlight the importance of the initial geomechanical state of the ground, which has been inherited from the tectonic history of the site. The tunnel crossing of the site has revealed these differences in initial state, which assume the form of a sequence of alternatively contracted and dilated zones, thereby producing uneven surface settlements.

### Introduction

Le creusement des tunnels peu profonds provoque des déformations en surface du massif de sols ou de roches qui les accueille. Ces déformations sont surtout représentées par des tassements, qui ne sont pas uniformes mais se concentrent à l'aplomb du souterrain sous la forme d'une cuvette. Le problème est particulièrement sensible dans les villes, où ces tassements affectent toutes les composantes du tissu urbain, qu'il s'agisse des bâtiments, des ouvrages d'art, des voiries ou des réseaux. En profondeur, d'autres ouvrages peuvent se trouver dans la zone d'influence du tunnel en construction : des tunnels, notamment quand on construit des tunnels jumeaux, où le second interagit avec le premier, mais plus généralement des ouvrages souterrains (galeries, collecteurs, etc.) et enfin des fondations profondes, qui n'ont pas forcément été prévues pour résister au creusement d'un tunnel dans leur voisinage.

Le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon, qui a duré de 1994 à 2000, a provoqué des tassements de la surface du sol, dont l'analyse constitue la matière du présent article. L'analyse en temps réel de ces tassements afin de répondre aux attentes légitimes de la maîtrise d'œuvre et de la population a été menée en essayant d'intégrer les derniers progrès des connaissances dans ce domaine. Un effort particulier a été fait pour trouver un modèle d'analyse qui permette une extrapolation fiable et logique des résultats des mesures. La revue des modèles de calcul des tassements occupe pour cette raison une place importante dans cet article.

Après un panorama des problèmes posés par les tassements de surface en tissu urbain et des méthodes d'analyse proposées dans la littérature spécialisée, nous présenterons le site du tunnel nord de la traver-

sée souterraine de Toulon, les deux méthodes de prévision qui ont été mises en œuvre en temps réel pendant le suivi de ce tunnel de 1998 à 2000 et les conclusions de l'analyse des tassements de la surface du sol le long du tunnel.

## Les tassements de surface pendant le creusement des tunnels

Dans le rapport sur l'état actuel des connaissances qu'il présentait au Congrès international de Mécanique des sols et des travaux de fondations de Mexico en 1979, Peck notait « le besoin urgent de disposer de moyens efficaces qui permettent d'estimer l'étendue et la nature des mouvements et des perturbations associées au creusement de tunnels ou de tranchées en site urbain, estimations sans lesquelles on ne dispose pas de base rationnelle de décision » (Peck, 1979). En effet, « la conception de tels projets exige d'être capable de juger de la faisabilité de la construction par telle ou telle méthode, d'estimer les tassements ou autres mouvements provoqués dans le massif encaissant et les structures avoisinantes et de doter la structure finale d'une résistance suffisante et d'une rigidité ou d'une flexibilité appropriée ».

Depuis cette date, des progrès importants ont été accomplis sur le plan technologique dans les méthodes de construction de tunnels à faible profondeur en site difficile et urbain. De très nombreux travaux souterrains ont été réalisés en France et dans le monde (tunnels routiers, tunnels ferroviaires, métros, galeries, collecteurs, etc.). Dans bien des cas, ces travaux se situent dans les terrains de couverture du quaternaire ou dans la frange altérée des massifs sous-jacents. Ces terrains de mauvaise qualité et hétérogènes sont souvent aquifères. Les méthodes de construction ont été sans cesse améliorées pour répondre mieux aux nombreuses difficultés qui sont rencontrées inévitablement pendant la construction de tels ouvrages à faible profondeur et dans ces types de terrains.

Parallèlement, des efforts importants ont été consacrés à l'étude des mouvements de surface pendant le creusement des tunnels, à leur modélisation et à la compilation de retours d'expérience. Les recommandations de l'AFTES (1995) relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain tentent de fournir un éclairage global, « tant sur les phénomènes d'interaction sol-structure mis en jeu lors du creusement en souterrain que sur les moyens de les apprécier et de les mesurer, de les prévenir et d'y remédier, sans oublier les aspects contractuels induits ».

Les éléments bibliographiques cités ci-après concernent les données expérimentales de tassement de surface recueillies à l'occasion de travaux souterrains à faible profondeur en sites urbains et publiées dans la littérature. Cette analyse fait suite à de nombreuses synthèses déjà écrites sur ce sujet (Peck, 1969 ; Cording et Hansmire, 1977 ; Rowe et Kack, 1983 ; Schlosser et *al.*, 1985 ; Oteo, 1993).

#### Les mécanismes

Les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol-structure : l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et le bâti environnant, d'autre part. Au voisinage du front, le champ de déplacements engendré par le creusement est tridimensionnel : à la convergence du terrain dans le plan orthogonal à l'axe du tunnel (tassement en clé, convergence, soulè-vement du radier) s'ajoutent des déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille, dans la direction de l'axe du tunnel. Globalement, les vecteurs de déplacements sont dirigés vers la région active de l'excavation, ce qui, compte tenu de la progression *quasi* continue du creusement, confère au champ des déplacements un caractère évolutif : en un point situé dans une section donnée du massif, la direction et l'amplitude du vecteur de déplacement du sol changent à l'approche du front, lors de son passage, puis pendant son éloignement de la section considérée. L'interaction tunnel-massif se traduit donc par des convergences en paroi, l'extrusion du front et par des efforts dans les soutènements. On pourrait ajouter à cette liste les questions liées au rôle de l'eau (écoulement, pression interstitielle, pression sur le soutènement, etc.). La convergence totale (convergence en avant et en arrière du front) et l'extrusion compo-sent ce que l'on nomme les « pertes de volume ».

Ces différents ingrédients sont rassemblés sur la figure 1, où l'on a représenté un écorché tridimensionnel d'un tunnel en construction, qui avance vers la droite du graphique et est éclairé de l'intérieur. On y voit :

- les convergences et l'extrusion du front,
- les déplacements dans le massif,
- la cuvette de tassement en surface, graduée en courbes de niveau.

6





Les principaux facteurs à prendre en compte pour maîtriser les déformations du massif et leurs effets en surface sont :

la méthode de construction du tunnel, qui peut permettre de limiter, voire supprimer les pertes de volume en souterrain et d'assurer la stabilité de l'ouvrage ;

le comportement du massif, souvent fortement non linéaire dans la gamme des déformations et des faibles contraintes en jeu et dont la réponse dépend fortement de son état initial;

les hétérogénéités du massif avec, en général, une couche de faibles caractéristiques en surface, où se trouvent la plupart des fondations, et, pour Toulon, une très grande hétérogénéité en profondeur, le long du tracé ;

la nature et l'état du bâti, qu'il faut expertiser à l'avance, puis surveiller pendant la construction du tunnel.

Dans le cas des tunnels peu profonds, ces déplacements se propagent dans le massif pendant l'avancement du front et produisent des tassements et des déplacements horizontaux en surface. Les déplacements horizontaux ont tendance à « suivre » le front, en changeant de direction à l'avancement, comme l'ont montré les plots d'essai installés dans deux sections du tunnel nord, celles de Chalucet et Dumont d'Urville (Serratrice, 1999). L'affaissement en surface dépend donc non seulement du terrain dans lequel le tunnel est creusé, mais aussi de l'état et du comportement du terrain situé au-dessus. La géométrie des tunnels peu profonds, dont le diamètre n'est pas négligeable devant la profondeur, réduit les effets de voûtes transversal et longitudinal qui prennent naturellement naissance dans les massifs profonds. Le risque d'instabilité s'en trouve accru (faible confinement, plasticité non contenue) et l'amplitude des déplacements est plus grande. De ce fait, dans les terrains déformables ou fracturés et peu résistants, hétérogènes, le soutènement est installé et fermé au plus tôt et au plus près du front, voire avant le front (présoutènement), afin d'éviter des instabilités dangereuses pour le personnel du chantier et préjudiciables à l'ouvrage avant la construction du revêtement définitif. Mais, en site urbain, si la sécurité du tunnel doit être considérée comme une priorité, la limitation des tassements en surface à des valeurs acceptables revêt aussi un caractère important et peut requérir une adaptation appropriée du soutènement et une construction soignée.

L'interaction entre le massif et le bâti en surface se traduit par des tassements, des tassements différentiels et des déplacements horizontaux, qui soumettent les structures à des sollicitations (distorsions, compressions, extensions) pouvant provoquer leur fissuration voire leur ruine. En profondeur, les déformations du sol peuvent d'autre part perturber l'équilibre des ouvrages avoisinants (fondations profondes, ouvrages souterrains, etc.).

#### Section transversale de la cuvette des tassements en surface

Après le passage du front d'un tunnel peu profond dans une section droite du massif, la cuvette des tassements en surface prend l'allure d'une courbe en cloche centrée sur l'axe du tunnel et qui, depuis Schmidt (1969) et Peck (1969), a été largement décrite sous la forme d'une courbe de Gauss :

$$s(y) = s_0 exp\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)$$

(1)

où y est la distance horizontale au plan axial du tunnel, so est le tassement (maximal) sur l'axe et i un paramètre caractéristique de l'étendue de la cuvette (ou de sa profondeur relative). Cette courbe possède les caractéristiques suivantes :

- pour y = i  $s(i) = 0,61 s_0$  p(i) = s'(i) = 0,61 s\_0/i pour y =  $i\sqrt{3}$   $s(i\sqrt{3}) = 0,22s_0$ > point d'inflexion
- $\succ$  courbure maximale
- > volume unitaire (par mètre sur l'axe du tunnel)  $V_s = \sqrt{2\pi} i s_0 = 2,5 i s_0$
- > volume relatif (rapporté à la section du tunnel)  $v_s = V_s/(\pi R^2)$

où R est le rayon excavé du tunnel et p la pente maximale de la cuvette transversale, obtenue au point d'inflexion d'abscisse i. Par exemple, pour  $s_0 = 16,5$  mm et i = 10 m, on obtient p(i) = 0,001 = 1 mm/m.

#### Pertes de volume en souterrain

Il est naturel de chercher à relier les déplacements du massif au niveau du tunnel aux déplacements mesurés en surface. Cette étude conduit à dégager la notion de perte de volume en souterrain, c'est-à-dire de part du volume du terrain qui converge à travers la section théorique du tunnel ou qui est extrudée au front (Peck, 1969).

Habib (1998) propose d'évaluer l'ordre de grandeur des volumes élémentaires perdus en souterrain en distinguant les causes principales de l'apparition d'une cuvette d'affaissement en surface. Pour un tunnel peu profond dont la section est en fer à cheval, ce sont :

- la contraction du revêtement lors de sa mise en charge,
- le tassement ou poinconnement des piédroits,
- > la flexion des piédroits sous l'action des forces horizontales,
- > le gonflement du radier,
- > le gonflement du front de taille (extrusion du terrain).

Il conclut que « la mise en place rapide d'un radier résistant qui ferme l'anneau du revêtement du tunnel et empêche le gonflement en radier, tout en bloquant la convergence entre piédroits et peut-être en limitant le poinçonnement des piédroits, est la méthode la plus efficace, puisqu'elle agit sur les mécanismes qui engendrent les contractions les plus importantes de la section droite du tunnel ». Il note aussi que « le rôle du boulonnage du front de taille n'est pas de limiter les déformations élastiques, mais principalement de renforcer le noyau de terrain devant le tunnel, pour assurer le meilleur préconfinement possible et éviter une extrusion plastique du front de taille qui, elle, serait génératrice d'affaissements en surface et de désordres ultérieurs du soutènement ». Ce point de vue traduit le caractère tridimensionnel et évolutif des mécanismes qui prennent naissance pendant le creusement et le soutènement d'un tunnel peu profond et peuvent déboucher sur l'instabilité du front de taille.

Les recommandations de l'AFTES (1995) recensent les sources de tassement liées aux travaux et distinguent le cas des travaux réalisés en creusement séquentiel (dont il est question ci-dessus) et le cas des travaux réalisés au tunnelier. Les recommandations insistent sur l'importance de réduire au mieux les déformations en souterrain pour limiter les tassements en surface. La méthode de construction étant définie pour répondre à cet objectif, la qualité de sa mise en œuvre et sa capacité d'adaptation à des situations particulières contribuent aussi à cet objectif. Pour fixer un ordre de grandeur, les déformations tolérées en surface dans les travaux souterrains en site urbain se situent au niveau d'une distorsion de 1/1 000 environ (0,1%). Il s'agit là de petites déformations, qui ne se rapportent pas à des régimes plastiques dans la plupart des sols ou des roches fracturées. Dans la périphérie de l'ouvrage, au contraire, les niveaux de déformations moyens sont d'un ordre de grandeur plus grand (1 %).

Cette analyse rapide des mécanismes de déformation au front de taille a permis d'entrevoir l'évolution des méthodes de construction des tunnels, pour lesquelles des progrès importants ont été accomplis sur le plan technologique : boucliers à front pressurisé, permettant le creusement de tunnels dans les sols peu résistants et aquifères, techniques de présoutènement (boulonnage, prévoûtes), techniques de traitement des terrains (drainage, boulonnage, injections), injections de compensation. Dans le même temps, des efforts considérables ont été consacrés à l'étude des mouvements de surface pendant le creusement de tunnels en site urbain, à leur modélisation (en cherchant à tenir compte au mieux des méthodes et des phasages de construction) et à la compilation de retours d'expérience.

Le volume perdu en souterrain  $V_L$  représente la part du volume de terrain qui converge à l'intérieur de la section excavée du tunnel ou extrudée au front. Rapportée à la section du tunnel de diamètre D, la perte de volume relative est :

$$v_{\rm L} = \frac{4V_{\rm L}}{\pi D^2}.$$
 (2)

Le volume perdu en souterrain est difficile à évaluer, en raison de :

la préconvergence du sol (en avant du front de taille), qui reste difficile à mesurer,

> l'impossibilité de faire des mesures de convergence avant la pose du soutènement, qui fait qu'une partie des déformations échappe à la surveillance,

- > la difficulté de faire des mesures de convergence en radier,
- l'existence de mouvements d'extrusion vers le tunnel au front de taille,
- > les défauts de contact entre le terrain et le soutènement.

Toutefois, bien qu'il reste hors de portée d'une mesure précise, le volume perdu en souterrain constitue un indice important dans l'expression des tassements en surface. Son amplitude dépend principalement du type de sol, de la méthode de creusement et de soutènement et de la qualité d'exécution des travaux. Cording et Hansmire (1977) donnent quelques valeurs estimées de ces pertes de volume relatives (de 0,2 % à 12 %). Des valeurs pouvant atteindre 3 % ont été enregistrées dans les argiles molles marines à Singapour avec des tunneliers à pression de terre ou à pression d'air (Shirlaw et Doran, 1988). Au contraire, des pertes de 0,2 % furent observées avec un bouclier à pression de terre dans des graves sous la nappe à Tokyo (Kanayasu et *al.*, 1995). Pour des tunnels creusés dans l'argile de Londres, ces pertes sont généralement de l'ordre de 1 à 2 % pour un creusement au bouclier (O'Reilly et New, 1982). Les tunnels construits dans cette argile avec un soutènement en béton projeté conduisent aussi à des pertes de volume du même ordre, comprises entre 1 et 1,5 % (New et Bowers, 1994). Des résultats semblables ont été obtenus pendant la construction de la Jubilee Line Extension (Mair et *al.*, 1996). Il faut noter enfin que le refoulement du terrain provoqué par les boucliers à front pressurisé réduit fortement ces pertes de volume, voire les transforme en « gains » de volume.

Pour les massifs argileux non drainés, qui se déforment à volume constant (la rapidité du creusement ne laisse pas le temps au sol de se consolider), le volume perdu en souterrain  $V_L$  peut être considéré comme égal au volume unitaire de la cuvette de tassement en surface  $V_s$ :

$$V_s = V_{L_s}$$

Mair et al. (1993) en déduisent la relation :

$$s_{o} = \frac{\sqrt{2\pi}D^{2}}{8i}v_{L} \approx 0.313 \frac{v_{L}D^{2}}{i} \approx 0.313 \frac{v_{L}D^{2}}{Kh}$$
(3)

qui permet de relier le tassement sur l'axe au volume perdu en souterrain, connaissant i (paramètre de la courbe de Gauss de la cuvette des tassements) ou K (coefficient fonction de la nature des terrains) et h (profondeur de l'axe du tunnel).

La prévision de l'allure des déplacements verticaux dans le massif est indispensable lorsqu'un tunnel est construit au-dessous de structures enterrées (sous-sols, fondations profondes, ouvrages souterrains existants). On peut admettre que le profil transversal des tassements verticaux à chaque profondeur z est aussi représenté par une courbe de Gauss. Sur la base d'une analyse de données d'ouvrages et de modèles physiques en centrifugeuse, Mair et *al.* (1993) montrent que la valeur de i diminue avec z et proposent une formulation donnant les tassements en profondeur, dans le plan axial du tunnel :

$$s_{y=0}(z) = \frac{1,25v_{L}R^{2}}{\left[0,175+0,325\left(1-\frac{z}{h}\right)\right]h}$$
(4)

La démarche consistant à relier les déformations en souterrain aux déformations en surface, qui paraît naturelle à première vue, n'est valable que pour les sols argileux non drainés (variation de volume nulle). Elle est limitée par son caractère empirique et par :

- > la méconnaissance des pertes de volume en souterrain, par préconvergence et extrusion,
- la méconnaissance des mécanismes de transmission des déformations vers la surface, qui, rappelons-
- le, dépendent de l'état initial du massif (géomécanique et hydraulique), de l'hétérogénéité des terrains

(couches de sols ou roches superposées), de leur anisotropie et des effets différés de consolidation, fluage et déformation progressive. Historiquement, la notion de perte de volume a néanmoins contribué à forcer la recherche d'améliorations des méthodes de construction.

L'approche proposée par Rowe et Kack (1983) s'appuie sur le concept de venue de sol engendrée par la différence entre le volume excavé et le volume occupé par l'ouvrage une fois le revêtement installé. Elle s'applique plus spécialement aux tunnels creusés au bouclier dans des sols, où le vide laissé entre le bouclier et l'extrados de l'anneau de revêtement se ferme progressivement avec l'avancement du tunnelier. Plus généralement, cette notion peut être mise à profit pour tenir compte des effets tridimensionnels dans des calculs plans, au même titre que la méthode convergence-confinement (Leca, 1997). Elle peut être utilisée pour tenir compte d'autres sources de déformation du massif (venues de sol au front, qualité d'exécution des travaux, etc.), chaque effet se traduisant par un ajustement du volume du vide (terrain déplacé) introduit en clé.

### Limitation des tassements

L'AFTES (1995) consacre une part importante de ses recommandations à l'exposé des méthodes mises en œuvre en pratique pour limiter les tassements en surface, en distinguant :

- l'amélioration des conditions générales du projet,
- l'amélioration du comportement des terrains,
- l'amélioration du bâti,
- > les améliorations des méthodes de creusement séquentiel (soutènement du front, présoutènement),
- les améliorations des méthodes de creusement au tunnelier.

Oteo (1993) évoque aussi les différentes méthodes utilisées pour limiter les tassements en surface et cite quelques exemples intéressants.

### Problèmes particuliers au doublement des tunnels et aux jonctions de tunnels

Des tunnels doubles sont souvent construits pour des métros, des voies ferrées, des voies autoroutières, des collecteurs. Le choix entre la construction d'un tunnel unique de grande section ou la construction de deux tunnels de section plus réduite constitue un enjeu important, qui dépasse largement le seul cadre des questions géotechniques.

La littérature est abondante au sujet des tassements produits en surface après la construction du second tunnel. D'une manière générale, ces tassements sont plus grands que la somme des tassements induits par la construction de deux tunnels identiques isolés : le creusement du second ouvrage produit une cuvette plus profonde que la somme des cuvettes individuelles de deux ouvrages indépendants, plus large et excentrée vers l'ouvrage existant (Peck, 1969 ; Cording et Hansmire, 1977 ; Ou et *al.*, 1998). Les tassements dépendent de la configuration géométrique des ouvrages (de la distance entre les tunnels notamment, en relation avec leur profondeur). Si la consolidation reprend, elle est souvent plus rapide au dessus de l'ouvrage existant du fait du remaniement préalable du terrain provoqué par la construction de celui-ci. Il en est de même des déformations progressives. Il est donc important de bien construire le premier tunnel en limitant au mieux les déformations du terrain. Sinon, des mouvements irréguliers et difficiles à prévoir peuvent se produire au-dessus du premier tunnel et éventuellement au-dessus du second (Peck, 1969).

Le renforcement du noyau en avant du front de taille du premier tunnel permet de limiter les tassements en surface et les désordres éventuels sur le soutènement à l'arrière du front, mais aussi de mieux maîtriser les déformations du massif de sols autour de l'ouvrage et les mouvements dus au creusement du second tube. En plus de la compression du pilier situé entre les deux tunnels, les tassements supplémentaires sont dus à l'interférence entre les zones déformées de chacun des tunnels. Le recours à des injections de compensation s'impose parfois pour des tunnels superposés ou très voisins (Oteo, 1993 ; Mair et *al.*, 1996).

Une situation analogue se rencontre à la jonction de deux attaques séparées d'un même tunnel ou aux abords d'un puits, d'une autre galerie ou d'une tranchée d'extrémité. À l'approche d'une zone rendue plus déformable par la présence d'une cavité pré-existante en avant du noyau et par le jeu des non linéarités du comportement des terrains et de l'interaction massif-soutènement, il faut s'attendre à des tassements supplémentaires en l'absence de tout renforcement du massif. Contrairement aux tunnels doubles, où l'interférence des excavations s'opère plutôt dans un plan transversal, l'interférence de jonction s'opère plutôt en profil longitudinal. La jonction des fronts F1 et F2 du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon, le 13 mars 2000, n'a pas provoqué d'accentuation forte du tassement en surface, dans le contexte géologique particulier de cette zone du massif et grâce à la mise en œuvre préalable d'un renforcement du présoutènement et du soutènement. Toutefois, l'évolution des tassements en surface a été modifiée, avec une amplification des tassements préliminaires en avant des fronts, aux dépens des tassements retardés en arrière des fronts, ce qui constitue un signe de l'interférence des deux fronts.

Le cas particulier des galeries de reconnaissance creusées au préalable peut être rattaché aussi, d'une certaine manière, à ce type de situation.

Enfin, il faut mentionner les effets des galeries de reconnaissance creusées pour les projets de tunnels à faible profondeur : leur méthode de construction (petites sections) et leur soutènement provisoire risquent de provoquer une dégradation inacceptable du massif dans l'espace qu'occupera le futur ouvrage (déformations progressives). Autrement dit, la présence d'une galerie de reconnaissance peut avoir pour conséquence de dégrader le noyau en avant du front de taille et produire l'effet inverse d'une galerie ment. En termes de vitesse de construction, cette situation n'est pas comparable à celle d'une galerie pilote dans les méthodes de section divisée, car une telle galerie s'inscrit dans le cycle d'avancement normal de l'excavation, contrairement à une galerie de reconnaissance qui est souvent creusée longtemps avant le début de l'exécution de l'ouvrage.

## Calcul des cuvettes de tassement

Les modèles de calcul analytique ou numérique des tassements de la surface du sol au-dessus d'un tunnel simplifient en général la géométrie et les propriétés mécaniques du terrain et le phasage de l'exécution des travaux mais ils fournissent des clés pour l'analyse des mesures et le choix des formes des profils de tassements de la surface du sol dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Les solutions analytiques (bidimensionnelles) de la théorie de l'élasticité permettent d'effectuer facilement des analyses paramétriques pour une représentation simplifiée d'un projet. À la fin du dix-neuvième et au début du vingtième siècles, de nombreux travaux ont été consacrés au calcul de la redistribution des contraintes provoquée par l'introduction d'une discontinuité dans un milieu élastique. Le problème de la plaque percée d'un trou et chargée par une contrainte uniforme a été étudié par Kirsch (1898) pour un trou circulaire (contrainte plane). La solution peut être étendue par superposition au cas d'un chargement biaxial, puis au cas d'un tunnel profond de petit diamètre (déformation plane). Le cas d'un trou de section elliptique a été examiné aussi.

Jeffery (1920) a transcrit les équations de l'élasticité en coordonnées bipolaires (réseau de cercles coaxiaux), ce qui donne accès à la solution de différents problèmes, comme celui d'une plaque semi-infinie contenant un trou proche de la frontière libre et soumis à une pression intérieure. Cette solution trouve pour application le calcul des contraintes dans le voisinage du trou quand un rivet y est placé en force.

Mindlin (1940) calcule les contraintes autour d'un tunnel circulaire peu profond placé dans un milieu élastique semi-infini pesant. La solution s'exprime par des séries infinies en coordonnées bipolaires (Jeffery, 1920), pour différents états de contraintes initiaux. La solution montre que, si le tunnel est situé à une profondeur de plus de quatre diamètres, la distribution des contraintes dans le massif est donnée approximativement par la solution de Kirsch. La solution de Mindlin prend correctement en compte, en déformation plane, l'effet du poids du terrain excavé dans l'équilibre du massif après creusement.

Le cas des cavités tridimensionnelles a été examiné aussi (Terzaghi et Richart, 1952). L'ensemble de ces solutions bi- et tridimensionnelles était recherché dans le cadre de l'élasticité, ce qui a limité en pratique les investigations aux cas de cavités de formes géométriques simples, dans des milieux non pesants. Pour des formes plus complexes, les méthodes analytiques n'étant plus applicables, les solutions étaient recherchées au moyen de modèles physiques. Ainsi, les méthodes de la photo-élasticité ont été souvent utilisées pour déterminer les contraintes autour de tunnels ayant des sections de formes variées. Les analyses effectuées par Terzaghi et Richart (1952) concluent que l'indétermination la plus grande sur l'équilibre final provient de l'incertitude sur l'état des contraintes initial dans le massif, avant l'excavation de la cavité.

Sagaseta (1987) présente une solution au calcul des déformations induites par le creusement d'un tunnel circulaire horizontal dans un massif homogène, élastique et incompressible. Le volume perdu, égal au volume de la cuvette de tassement, y est concentré sur l'axe du tunnel.

Verruijt et Booker (1996) ont étendu cette solution en introduisant un coefficient de Poisson quelconque, ce qui autorise des déformations volumiques dans le terrain. Ils superposent un mécanisme de convergence et un mécanisme d'ovalisation du tunnel.

Loganathan et Poulos (1998) ont incorporé dans ces formules des termes non linéaires pour mieux représenter le champ des déplacements dans le massif et en surface. Ces expressions ont été utilisées, comme on le verra plus loin, pour interpréter les données des plots d'essais Chalucet et Dumont d'Urville (Serratrice, 1999), installés dans deux sections du tunnel nord. Les expressions détaillées des déplacements du sol dans ces différentes théories sont données dans l'annexe A.

Oteo et Moya (1979) ont proposé la relation suivante pour estimer le tassement au-dessus de la voûte du tunnel :

$$s^{\text{voûte}} = \frac{\psi(0,85-\nu)\gamma D^2}{E}$$
(5)

où  $\gamma$  est le poids volumique du terrain, D le diamètre du tunnel, E le module d'Young du sol, v son coefficient de Poisson et  $\psi$  un facteur lié à la rapidité d'action du soutènement ( $\psi = 1$  si le soutènement n'agit pas ;  $\psi$  est en général compris entre 0,25 et 0,5). Cette relation montre le rôle du coefficient de Poisson, dont la diminution a pour effet d'augmenter le tassement en clé. Les faibles coefficients de Poisson v ne sont pas favorables aux effets de voûte. À grande échelle, les massifs fracturés possèdent vraisemblablement des valeurs de v faibles.

Ce type de relation peut être étendu pour calculer le tassement maximal en surface sous la forme (AFTES, 1995) :

$$s_{0} = \frac{k\lambda D^{2}}{E}$$
(6)

Cette expression a le mérite de bien souligner l'influence des paramètres principaux :

- $\succ$  la section de l'excavation (D<sup>2</sup>),
- ➢ la déformabilité du massif (E),
- > la méthode et la qualité de l'exécution ( $\lambda$ , taux de déconfinement),
- la nécessaire part de l'expérience (k).

## Le creusement du tunnel nord de Toulon

#### Historique

Le projet de la traversée souterraine de Toulon comprend deux tunnels routiers destinés à assurer la continuité entre l'autoroute A 50 à l'ouest de Toulon (en direction de Marseille) et l'autoroute A 57 à l'est (en direction de Nice). L'ouvrage nord s'étend sur 3 000 m environ. Il est creusé en tunnel sur une longueur de 1 800 m dans sa partie centrale. Il traverse la ville de Toulon à 35 m de profondeur en moyenne et passe sous un bâti dense et ancien (fig. 2). À l'ouest et à l'est, les extrémités du tunnel se composent de trémies et de tranchées couvertes, longues de 600 m respectivement. Ces ouvrages ont été construits au début des années 1990. Le tunnel nord a été creusé à partir de la trémie Ouest, d'un puits construit en 1993 et de la trémie Est : le creusement a commencé en décembre 1994, avec un front (F1) progressant de la trémie Ouest vers l'Est, un front (F2) progressant du puits vers la trémie Ouest et un front (F3) progressant du puits vers la trémie Est. Le front F3 a atteint la trémie Est en mars 1996. Mais, dans la même période, un éboulement survenu près du front F2 interrompait le chantier. La reprise du creusement s'est effectuée en février 1998 sur les fronts F1 et F2 avec un mode de soutènement amélioré.

Après la reprise de février 1998, deux grandes familles de profils ont été mises en œuvre. Le profil PN3 avec boulons de fronts, boulons divergents, prévoûte, cintres et chemisage en béton projeté, les profils PN5 (ou PN6) avec boulons de fronts, boulons divergents, béton projeté, cintres et chemisage en béton projeté. La jonction des fronts F1 et F2 a eu lieu le 13 mars 2000 au PM 1291. La figure 3 montre une section du tunnel de type PN3. La vitesse d'avancement moyenne courante est de 0,8 m/jour.

En section courante, la section excavée du tunnel nord est de  $106 \text{ m}^2$ , soit un rayon moyen de 5,5 m. L'ouvrage atteint une profondeur maximale de 42 m (au centre de la section courante du tunnel) à la cote





-22 m NGF environ vers le PM 1200 (point bas de l'ouvrage). Une section élargie (section excavée de 140 m<sup>2</sup>) a été creusée du PM 1180 au PM 1220 pour recevoir un garage. Le tableau I indique les principales dates de l'exécution des travaux de creusement du tunnel nord.

#### Le site du tunnel. Contexte géotechnique

Le tunnel nord s'inscrit dans des terrains anciens et très tectonisés par les orogenèses de l'ère primaire et des terrains du Permien et du Trias. La succession stratigraphique est la suivante :

- Quaternaire : colluvions, alluvions et remblais,
- Keuper : argiles bariolées avec des intercalations de cargneules, amas de gypse,
- Muschelkalk : calcaires dolomitiques, marnes claires à intercalations de gypse,
- Permien : grès, pélites rouges,
- Stéphanien : poudingues et schistes noirs (charbon),
- Socle : quartzo-phyllades.

Du point de vue tectonique, le tunnel est situé à la limite nord de la zone de charriage du cap Sicié (première nappe de charriage mise en évidence par M. Bertrand en 1887). Cette nappe est constituée de terrains primaires, fortement plissés, la direction de ce charriage étant SW-NW. Le socle de cette nappe est

13

#### TABLEAU I

#### Principales dates de la construction du tunnel nord

Date	F1		F2		F3	
	РМ	Situation	РМ	Situation	РМ	Situation
06 déc 1994			1 947,5	Puits central		
				(vers l'ouest)		
10 janv. 1995					1 966	Puits central
						(vers l'est)
10 avril 1995	485	Trémie ouest				
01 août 1995			1 801,5	Changement profil		
03 janv. 1996			1 725	Pont Marchand		
06 mars 1996					2 332	Trémie est
13 mars 1996			1 667,5	Arrêt F2		
24 juin 1996	693	Avenue Carnot				
12 nov. 1996	769,5	Arrêt F1				
06 fév. 1998	775,5	Reprise F1				
12 fév. 1998			1 708	Reprise F2		
29 juil. 1998	863	Plot Chalucet P1				
10 sept. 1998	889	Plot Chalucet P2				
21 sept. 1998	895	Rue Chalucet				
05 nov. 1998			1 664	Changement profil		
15 janv. 1999			1 615	Pont Fabié		
17 mars 1999			1 575	Boulevard de Tessé		
08 avril 1999			1 560	Rue Truguet		
21 avril 1999	1 039	Avenue Vauban				
04 août 1999	1 140	Rue Dum.d'Urville				
11 août 1999			1 487	Changement profil		
17 août 1999	1 150	Plot Dum.d'Urville				
27 août 1999			1 475	Boulevard de Tessé		
03 sept. 1999			1 469	Rue d'Entrechaus		
17 sept. 1999	1 171,5	Entrée garage				
24 nov. 1999	4 00	<b>_</b> .	1 391	Place Mazarin		
07 déc. 1999	1 221,5	Fin garage				
18 janv. 2000	1 254	Rue Chabannes				
13 mars 2000	1 291	Jonction F1-F2	1 291	Jonction F1-F2		

constitué par des terrains houillers, qui se sont déposés dans un fossé d'effondrement à la fin de la période hercynienne. En se mettant en place, cette nappe a entraîné l'écaillage des terrains plus récents (Permien et Trias). Il faut aussi remarquer que, au nord de Toulon, les déplacements se sont faits dans la direction opposée, du nord vers le sud (structure du Mont Faron). Ces mouvements datent de la fin du Lutétien. Des coulissements le long de failles de direction Nord 25° découpent toutes ces écailles en lanières. Le gypse a été localement dissous, créant ainsi des vides, mais surtout un paléofontis traversé par le tunnel et à l'origine de nombreuses difficultés techniques. La figure 4 montre la coupe géologique simplifiée du tunnel.

Lors des études faites en relation avec l'Université de Marseille, l'importance du charriage du cap Sicié n'a plus été reconnue. La convergence des faciès des roches d'âge différent a conduit à une coupe géotechnique en partie inexacte et surtout à une sous-évaluation de la fracturation des terrains. L'absence d'affleurements dans le milieu urbain est à l'origine de cette méconnaissance car il est difficile de mettre en évidence la complexité de la fracturation par les sondages carottés. Cette constatation souligne une nouvelle fois la nécessité de ne pas limiter les reconnaissances géologiques aux environs immédiats de l'ouvrage étudié. Dans ces formations hétérogènes au niveau des échantillons, nos moyens d'investigation sont insuffisants pour définir l'échelle à partir de laquelle on peut considérer le terrain comme homogène, pour son comportement mécanique. Pour ce tunnel, elle est probablement de l'ordre d'une dizaine de mètres, supérieure donc à la dimension de l'ouvrage.



Fig. 4 - Structure géologique schématique du sous-sol de Toulon le long du tracé du tunnel. —

Les incertitudes sur la géologie du site ont pesé sur l'organisation des reconnaissances, le choix des méthodes de construction du tunnel nord, la mise en œuvre de ces méthodes, les prévisions du comportement de l'ouvrage et la surveillance de son impact au cœur de la ville de Toulon. Il s'est agi, pendant l'élaboration du projet puis la construction du tunnel nord dans ce milieu géologique complexe, de concilier des difficultés qui relèvent de la construction des tunnels à faible profondeur et de leur construction en site urbain. Au plan géotechnique, le chantier a été confronté à un double problème d'interaction terrain/structure avec, d'une part, l'interaction tunnel/terrain et les questions d'excavation, de soutènement et de stabilité du tunnel et, d'autre part, l'interaction terrain/bâti de surface, dont l'enjeu principal touche à la limitation des déformations (des tassements, en particulier).

La prévision du comportement d'ensemble du tunnel, du terrain et du bâti a donc été un enjeu important des études. Pour le tunnel nord, il faut reconnaître que toutes les démarches de prévision géotechnique sont restées en partie vaines, même si quelques progrès ont été faits en matière de surveillance et de prévision des tassements de surface. Mais il faut souligner les progrès des méthodes de construction des tunnels, qui ont finalement permis d'achever le creusement du tunnel nord avec succès.

Curieusement, du point de vue des tassements de surface, les plus grandes déformations semblent apparaître au sein des formations (dans des zones fortement tectonisées) et non pas aux contacts entre ces formations (Carnot, Vauban, Mazarin, Fabié-Marchand).

L'état géomécanique du massif en ses différents points est inconnu. Il semble que la composante compacité-fracturation prenne une part importante dans le comportement du massif en déterminant pour partie les tassements de surface générés par le creusement du tunnel nord. Il est suggéré aussi de considérer le rôle de l'anisotropie mécanique des terrains fracturés. L'état des contraintes initiales demeure cependant inconnu.

À la date du présent article, il existe peu de publications sur les travaux de creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. Des informations ont été publiées dans la revue Tunnels et ouvrages souterrains (Durand, 1991 ; Levêque, 1995) et une communication a été présentée aux Journées d'études internationales de l'AFTES (Dubois et *al.*, 1999).

#### Mesure des tassements de surface le long du tracé du tunnel

Le dispositif de surveillance des tassements de surface est constitué par un ensemble de plots (près de 750) scellés aux bâtiments situés dans une bande d'une centaine de mètres autour du tracé du tunnel nord. Quelques plots ont été scellés dans le terrain. De nouveaux plots ont été ajoutés au cours du chantier, pour compléter le dispositif localement. Ce dispositif apporte les éléments de base du suivi des tassements de surface. Les mesures ont été effectuées par nivellement pendant le creusement du tunnel nord

(de 1994 à 1996 puis de 1998 à 2000), dans des périmètres suivant la progression des fronts avec une fréquence au moins journalière. Le nivellement de chaque groupe de plots s'effectue le long d'un cheminement précis, dont la fermeture donne un indice de qualité du relevé.

Le suivi du nivellement des plots fait apparaître un bruit de mesure et des variations très momentanées, souvent difficilement explicables, sauf par des défauts de scellement ou des mouvements propres du point d'implantation. Le bruit des mesures peut être estimé à  $\pm$  0,7 mm en moyenne. Quelques plots ont présenté un bruit plus fort. Il apparaît aussi des fluctuations du niveau du terrain, indépendantes de la construction du tunnel et dont l'amplitude est de quelques millimètres.

La figure 5 montre la position des plots de mesures dans l'une des zones du tracé (place Mazarin, PM1275 à 1425), où a eu lieu la jonction des fronts F1 et F2.



Fig. 5 - Position des plots de mesure dans une zone du tracé (place Mazarin).

### **Exploitation des mesures**

Les tassements de surface ont fait l'objet d'un suivi attentif. Une première analyse quotidienne portait sur l'évolution du tassement de chaque plot en fonction du temps et de l'avancement du front de taille. La surveillance comportait l'examen des vitesses de tassement en fonction du temps et des gradients de tassement en fonction de l'avancement, l'inventaire des sauts de tassement pour un groupe donné de plots, en relation avec le cheminement opéré sur le terrain pendant le nivellement, et l'examen des tassements différentiels quand plusieurs plots étaient disponibles sur un même bâtiment. Diverses approches ont été envisagées pour tenter de fixer des bornes ou des seuils applicables aux vitesses ou de déterminer des fuseaux qui permettent d'effectuer une prévision des tassements de surface à court terme. La principale difficulté tenait à la variabilité des tassements de surface le long du tracé.

Le suivi s'effectue en examinant l'évolution des tassements en fonction du temps ou en fonction de l'avancement dans les régions les plus immédiatement concernées par les travaux pour chaque plot. Mais les mesures peuvent s'exprimer aussi par la construction de cuvettes transversales de tassement et de profils en long de tassement en fonction de l'avancement. Ces approches se heurtent, entre autres, au problème du bruit des mesures et à l'hétérogénéité du massif. Ainsi, diverses critiques ont été adressées à ces méthodes :

> le bruit des mesures est important et son amplitude rend la prévision d'autant plus floue que cette amplitude est grande,

> on s'est interrogé sur la représentativité des mesures effectuées sur les plots scellés aux bâtiments par opposition aux mesures réalisées sur des repères scellés dans le sol ; mais l'expérience a montré que les réponses sont comparables,

la variabilité du comportement du massif, y compris de la couverture, rend difficile l'exploitation des mesures en termes de seuil, de fuseau, de vitesses ou autres.

Une façon plus générale d'exploiter les mesures de tassement de surface consiste à représenter les courbes d'égal tassement et leur évolution sous forme de cuvette tridimensionnelle. Les « cuvettes totales » représentent le tassement (total) observé à une date donnée. Les « cuvettes instantanées » représentent la variation du tassement pendant une période de temps donnée, qui correspond à une longueur d'avancement du front de taille.

La construction des cuvettes tridimensionnelles, totales ou instantanées, s'effectue comme suit. Les plots de nivellement en surface forment un réseau de points dont les coordonnées (x, y, z) sont connues et sur lesquels peut s'appuyer une nappe formée de triangles. Ce type de nappe peut être représenté en perspective sous forme de surface ou être gradué en courbes de niveau. La représentation des cuvettes tridimensionnelles s'obtient en substituant à z les tassements s ou les différences de tassement  $\Delta s$ , pour chaque plot. Des exemples sont présentés plus loin.

La représentation des cuvettes de tassement par une nappe de facettes triangulaires présente un aspect rustique du fait de l'irrégularité de la position des plots de nivellement en surface et du bruit des mesures de tassement. Mais cette représentation et l'interpolation linéaire en courbes de niveau qui l'accompagne permettent de restituer les tassements mesurés en surface sans autre forme de calcul ou d'interprétation (données factuelles).

Pour la suite de l'interprétation, les cuvettes totales et instantanées (pour 15 m d'avancement) sont superposées sur des vues en plan, avec la projection du tunnel à un pas de 10 m jusqu'au front en cours, le tronçon des derniers 15 m excavés, les îlots de bâtiments en surface et le carroyage (à un pas de 50 m) :

les cuvettes totales sont représentées par des surfaces en couleurs, du bleu vers le rouge à un pas de 2 mm,

les cuvettes instantanées sont représentées par des lignes de niveau, tous les 5 mm (rouge) et tous les 1 mm (jaune) ; la ligne 0 (des tassements nuls) est souvent mal définie, en raison du bruit des mesures.

Les cuvettes ont été construites par tronçons de 15 m consécutifs. Certaines cuvettes (pour 15 m d'avancement) ont été dressées à des pas plus resserrés afin de suivre telle ou telle évolution des tassements de surface.

Ces cuvettes tridimensionnelles complètent la représentation  $s(x, y, \eta_f)$  des tassements de surface par plot. Elles permettent de bien mettre en évidence l'évolution des tassements avec la progression des excavations, en avant des fronts notamment, et de montrer l'influence de la structure du massif et des hétérogénéités latérales et longitudinales, difficile à observer sur les profils en long ou les profils en travers. La comparaison de l'amplitude maximale des cuvettes instantanées  $\Delta s_{15 m}$  et du tassement final  $s_{final}$  dans les régions où les tassements étaient stabilisés a d'autre part permis d'établir une méthode de prévision empirique dont il sera question ci-dessous.

## Deux méthodes de prévision des tassements à l'avancement

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de surface se fondent sur la forme de la cuvette en surface dans un profil en travers. La cuvette a l'allure d'une courbe de Gauss (équation 1). En réalité, les mécanismes de déformation en surface s'expriment à trois dimensions, en synchronisation avec l'avancement du front. Pendant la construction du tunnel nord, il s'est avéré utile de chercher à prévoir le tassement en se basant sur les tassements observés en avant du front. Deux méthodes ont été mises au point à partir de 1998 (Annexe B) : une méthode basée sur une formulation tridimensionnelle permettant de décrire à la fois la cuvette transversale, mais surtout la cuvette longitudinale avec son expression en avant du front, et une méthode dite des cuvettes instantanées, où l'on examine, à chaque pas d'avancement, l'incrément de tassement produit par un incrément d'avancement du front.

### Cuvette transversale et longitudinale. La méthode du profil en long

La figure 6 montre un exemple de cuvette transversale de tassement (profil 2 du plot Chalucet, PM 889). Les points représentent le tassement final mesuré après le passage du front. La courbe donne le tassement calculé avec l'expression de Loganathan et Poulos (1998), formulation dans laquelle le seul paramètre libre est l'amplitude du tassement au centre de la cuvette (ici, 28,5 mm).



Fig. 6 - Tassements observés dans le plan transversal au tunnel (profil 2 du plot Chalucet).

La figure 7 montre le tassement d'un plot situé au PM 862 en fonction de l'avancement du front F1. La courbe représente le profil en long du tassement. Le tunnel progresse vers la gauche. La flèche verticale indique le passage du front au droit du plot de mesure. Les données arrivent au fur et à mesure de l'avancement, en commençant par la gauche du graphique. La méthode consiste à caler le modèle sur les premières mesures de tassement, à la lisière de la cuvette longitudinale, puis à prévoir le tassement final d'après l'amplitude de l'asymptote. Le modèle est enrichi au fur et à mesure de l'arrivée des nouvelles mesures et la prévision gagne progressivement en précision.



Fig. 7 - Tassements provoqués au PM 862 par l'avancement du creusement du tunnel.

Cette méthode a été mise en œuvre de 1998 à 2000 pour les fronts F1 et F2. Elle a ensuite été étendue à l'ensemble des données disponibles pour la totalité du chantier depuis 1995, c'est-à-dire aux quelques 700 plots installés en surface, qu'ils soient proches de l'axe du tunnel nord ou éloignés latéralement. La méthode était appliquée à fréquence hebdomadaire pour les plots levés dans le périmètre d'influence des fronts F1 et F2.

La figure 8 montre un exemple de courbes de tassement pour quatre plots en fonction du temps et en fonction de l'avancement (plots EC1 à EC3 au PM 862 et plot EC4 au PM 888). La courbe d'avancement du front F1 est représentée sur la figure 8a, qui regroupe les cycles de creusement et les périodes d'arrêt (courbe notée « avancement du front F1 »), les tassements mesurés (points avec différents figurés) et le



8a - Avancement du front et évolution des tassements en fonction du temps.



Fig. 8 - Tassements de quatre plots (EC1 à EC4) en fonction du temps et de l'avancement du front de taille du tunnel.

modèle (courbes en trait continu). Ces mêmes courbes sont représentées en fonction de l'avancement sur la figure 8b. On peut noter la difficulté de caler le modèle dans certains cas, par exemple lors du saut de tassement qui apparaît dans les mesures du plot EC2 vers le 12 septembre 1998.

La figure 9 montre les tassements de cinq plots alignés dans l'axe du tunnel et distants d'une vingtaine de mètres les uns des autres. Le tassement final n'est pas le même en tout point du profil en long, en raison de l'hétérogénéité du massif. Le graphique en avancement montre bien cette hétérogénéité, avec une amplitude finale qui varie du simple au double sur 80 m de distance (fig. 9b). Globalement, le modèle se cale à peu près bien sur les mesures de tassement.



9a - Avancement du front et évolution des tassements en fonction du temps.



La figure 10 compare le tassement final mesuré avec la prévision du modèle  $s(x, y, \eta_f)$  effectuée le 26 février 1999 alors que le front F1 se situait au PM 1000,5.

### Méthode des cuvettes instantanées

Sur la perspective de la figure 11, on considère le dernier tronçon de tunnel excavé immédiatement en arrière du front et représenté en vert clair. Pour le tunnel nord, on a choisi un tronçon de 15 mètres. Le



quadrillage vert représente la cuvette totale en surface, pour la position actuelle du front. La cuvette instantanée obtenue pendant le creusement du tronçon de 15 m, est représentée en courbes de niveau, en superposition sur cette vue tridimensionnelle. Cette cuvette est fermée à l'arrière, contrairement à la cuvette de tassement total. La somme le long du tracé de toutes les cuvettes instantanées forme la cuvette totale.

Il se trouve que l'amplitude (ou la surface, ou le volume) de la cuvette instantanée est à peu près proportionnelle au tassement final. Aussi, connaissant l'amplitude de la cuvette instantanée pour le dernier incrément de tunnel excavé, il est possible de prévoir le tassement final. Cela passe par une phase d'apprentissage du modèle (calage spécifique au site). Plus encore, il est possible de prévoir l'hétérogénéité en profil en long. Si le point bas de la cuvette est situé devant le front de taille, le tunnel va vers une zone plus molle du massif, donc plus dangereuse. Au contraire, si le point bas de la cuvette instantanée est en retard sur le front, on va vers une zone plus dure, moins déformable du massif et donc moins préoccupante.

La méthode des cuvettes instantanées a été mise en œuvre de 1999 à 2000, pour les deux fronts F1 et F2 et en particulier la jonction des deux fronts en mars 2000.

La figure 12a montre une cuvette totale pendant l'avancement. Sur cette perspective, on voit les îlots de bâtiments en surface, en marron, et la projection du tunnel en surface (échelle verte graduée à un pas de 10 m), avec le front à la date considérée. La cuvette totale, ouverte vers l'arrière, est graduée en couleurs, du bleu vers le rouge.

Sur la figure 12b et pour cette même vue, la cuvette totale est représentée en gris. Le dernier tronçon excavé est identifié par le rectangle vert projeté en surface. La cuvette instantanée est représentée par ses courbes de niveau graduées tous les 5 mm en rouge et tous les 1 mm en jaune. Dans cette partie du tracé du tunnel, la cuvette est en avance sur le front, ce qui a conduit à un maximum de tassement dans cette région du tunnel nord.

#### Prévision des tassements

Pour résumer la méthode appliquée sur le site de Toulon, l'amplitude  $s_{15}$  de la cuvette instantanée en avant du front détermine par corrélation le tassement final  $s_{final}$ . La forme de la cuvette instantanée permet de prévoir l'incidence des hétérogénéités du massif en avant du front.

La figure 13 montre la corrélation qui lie l'amplitude de la cuvette instantanée, pour un avancement de 15 m, au tassement final mesuré à plus de 150 m en arrière du front. Chaque point représente un tronçon de 15 m du tunnel nord. Le tassement final apparaît comme d'autant plus grand que le tassement instantané est grand. Si la cuvette instantanée dépasse 15 mm, il faut s'attendre à un tassement final de plus de 50 mm. Au contraire, pour un tassement instantané de 5 mm, le tassement final ne dépassera pas 20 mm. La droite rouge, de pente 2,5, donne une idée du rapport entre le tassement instantané et le tassement final.



Cette corrélation a été enrichie au fil du temps, l'apprentissage du modèle s'effectuant en temps réel pour les tronçons éloignés des fronts.

Les figurés sont définis en fonction des terrains rencontrés. Il n'apparaît pas directement de corrélation entre la nature des terrains traversés en tunnel et le tassement final.

La figure 14 présente le résultat de la prévision et la compare au profil en long du tassement final mesuré le long du tunnel nord, représenté par des ronds pleins pour la période 1998 à 2000 et des ronds creux avant 1996 (à l'exclusion de la zone de l'effondrement de mars 1996).

Le profil en long du tassement final apparaît sous la forme d'une succession de creux et de cols, en relation avec l'hétérogénéité du massif. La prévision faite à l'avancement était annoncée par une borne supérieure, représentée par des carrés creux, et une borne inférieure, représentée par des carrés pleins. La prévision s'est avérée correcte pendant la période où la méthode des cuvettes instantanées a été mise en œuvre, en particulier à la jonction des fronts F1 et F2, où les deux fronts agissaient simultanément sur les tassements de surface.



Fig. 13 - Comparaison des tassements mesurés « instantanés » et finals.



Fig. 14 - Tassement final mesuré et calculé le long du tracé du tunnel.

## Cuvettes de tassement final

Le tassement final a été représenté sous forme de cartes d'isovaleurs. Ces cartes montrent bien les creux et les cols de la cuvette finale de tassement le long du tunnel nord et ces formes coïncident bien avec la structure du massif rencontrée en souterrain.

À titre d'exemple, la figure 15 montre la carte du tassement final à l'ouest du tunnel nord. Les courbes d'égal tassement sont représentées en courbes de niveau tous les 10 mm en rouge et tous les 2 mm en jaune. On observe l'existence de deux cuvettes particulières (Carnot et Vauban) et d'un col (Chalucet). Le carroyage est à un pas de 50 m, ce qui montre que l'extension latérale est de plus de 50 m par endroits. La cuvette Carnot coïncide parfaitement avec l'orientation d'une structure faillée rencontrée lors du creusement du tunnel en 1996. Pour sa part, la cuvette Vauban est la plus profonde du tracé avec 50 mm de tassement final (en dehors de la zone effondrée en 1996).

La zone centrale (fig. 16) se distingue par la cuvette Mazarin, dans laquelle s'est faite la jonction F1 et F2 en mars 2000. Elle se distingue aussi par le col Dumont d'Urville, où l'on a réalisé un garage avec une section de 140 m<sup>2</sup>, ce qui prouve qu'il n'y a pas de relation évidente entre le souterrain et la surface.

La carte de la zone est (fig. 17) ne présente que les tassements produits depuis la reprise de 1998 et ignore l'effondrement qui a eu lieu en 1996 entre les ponts Marchand et Fabié.



Fig. 15 - Tassements finals sur le tracé du tunnel nord entre la trémie ouest et l'avenue Vauban.



Fig. 16 - Tassements finals sur le tracé du tunnel nord entre l'avenue Vauban et la rue d'Entrechaus.



Fig. 17 - Tassements finals sur le tracé du tunnel nord entre la rue d'Entrechaus et le pont Marchand.

## Conclusions

L'analyse des tassements observés dans la ville de Toulon lors du creusement du tunnel nord de la traversée Souterraine de Toulon, entre 1998 et 2000, a été conduite en utilisant deux méthodes de prévision des tassements de surface à l'avancement développées à l'occasion de ce chantier : la méthode du profil en long et la méthode des cuvettes instantanées.

Le développement de ces méthodes s'est appuyé sur une recherche bibliographique étendue, consacrée aux méthodes de calcul de ces tassements. Cette revue bibliographique a fait ressortir l'influence des différents facteurs qui contribuent à l'amplitude et à la géométrie de ces tassements, dans le contexte de travaux en sites urbains. Parmi ces facteurs, il faut citer le rôle de la géométrie de l'ouvrage (son diamètre et sa profondeur), considérée à l'origine comme déterminant en priorité la forme des cuvettes transversales de tassement en surface et les tassements différentiels associés. En réalité, la transmission des déformations du souterrain vers la surface met en jeu aussi le comportement des terrains, leur hétérogénéité, l'état initial du massif, les effets de l'eau et des effets différés. À ces facteurs propres au massif s'ajoutent évidemment l'incidence de la méthode de construction du tunnel, la qualité de la construction et la vitesse d'avancement : vitesse courante en regard du comportement du massif (consolidation, fluage, déformations progressives, etc.), mais aussi capacité à s'adapter aux difficultés rencontrées éventuellement le long du tracé (hétérogénéités).

La diversité des formations rencontrées dans le substratum triasique, permien et anté-permien par le tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon et l'hétérogénéité de ces formations avaient été reconnues dès les premières reconnaissances géologiques et géotechniques du site. Cette particularité du massif a été confirmée pendant le creusement du tunnel nord. Le massif est hétérogène à toutes les échelles, du fait de la juxtaposition de formations qui sont rencontrées en ordre inverse, sauf à l'est du tracé. Dans ces matériaux à l'origine rocheux ou rocheux tendres, puis fortement tectonisés, l'hétérogénéité s'observe à l'intérieur même des formations, avec la présence de zones faillées et bréchiques, de lambeaux, d'amas de bourrage et une fracturation dense. Sur le plan géotechnique, la dispersion des propriétés des terrains est égale pour toutes les formations charriées.

Les deux méthodes développées pour la prévision des tassements de surface à l'avancement sont tridimensionnelles et tiennent compte des principales caractéristiques des tassements de surface (amplitude, pente, tassements différentiels, régime transitoire pendant l'avancement, etc.). Des travaux de recherche sont en cours pour préciser les fondements théoriques de ces méthodes et relier les tassements aux propriétés des terrains en place. Il convient en effet de répondre au besoin, pour le géotechnicien, d'être capable d'effectuer ce type de prévision au stade du projet, à partir des reconnaissances géologiques et géotechniques du massif.

Cette étude rappelle aussi que les hétérogénéités du terrain le long du tracé augmentent les difficultés pendant la construction des tunnels à faible profondeur en site urbain. Les méthodes qui permettent de réagir et de s'adapter le plus rapidement possible sont pour cette raison particulièrement intéressantes. Pour anticiper les difficultés éventuelles, les opérations de construction, qui doivent rester fondées sur une connaissance approfondie des terrains et des techniques mises en œuvre, ne disposent que d'indices d'alerte souvent ténus. Dans ce contexte, la surveillance des déformations en souterrain et en surface joue un rôle important. En surface, le suivi de la dynamique des tassements en profil en long (ou mieux à trois dimensions) pendant l'avancement du front donne un moyen d'observation privilégié.

De manière très globale, il est apparu une relation assez directe entre les tassements de surface et la structure du massif, représentée par des zones tectonisées situées au cœur des différentes formations. La nature des roches traversées et les méthodes de construction du tunnel nord semblent importer moins. Cette vue volontairement globale sous-tend l'hypothèse d'une influence forte de l'état initial géomécanique du massif. Mais la caractérisation de cet état, pour chaque tronçon homogène du tunnel nord, n'est pas accessible en pratique.

**Remerciements**. Le suivi des tassements mesurés lors de la construction du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon a été effectué pour le compte de la Direction départementale de l'Équipement du Var, maître d'ouvrage et maître d'œuvre de ce projet. Les auteurs la remercient d'avoir autorisé la publication des résultats obtenus.

### ANNEXE A Formules de calcul des tassements

Cette annexe présente les méthodes de calcul des tassements de la surface du sol au dessus d'un tunnel en construction publiées par :

- Sagaseta (1987),
- Verruijt et Booker (1996) et Verruijt (1997),
- Loganathan et Poulos (1998),

ainsi que des travaux réalisés pendant les études du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon (Serratrice, 2001).

### Solution de Sagaseta (1987)

Afin de déterminer le champ des déplacements dans un milieu semi-infini élastique, isotrope, homogène et incompressible, Sagaseta (1987) propose une solution fondée sur les effets d'une perte (respectivement, une augmentation) de volume provoquée en un point du massif par l'excavation d'un tunnel peu profond ou l'arrachement de palplanches (respectivement, le battage de pieux ou une injection solide). Cette solution permet d'évaluer les composantes du champ tridimensionnel des déplacements en surface :

$$s_{x} = \frac{V_{L}}{2\pi} \frac{1}{\omega}$$

$$s_{y} = -\frac{V_{L}}{2\pi} \frac{y}{y^{2} + z_{0}^{2}} \left(1 + \frac{y}{\omega}\right)$$

$$s_{z} = \frac{V_{L}}{2\pi} \frac{z_{0}}{y^{2} + z_{0}^{2}} \left(1 + \frac{y}{\omega}\right)$$
(A.1)

où  $\omega = \sqrt{x^2 + y^2 + z_0^2}$  et  $z_0$  est la profondeur de l'axe du tunnel. L'origine des coordonnées se situe en surface à l'aplomb du front de taille et (x, y, z) sont les distances dans les directions longitudinale, transversale et verticale (vers le bas), respectivement (fig. 1). Les déplacements  $s_x$ ,  $s_y$  et  $s_z$  sont orientés dans le sens des axes, soit vers l'avant du tunnel, vers l'extérieur à partir de l'axe et vers le bas. V<sub>L</sub> est le volume perdu en souterrain par unité de longueur, supposé concentré sur l'axe du tunnel. Cette solution permet de représenter des cartes tridimensionnelles des tassements en surface, des déplacements horizontaux et, par dérivation, des pentes.

À une grande distance en arrière du front (x  $\rightarrow -\infty$ ), le champ des déplacements est plan :

$$s_{x}(x = -\infty) = 0$$

$$s_{y}(x = -\infty) = -\frac{V_{L}}{\pi} \frac{y}{y^{2} + z_{0}^{2}}$$

$$s_{z}(x = -\infty) = \frac{V_{L}}{\pi} \frac{z_{0}}{y^{2} + z_{0}^{2}}$$
(A.2)

Le déplacement horizontal maximal (à une distance h de l'axe), la position du point d'inflexion de la cuvette et le tassement maximal sur l'axe sont donnés par :

$s_{y}^{max} = s_{y}(x = -\infty, y = h) = -\frac{V_{L}}{2\pi h}$	
$i = \frac{h}{\sqrt{3}} \approx 0,56h$ $\frac{i}{R} \approx 1,12\frac{h}{D}$	(A.3)
$s_0 = s_y^{max} = s_z(x = -\infty, y = h) = \frac{V}{\pi h}$	

### Solution de Verruijt et Booker (1996) et Verruijt (1997)

Verruijt et Booker (1996) superposent un mécanisme de convergence et un mécanisme d'ovalisation de la paroi du tunnel circulaire creusé dans un massif semi-infini élastique. Le déplacement relatif radial et uniforme est caractérisé par :

$$\varepsilon = \Delta R/R$$
  $2\varepsilon = \Delta V/V_0$  (A.4)

où  $\Delta R$  est le déplacement radial, R le rayon du tunnel, V<sub>o</sub> le volume unitaire et  $\Delta V$  la perte de volume unitaire ( $\Delta V/V_o$  perte relative de volume). L'ovalisation est caractérisée par :

$$\delta = \Delta R_{\rm v} / \Delta R_{\rm h} \tag{A.5}$$

rapport entre le déplacement sur le diamètre vertical et le déplacement sur le diamètre horizontal du tunnel. Cette ovalisation peut résulter d'un état particulier des contraintes initiales ou de toute autre raison, telle que la présence de déformations plastiques au-dessus du tunnel, entraînant des déplacements plus grands en clé, ou la mise en place d'un soutènement non homogène (différent entre les reins et la clé par exemple).

L'axe du tunnel est situé à la profondeur h par rapport à la surface. La solution approchée proposée par Verruijt et Booker (1996) s'écrit, en termes de déplacements et dans le repère Oxz, où z est vertical descendant :

$$\begin{split} s_{y} &= -\epsilon R^{2} y \left( \frac{1}{r_{1}^{2}} + \frac{1}{r_{2}^{2}} \right) + \delta R^{2} y \left( \frac{y^{2} - kz_{1}^{2}}{r_{1}^{4}} + \frac{y^{2} - kz_{2}^{2}}{r_{2}^{4}} \right) + ... \\ ... &- 2\epsilon R^{2} y \left( \frac{1}{mr_{2}^{2}} - \frac{2zz_{2}}{r_{2}^{4}} \right) - 4\delta R^{2} y \frac{h}{m+1} \left( \frac{z_{2}}{r_{2}^{4}} + \frac{mz(y^{2} - 3z_{2}^{2})}{r_{2}^{6}} \right) \end{split}$$
(A.6a)

$$s_{z} = -\epsilon R^{2} \left( \frac{z_{1}}{r_{1}^{2}} + \frac{z_{2}}{r_{2}^{2}} \right) + \delta R^{2} \left( \frac{z_{1}(ky^{2} - z_{1}^{2})}{r_{1}^{4}} + \frac{z_{2}(ky^{2} - z_{2}^{2})}{r_{2}^{4}} \right) + \dots$$
  
$$\dots + 2\epsilon R^{2} \left( \frac{(m+1)z_{2}}{mr_{2}^{2}} + \frac{z(y^{2} - z_{2}^{2})}{r_{2}^{4}} \right) - 2\delta R^{2} yh \left( \frac{y^{2} - z_{2}^{2}}{r_{2}^{4}} + \frac{2mzz_{2}(3y^{2} - z_{2}^{2})}{(m+1)r_{2}^{6}} \right)$$
(A.6b)

où :

$$z_1 = z - h$$
  $z_2 = z + h$   $r_1^2 = y^2 + z_1^2$   $r_2^2 = y^2 + z_2^2$   
 $m = 1 / (1-2y)$   $k = y / (1-y)$ 

et v est le coefficient de Poisson. Le tassement de surface donnant la forme de la cuvette est obtenu à partir des expressions ci-dessus avec z = 0 :

$$s_{z}(y, z = 0) = 2\varepsilon R^{2} \frac{(m+1)h}{m(y^{2}+h^{2})} - 2\delta R^{2} \frac{h(y^{2}-h^{2})}{(y^{2}+h^{2})^{2}}$$
(A.7)

L'intégration de cette relation de  $-\infty$  à +  $\infty$  donne le volume de la cuvette :

$$A = 2\pi R^2 \varepsilon \frac{(m+1)}{m} = 4(1-\nu)\varepsilon \pi R^2$$
(A.8)

Pour v = 0.5 (massif incompressible), le résultat obtenu par Sagaseta (1987) est retrouvé :

$$A = 2 \varepsilon \pi R^2 \tag{A.9}$$

Les deux termes de l'expression de  $u_z(y, z = 0)$  représentent respectivement l'effet de la convergence, contrôlé par le paramètre  $\varepsilon$ , et l'effet de l'ovalisation, contrôlé par le paramètre  $\delta$ . Le premier terme a l'allure d'une courbe en cloche évasée, tandis que le second terme a une allure plus étroite autour de l'origine. Ce dernier terme permet d'approcher l'allure réelle des cuvettes de tassement observées en pratique. Les paramètres  $\varepsilon$  et  $\delta$  représentent les pertes de volume en souterrain. L'intérêt de cette approche est justement de considérer ces paramètres comme des paramètres d'entrée du modèle et de mettre en relation directe les déformations en souterrain et les déformations en surface (Sagaseta, 1998). Mais elle a comme défaut d'accentuer le poids de l'hypothèse d'homogénéité du massif. Un autre intérêt réside dans le fait que la solution est donnée pour toutes

les valeurs du coefficient de Poisson v et pas seulement pour un matériau incompressible (v = 0,5). Il faut noter que le coefficient de Poisson v apparaît dans la formulation, mais pas le module d'Young E. Ce dernier est contenu dans les paramètres  $\varepsilon$  et  $\delta$ . Les composantes des contraintes peuvent être tirées de ce champ de déplacements (Verruijt et Booker, 1996).

Sagaseta (1998) donne l'expression de  $\varepsilon$  et de  $\delta$  en élasticité :

$$\varepsilon = \frac{p_o}{2G} \frac{1 + K_o}{2}$$
(A.10a)

$$\delta = \frac{p_o}{2G} \frac{4(1-\nu) (1-K_o)}{2}$$
(A.10b)

avec :

G module de cisaillement G = E / 2(1+v), E module d'Young,

 $\nu$  coefficient de Poisson,

K<sub>o</sub> coefficient de pression des terres au repos,

 $p_0$  contrainte verticale initiale  $\sigma_{vo} = p_0$ ,  $\sigma_{ho} = K_0 p_0$ .

Ces relations montrent la signification physique des deux paramètres  $\epsilon$  et  $\delta$  en relation avec les paramètres d'élasticité et l'état initial des contraintes.

Ces solutions analytiques sont obtenues pour un matériau élastique linéaire et un tunnel circulaire à faible profondeur, en déformation plane dans un massif homogène. Verruijt et Booker (1996) indiquent qu'elles ne représentent qu'une schématisation grossière du comportement réel des sols et des roches, mais permettent néanmoins d'analyser les caractéristiques des champs des contraintes et des déformations dans le massif et en surface.

## Solution de Loganathan et Poulos (1998)

Rowe et Kack (1983) ont défini le paramètre de vide annulaire comme la représentation équivalente à deux dimensions d'un vide formé autour du tunnel et combinant les effets :

- > des déformations élastoplastiques et tridimensionnelles du front,
- de la sur-excavation du massif dans l'emprise du tunnel du fait de la convergence en avant du front (perte de volume),
- > du vide laissé entre le terrain et le revêtement, avec les tunneliers notamment.

L'estimation du vide annulaire s'effectue par la somme de trois termes (Lee et *al.*, 1992). Le premier terme représente l'ouverture réelle, différence entre le diamètre de la jupe et le diamètre extérieur du revêtement dans le cas d'un creusement au tunnelier. Le second terme est introduit pour tenir compte des déformations élastoplastiques du front. Ceci donne un moyen de considérer les effets tridimensionnels au front. Enfin, le troisième terme permet de prendre en compte la qualité de l'exécution des travaux.

Loganathan et Poulos (1998) proposent une nouvelle approche en définissant des pertes de volume (en conditions de déformation non drainée du terrain) basées sur un paramètre de vide annulaire qui décrit la forme ovale de la convergence à la paroi. Cette notion étend la notion initiale proposée par Lo et Rowe (1982), Rowe et Kack (1983) et Lee et *al.* (1992). Elle s'appuie principalement sur le concept de venue de sol engendrée par la différence entre le volume excavé et le volume occupé par l'ouvrage une fois le revêtement installé (Leca, 1997). Cette approche s'applique aux tunnels creusés au bouclier. L'ouverture laissée entre la jupe du bouclier et l'extrados de l'anneau de revêtement se referme à l'arrière du tunnelier et induit des déformations dans le massif encaissant.

Loganathan et Poulos (1998) définissent la perte de volume en souterrain en fonction du paramètre de vide annulaire g par :

$$\varepsilon_{\rm o} = v_{\rm L} = \frac{\pi (R + g/2)^2 - \pi R^2}{\pi R^2} = \frac{4gR + g^2}{4R^2}$$
 (A.11)

En pratique, le déplacement radial à la paroi autour du tunnel n'est pas uniforme et présente plutôt une forme ovale, dépendant du mode de construction, du tassement du soutènement et des déformations élastoplastiques

28

dans le massif. Le déplacement vertical en clé est plus grand qu'en radier (pour un tunnel circulaire, sauf en cas de gonflement). Pour tenir compte de ce mode particulier de déformation non uniforme autour du tunnel et dans le massif de sol, Loganathan et Poulos (1998) proposent de pondérer l'expression de  $\varepsilon_0$  par une fonction exponentielle :

$$\varepsilon_{yz} = \varepsilon_0 C \exp(-Ay^2 - Bz^2)$$
(A.12)

Les constantes A, B et C sont déduites de considérations sur la forme des déplacements en surface et latéralement. Finalement, les auteurs arrivent à l'expression suivante :

$$\varepsilon_{yz} = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp\left[-\frac{1,38y^2}{(h+R)^2} - \frac{0,69z^2}{h^2}\right]$$
(A.13)

Autrement dit,  $\varepsilon_{yz}$  peut être considéré comme la contribution du déplacement du point (y, z)à la perte de volume à la paroi du tunnel.

La non linéarité introduite par Loganathan et Poulos (1998) ne s'applique qu'au terme de convergence et non pas au terme d'ovalisation proposé par Verruijt et Booker (1996). Le calcul s'effectue en remplaçant  $\varepsilon$  par l'expression (18) de  $\varepsilon_{yz}$  dans les équations de Verruijt et Booker (1996) et avec  $\delta = 0$ . Loganathan et Poulos (1998) ont proposé la solution suivante pour les tassements le long d'un profil en travers à une cote z donnée :

$$s_{z} = \varepsilon_{0} R^{2} \left\{ \frac{z+h}{y^{2} + (z+h)^{2}} + \frac{(3-4\nu)(h-z)}{y^{2} + (h-z)^{2}} + \frac{2z \left[y^{2} - (h-z)^{2}\right]}{\left[y^{2} + (h-z)^{2}\right]^{2}} \right\} exp\left[ -\frac{1,38y^{2}}{(h+R)^{2}} - \frac{0,69z^{2}}{h^{2}} \right]$$
(A.14)

En particulier, la forme de la cuvette de tassement en surface est donnée par la relation :

$$s_{z}(y, z = 0) = \frac{4\varepsilon_{0}(1-v)R^{2}h}{h^{2}+y^{2}}exp\left[-\frac{1,38y^{2}}{(h+R)^{2}}\right]$$
 (A.15)

Cette expression donne une forme étroite à la cuvette des tassements de surface, sans avoir recours à un terme d'ovalisation. Le long d'une droite verticale (tube inclinométrique latéral), les déplacements horizontaux sont donnés par :

$$s_{z} = \varepsilon_{o}R^{2}y \left\{ \frac{1}{y^{2} + (z+h)^{2}} + \frac{(3-4\nu)}{y^{2} + (h-z)^{2}} + \frac{4z(h-z)}{\left[y^{2} + (h-z)^{2}\right]^{2}} \right\} exp\left[ -\frac{1,38y^{2}}{(h+R)^{2}} - \frac{0,69z^{2}}{h^{2}} \right]$$
(A.16)

Enfin, la méthode n'est utilisable que pour les déformations instantanées (pas de consolidation, ni de fluage). Loganathan et Poulos (1998) ont appliqué cette méthode à quatre cas de tunnels instrumentés dont les données sont tirées de la littérature. La solution analytique proposée procure un bon moyen de prévision des déplacements verticaux et horizontaux dans le massif et en surface. Le seul paramètre du sol à connaître est le coefficient de Poisson v. Celui-ci peut être pris égal à 0,5 dans le cas d'un massif argileux en condition non drainée. L'influence du type de sol et des effets tridimensionnels du creusement sont intégrés dans la méthode au travers du paramètre de vide annulaire g. Parmi les cas étudiés, la méthode donne de moins bons résultats pour les massifs formés de couches hétérogènes et pour les massifs sableux. Dans le cas de profils hétérogènes, un paramètre g équivalent doit être évalué.

Ces relations ont été utilisées pour interpréter les données du plot Chalucet et du plot Dumont-d'Urville : déplacements verticaux en surface ou en profondeur mesurés à l'aide d'extensomètres et déplacements mesurés le long d'un tube inclinométrique vertical (Serratrice, 1999).

### Calculs numériques en éléments finis

Des calculs numériques par la méthode des éléments finis ont été utilisés par plusieurs auteurs pour compléter les développements analytiques ou établir directement des relations entre les propriétés des terrains, les caractéristiques géométriques du tunnel (profondeur et diamètre) et les tassements de surface (Sagaseta et Oteo, 1974 ; Oteo et Moya, 1979 ; Sagaseta, 1987 ; Oteo, 1993; Verruijt, 1997). Sagaseta et Oteo (1974) ont déduit les relations suivantes de calculs en éléments finis et en élasticité linéaire :

$$s_y^{max} = s_0 = \frac{(0.85 - v)\gamma D^2}{E}$$
 (A.17)

$$s_{y}^{max} = \frac{\gamma D^{2}(0,27-0,3v)}{E} \approx 0.3s_{z}^{max}$$
 (A.18)

où  $s_z^{max}$  est le tassement maximal (sur l'axe),  $s_y^{max}$  le déplacement horizontal maximal (au point d'inflexion de la cuvette), D est le diamètre du tunnel,  $\gamma$  le poids volumique du terrain, E son module d'Young et v son coefficient de Poisson. Dans ces calculs, l'influence de la profondeur h du tunnel est très faible.

Dans le même esprit, des calculs paramétriques ont été entrepris pour relier les tassements calculés en surface aux caractéristiques géométriques du tunnel et aux propriétés mécaniques du terrain (Serratrice, 2001). Cette approche est restreinte au cas d'un tunnel horizontal de section circulaire creusé dans un massif semi-infini élastique isotrope et homogène, considéré en déformation plane (calcul bidimensionnel). Les paramètres suivants ont été pris en compte : la profondeur de l'axe du tunnel h, le rayon du tunnel R, le poids volumique du terrain  $\gamma$ , son module d'Young E, son coefficient de Poisson v, le coefficient de pression des terres au repos K<sub>0</sub> et le taux de déconfinement  $\lambda$ . Les calculs sont effectués par éléments finis au moyen du logiciel CÉSAR-LCPC : modules LINE (élasticité) et MCNL (élastoplasticité) (Mestat, 1994). Dans le cas des calculs élastoplastiques, la cohésion attribuée au terrain est telle que le comportement du massif demeure dans le domaine élastique. Le module MCNL permet d'introduire un déconfinement au moyen du coefficient  $\lambda$ .

L'étude paramétrique a porté sur différents couples (R, h) de rayons et de profondeurs. Les dimensions des maillages ont été choisies pour conserver le rapport largeur/hauteur constant. Une épaisseur de terrain importante a été laissée sous le radier. Le tableau A.1 récapitule les couples (R, h) retenus.

R (m)	h (m)					
2	10	20				
5	10	15	25	45	100	
10	20	30	50			

#### **TABLEAU A.1**

#### Les couples (R, h) de l'étude paramétrique

Les valeurs des paramètres mécaniques du terrain sont données dans le tableau A.2.

#### **TABLEAU A.2**

#### Paramètres de calcul pour l'étude paramétrique

Paramètre	Valeurs utilisées en combinaison					
γ (kN/m <sup>3</sup> )	16	20	24			
E (MPa)	10	20	50	100		
ν (-)	0	0,2	0,499			
К <sub>о</sub> (-)	0	0,5	2			
I	0,2	0,5	1			

Les conditions aux limites du domaine de calcul sont :

déplacement vertical nul sur la limite horizontale en profondeur,

déplacement horizontal nul sur les limites verticales latérales.

La principale difficulté rencontrée touche à la forme de la cuvette de tassement transversale calculée en surface. Dans certaines configurations géométriques, il apparaît une remontée du terrain à une distance latérale d'un diamètre environ de l'axe du tunnel. Ce soulèvement sera noté s<sub>h</sub>. Il apparaît aussi des tassements non nuls « à l'infini », latéralement, qui seront notés s<sub>i</sub>. Pour le soulèvement, cette anomalie, que l'on qualifie d'effet de « bulle », est d'autant plus grande que l'épaisseur du massif sous le radier est grande. Elle traduit les limites de l'élasticité linéaire pour ce type d'étude.

Les valeurs calculées de  $s_0$ ,  $s_b$  et  $s_i$  ont été exploitées en vue de rechercher une relation entre  $s_0$  et les différents paramètres géométriques (R, h, z), élastiques (E, v) et d'état ( $\gamma$ , K<sub>0</sub>,  $\lambda$ ). Pour  $s_0$ , les calculs conduisent à la relation approximative suivante :

$$s_{o} = \frac{\gamma R^{2} \lambda (3 - \nu)}{E} \left( K_{o} - \sqrt[4]{\frac{h}{R} - 1} \right)$$
(A.19)

Le tassement sur l'axe diminue lorsque E augmente et lorsque v augmente. Le tassement augmente avec  $\gamma$ ,  $\lambda$  et R<sup>2</sup> (section du tunnel). Le rôle du rapport h/R est couplé à celui de K<sub>0</sub>. Pour les fortes valeurs de K<sub>0</sub>, le sol se soulève au-dessus de l'axe du tunnel. Quand K<sub>0</sub> diminue, le tassement augmente. La sensibilité de s<sub>0</sub> à K<sub>0</sub> augmente avec le diamètre du tunnel. La valeur de K<sub>0</sub> conduisant à un tassement nul augmente avec la profondeur du tunnel.

Pour leur part, Bérest et *al.* (2000) comparent l'affaissement à long terme de la surface du sol au-dessus d'un tunnel à l'affaissement instantané au moment du creusement dans le cadre de l'élasticité linéaire. Les calculs sont effectués en éléments finis sur des maillages de géométries différentes, le terrain étant doté de caractéristiques mécaniques vraisemblables. Lorsque la base du maillage est située à grande profondeur, la couche déformable comprise entre le tunnel et la base du maillage se déforme sous l'effet de la diminution du poids du massif par le creusement du souterrain, ce qui provoque un soulèvement en surface. Ce gonflement en surface devient prépondérant vis à vis du tassement induit par le creusement, mais il reste imperceptible si la limite indéformable du maillage est proche du radier du tunnel. Les auteurs concluent que, à partir des résultats numériques obtenus sur des exemples vraisemblables, si des déplacements importants sont décelés en surface, il s'agit très probablement de déformations irréversibles (début de plastification, ou effet de non-linéarités du comportement des terrains).

### Annexe B Méthodes de prévision du tassement de surface à l'avancement

## Méthode du profil en long

La mise au point d'une méthode de prévision des tassements de surface à l'avancement pouvait difficilement s'envisager sur la seule base des cuvettes transversales. Il est apparu intéressant de tirer profit de la disposition des plots suivant le tracé du tunnel pour bâtir une méthode en profil en long. Pour cela, il a fallu choisir à priori la forme du profil longitudinal des tassements au dessus du tunnel. L'approche retenue (Serratrice, 1999) a consisté à étendre à trois dimensions l'approche de Loganathan et Poulos (1998) qui est bidimensionnelle et transversale. Un terme multiplicatif, de forme analogue à celui de ces auteurs, a été introduit pour représenter le profil en long des tassements de surface en fonction de l'avancement du front. Dubois et Jassionnesse (1997) ont proposé aussi une méthode d'analyse basée sur le profil en long des tassement induite par l'excavation d'un tronçon du souterrain (source) est proportionnelle aux déformations engendrées dans ce tronçon et inversement proportionnelle au carré de la distance séparant la source du point considéré. Le tassement total en surface s'exprime alors par la somme des contributions de tous les tronçons excavés le long du tunnel, pour aboutir à une expression du tassement en fonction de l'avancement qui peut être calée sur les données expérimentales.

L'axe du tunnel circulaire de rayon R est situé à la profondeur h. Au point du massif de coordonnées (X, Y, Z), le creusement du tunnel produit un tassement s. Un système de coordonnées locales (x, y, Z), liées au plan du front de taille est utilisé : x représente l'abscisse dans la direction du creusement à partir du front de taille et y la distance horizontale transversale du point par rapport à l'axe du tunnel. La profondeur Z est comptée à partir de la surface du terrain naturel. Le front est repéré par son abscisse curviligne  $\eta_f$  le long du tracé. De même, le point (X, Y, Z) peut être repéré par son abscisse curviligne  $\eta_i$  et la distance y.

On admet que le tassement en surface est égal au produit de deux termes représentant respectivement la forme de la cuvette transversale  $f_v(y)$  et la forme de la cuvette longitudinale  $f_x(x,)$ :

$$s(x, y, \eta_{front}) = f_y(y) \quad f_x(x, \eta_{front})$$
(B.1)



Fig. B.1 - Formes des cuvettes transversale et longitudinale pour le calcul.

Dans le sens transversal, la forme de la cuvette de tassement est la courbe de Gauss centrée sur l'axe du tunnel et modifiée par Loganathan et Poulos (1998), comme indiqué dans l'annexe A :

$$f_{y}(y) = \frac{4cR^{2}h}{h^{2} + y^{2}} \exp\left(-\frac{by^{2}}{(h+R)^{2}}\right)$$
(B.2)

où b et c sont deux paramètres. Le paramètre c correspond, avec les notations de Loganathan et Poulos (1998), à l'expression :

$$c = \frac{(1-\nu)(4gR+g^2)}{4R^2}$$
(B.3)

où g est le paramètre de vide annulaire (équations A.11 et A.15). Comme le préconisent Loganathan et Poulos (1998), le paramètre b est considéré comme fixe avec b = 1,38.

Selon l'axe longitudinal du tunnel, la forme de la cuvette de tassement est une demi-courbe de Gauss inversée, centrée sur l'extrémité de la cuvette longitudinale au point d'abscisse  $x_0$ . Elle a pour équation :

$$x \le x_0$$
  $f_x(x, \eta_{front}) = 1 - \frac{h^2}{h^2 + (x - x_0)^2} \exp\left[-\frac{a(x - x_0)^2}{(h - R)^2}\right]$  (B.4a)

 $x \ge x_o$   $f_x(x, \eta_{front}) = 0$  (B.4b)

Les deux paramètres de cette équation sont a et  $x_0$ . Le choix d'une courbe de Gauss centrée sur l'extrémité de la cuvette longitudinale plutôt que sur la verticale du front de taille a été fait pour éloigner le point d'inflexion du front de taille et mieux reproduire les courbes expérimentales.

La fonction (B.1) est une fonction paire de y. La cuvette transversale est donc centrée sur l'axe du tunnel et elle est symétrique. Sur l'axe,  $f_y(y = 0) = 4R^2c/h$ . Loin de l'axe, pour y très grand,  $f_y(y \rightarrow \infty) = 0$ . Pour tenir compte d'une éventuelle dissymétrie de la cuvette, des paramètres supplémentaires pourraient être introduits mais cela n'a pas été fait dans le cadre de l'étude de Toulon.

L'expression du tassement est finalement, pour  $x < x_0$ :

$$s(x, y, \eta_{front}) = s_0 + \frac{4cR^2h}{(h^2 + y^2)} \left\{ 1 - \frac{h^2}{h^2 + (x - x_0)^2} exp\left[ -\frac{a(x - x_0)^2}{(h + R)^2} \right] \right\} exp\left[ -\frac{by^2}{(h + R)^2} \right]$$
(B.5)

Au total, le modèle comporte sept paramètres (R, h,  $s_0$ ,  $x_0$ , a, b, c), dont deux paramètres géométriques R et h et un paramètre  $s_0$  qui représente le décalage de zéro entre la pose des repères de tassement en 1991/1992 et le début du creusement du tunnel dans la zone.

Comme le préconisent Loganathan et Poulos (1998), le paramètre b est considéré comme fixe avec b = 1,38. Le paramètre a est aussi considéré comme fixe, avec a = 0,25. Finalement, comme l'on connaît R et h, quatre des sept paramètres ci-dessus peuvent être considérés comme fixes (R, h, a, b). Il reste alors trois paramètres,  $s_0$ ,  $x_0$  et c à déterminer à partir des données de nivellement pour chaque plot.

L'expression (B.5) permet d'extrapoler les mesures effectuées au voisinage du point d'abscisse  $x_0$ , et de prévoir ainsi le tassement final (asymptotique) à partir des premiers signes de tassement au front de la cuvette longitudinale. Pour un plot donné, l'incertitude associée à la prévision du tassement diminue naturellement lorsque la durée du suivi augmente pendant l'avancement du front. En pratique, cette méthode de prévision s'est avérée efficace pour un bon nombre de plots (y compris pendant les périodes d'arrêt et de reprise du creusement). Néanmoins, certaines difficultés apparaissent quand des tassements avancés se produisent, en avant de la zone normale d'influence du front, à cause de variations saisonnières de la cote du terrain naturel, de phénomènes de consolidation, de la jonction des fronts, etc. Il n'est pas tenu compte non plus des déformations différées (fluage).

#### Méthode des cuvettes instantanées

La représentation des différences de tassements associées à une distance d'avancement donnée de l'excavation a débouché sur la notion de cuvettes instantanées pour un avancement du front de 15 m. La représentation du tassement total ou des différences de tassement sous forme de cartes donne une image tridimensionnelle des tassements, qui englobe le profil en long et les profils en travers de tassement. Cette longueur de 15 m a été retenue pour le tunnel nord parce qu'elle s'accorde bien au régime des tassements observés : pour une distance plus courte, les cuvettes instantanées sortent mal du bruit des mesures ; pour une distance plus grande, l'analyse intègre une période trop longue et perd son sens en termes de prévision.

La relation entre la cuvette instantanée et le profil en long des tassements est illustrée sur la figure B.2, où la cuvette longitudinale totale est la somme des cuvettes instantanées des phases précédentes du creusement.

La modélisation de la géométrie des cuvettes instantanées peut être effectuée en utilisant des fonctions de formes diverses : distribution normale, bêta, gamma, uniforme, etc., symétriques ou non, en particulier à l'approche d'une zone hétérogène. L'examen des valeurs calculées à Toulon montre que :

> si la cuvette instantanée est plus étendue vers l'avant, le tunnel se dirige vers une zone plus molle et les tassements seront plus forts (exemple : secteur Vauban),

si la cuvette instantanée est moins étendue vers l'avant (et plus étendue vers l'arrière), le tunnel se dirige vers une zone moins déformable (exemple : secteur Dumont d'Urville).



La prévision de l'amplitude du tassement final a été effectuée dans l'exemple présenté dans cet article en utilisant la corrélation expérimentale entre l'amplitude maximale  $s_{15}$  du tassement instantané au centre de la cuvette (pour un avancement du front de 15 m) et le tassement stabilisé observé à l'arrière  $s_{final}$ , qui généralise à trois dimensions l'approche en profil en long dans le plan axial du tunnel. Il pourrait être envisagé aussi de prendre en compte les volumes des cuvettes (volume instantané et volume total final par tronçons), plutôt que les tassements.

En conclusion, les méthodes analytiques sont trop simplistes pour permettre des calculs autres que ceux nécessaires au prédimensionnement dans les projets mais elles ont le mérite de montrer le rôle des principaux paramètres entrant dans le problème des tassements de surface. Elles ont été utilisées avec succès pour interpréter les mesures des plots d'essais du tunnel nord et bâtir une méthode de prévision des tassements de surface à l'avancement.

#### RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFTES (Association française pour les travaux en souterrains), Texte des recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain, *Travaux et ouvrages souterrains*, **132**, **1995**, pp. 373-395.

BÉREST P., GHOREYCHI M., HABIB P., Affaissement en surface lors du creusement d'un souterrain, *Revue française de géotechnique*, **92**, **2000**, pp. 41-47.

CORDING E.J., HANSMIRE W.H., Les déplacements autour de tunnels en terrain tendre (traduit de l'anglais), *Tunnels et ouvrages souterrains*, **22**, juillet-août **1977**, pp. 181-192 ; **23**, sept-oct. **1977**, pp. 221-225 ; **24**, nov.-déc. **1977**, pp. 243-250.

DUBOIS P., JASSIONNESSE C., *The Toulon underground tunnel crossing. First feedback analysis carried out using on-site measurements. Tunnels for People*, Conference of the International Tunnelling Association, Vienne, **1997**, pp. 157-162.

DUBOIS P., CHANTRON L., DIAS D., Analyse du fonctionnement des prévoûtes en béton. Application au cas du tunnel de Toulon, *Journées d'études internationales de l'AFTES*, Paris, **1999**, pp. 73-80.

DURAND J.-P., Liaison A50/A57, traversée souterraine de Toulon, *Tunnels et ouvrages souterrains*, **106**, **1991**, pp. 177-179.

HABIB P., Recherche achevée et recherche imprécise, *Colloque mécanique et géotechnique*, Laboratoire de mécanique des solides, Palaiseau, **1998**, pp. 7-17.

JEFFERY G.B., *Plane stress and plane strain in bipolar co-ordinates. Transactions of the Royal Society*, London, series A, vol. 221, **1920**, pp. 265-293.

KANAYASU S., YAMAMOTO Y., KITAHARA Y., Stability of excavation face in earth pressure balanced shield. *International Symposium on Underground Construction in Soft Ground*, New Delhi, **1995**, pp. 265-268.

KIRSCH, Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. Veit. Ver. Deut. Ing., vol. 48, 28, 1898.

LECA E., Étude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, Université des sciences et technologies de Lille. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Collection Études et recherches des LPC, **GT 66, 1997**, 95 pages.

LEE K.M., ROWE R.K., LO K.Y., Subsidence owing to tunnelling. I: Estimation of gap parameter, *Canadian Geo*technical Journal, vol. 29, **1992**, pp. 929-940.

LÉVÊQUE M.-F., traversée souterraine de Toulon. À la rencontre du tunnel nord. *Tunnels et ouvrages souterrains*, **132, 1995,** pp. 351-354.

LO K.Y., ROWE R.K., *Prediction of ground subsidence due to tunnelling in clays*, Research report GEOT-10-82, Faculty of Engineering Science, University of Western Ontario - London, Canada, **1982**.

LOGANATHAN N., POULOS H.G., Analytical prediction for tunneling induced ground movements in clays, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engng.*, ASCE, vol. 124, **9**, **1998**, pp. 846-856.

MAIR R.J., TAYLOR R.N., BRACEGIRDLE A., Subsurface settlement profiles above tunnels in clays, Géotechnique, vol. 43, **2**, **1993**, pp. 315-320.

MAIR R.J., TAYLOR R.N., BURLAND J.B. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to tunnelling. *Proceedings, International Symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, London, UK, 15-17 April **1996**, A.A. Balkema, pp. 713-718.

MESTAT PH., Validation du progiciel CÉSAR-LCPC en comportement mécanique non linéaire. Volume 1 : Fondations superficielles et tunnels, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Collection Études et recherches des LPC, série Géotechnique, **GT 58, 1994,** 173 pages.

MINDLIN R.D., *Stress distribution around a tunnel*, Trans. American Society of Civil Engineers, **105**, **1940**, pp. 1117-1140.

NEW B.M., BOWERS K.H., Ground movement model validation at the Express trial tunnel, *International Symposium Tunneling 94*, **1994**, pp. 301-329.

O'REILLY M.P., NEW B.M., Settlements above tunnels in United Kingdom-their magnitude and prediction, *International Symposium, Tunneling 82, Brighton, The Institution of Mining and Metallurgy, London*, **1982**, pp. 173-181.

OTEO C.S., MOYA J.F., Settlements induced by a tunnel in miocenic soft rocks of Madrid, *Proceedings 4<sup>th</sup> Cong International Society of Rock Mechanics, Montreux,* vol. 1, **1979**, pp. 715-721.

OTEO C.S., Urban tunnels in hard soils. General report session 6, *International Symposium on the Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Athènes,* vol. 3, **1993**, pp. 2063-2098.

OU C.Y., HWANG R.N., LAI W.J., Surface settlement during shield tunneling at CH218 in Taipei, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 35, **1998**, pp. 159-168.

PECK R.B., Deep excavations and tunneling in soft ground. State of the art. *Proceedings* 7<sup>th</sup> *ICSMFE, Mexico*, State of the Art Volume, pp. 225-290 ; Discussions. Main Session 4, vol. 3, **1969**, pp. 311-375.

ROWE R.K., KACK G.J., A theoretical examination of the settlements induced by tunneling: four case histories, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, **1983**, pp. 299-314.

SAGASETA C., OTEO C., Analisis teorico de la subsidencia originada por la excavacion de tuneles, *Proceedings* 1<sup>st</sup>. Symposium on Tunneling, Madrid, vol. 1, paper 10, **1974.** 

SAGASETA C., *Analysis of undrained soil deformation due to ground loss*, Géotechnique, vol. 37, **3**, **1987**, pp. 301-320, (Discussion par B. Schmidt, **1988 :** vol. 38, **4**, pp. 647-649).

SAGASETA C., Evaluation of surface movements above tunnels. A new approach, *Colloque Interaction Sols Structures, ENPC, Paris,* **1987,** pp. 445-452.

SAGASETA C., Discussion de l'article de Verruijt et Booker (1996), Géotechnique, vol. 48, 5, 1998, pp. 709-713.

SCHLOSSER F., MAGNAN J.-P., HOLZ, Construction géotechnique, *Proceedings 11<sup>th</sup> ICSMFE, San Francisco*, vol. 1, **1985**, pp. 211-254.

SCHMIDT B., Settlements and ground movements associated with tunneling in soil, PhD thesis, University of Illinois, **1969.** 

SCHMIDT B., Discussion of the paper by C. Sagaseta, Géotechnique, vol. 38, 4, 1988, pp. 647-649.

SERRATRICE J.-F., Suivi du plot Chalucet. Application à la prévision des tassements de surface. Tunnel de la traversée Souterraine de Toulon. *Journées de mécanique des sols et des roches des LPC, Aix en Provence*, mai **1999**, 31 pages.

SERRATRICE J.-F., *Tunnels à faible profondeur. Tassements en surface. Calculs paramétriques.* CETE Méditerranée, LRPC d'Aix-en-Provence, Rapport de recherche FAER 1 25 31 0, juin **2001**, 170 pages.

SHIRLAW J.N, DORAN S., Ground movements and settlements caused by tunneling for Singapore Mass Rapid Transit System, *International Symposium Tunneling 88*, **1988**, pp. 295-314.

TERZAGHI K., RICHART F.E., Stresses in rock about cavities, Géotechnique, vol. 3, 1952, pp. 57-90.

VERRUIJT A., A complex variable solution for deforming circular tunnel in elastic half-plane, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 21, **1997**, pp. 77-89.

VERRUIJT A., BOOKER J.R., *Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane*, Géotechnique, vol. 46, **4**, **1996**, pp. 753-756 (Discussion par C. Sagaseta, 1998 : vol. 48, **5**, pp. 709-713).