



HAL
open science

Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie)

Jean-Pierre Janin

► **To cite this version:**

Jean-Pierre Janin. Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie). Autre. INSA de Lyon, 2012. Français. NNT : 2012ISAL0038 . tel-00743362

HAL Id: tel-00743362

<https://theses.hal.science/tel-00743362>

Submitted on 18 Oct 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THESE

Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements
avec prise en compte des effets des pré-soutènements
(renforcement du front de taille et voûte-parapluie)

Présentée devant

L'institut national des sciences appliquées de Lyon

Pour obtenir

Le grade de docteur

Formation doctorale : Génie Civil

École doctorale : École doctorale MEGA de Lyon

Par

Jean-Pierre JANIN

Ingénieur en « Génie de l'environnement et du territoire, spécialisation en Géotechnique » au POLITECNICO de Turin

Soutenue le 21 mai 2012 devant la Commission d'examen

Jury MM.

Anne PANTET

Hussein MROUEH

Richard KASTNER

Alain GUILLOUX

Ali LIMAM

Didier SUBRIN

Pierpaolo ORESTE

Jean-Francois SERRATRICE

Daniel DIAS

Fabrice EMERIAULT

Rapporteur

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

Examineur

Invité

Invité

Directeur de thèse

Co-directeur de thèse

Cette thèse a été préparée au Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale de l'INSA de Lyon

INSA Direction de la Recherche - Ecoles Doctorales – Quinquennal 2011-2015

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
CHIMIE	CHIMIE DE LYON http://www.edchimie-lyon.fr Insa : R. GOURDON	M. Jean Marc LANCELIN Université de Lyon – Collège Doctoral Bât ESCPE 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 13 95 directeur@edchimie-lyon.fr
E.E.A.	ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE http://edeea.ec-lyon.fr Secrétariat : M.C. HAVGOUDOUKIAN eea@ec-lyon.fr	M. Gérard SCORLETTI Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04.72.18 60 97 Fax : 04 78 43 37 17 Gerard.scorletti@ec-lyon.fr
E2M2	EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION http://e2m2.universite-lyon.fr Insa : H. CHARLES	Mme Gudrun BORNETTE CNRS UMR 5023 LEHNA Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Forel 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43.12.94 e2m2@biomserv.univ-lyon1.fr
EDISS	INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE http://ww2.ibcp.fr/ediss Sec : Safia AIT CHALAL Insa : M. LAGARDE	M. Didier REVEL Hôpital Louis Pradel Bâtiment Central 28 Avenue Doyen Lépine 69677 BRON Tél : 04.72.68 49 09 Fax :04 72 35 49 16 Didier.revel@creatis.uni-lyon1.fr
INFOMATHS	INFORMATIQUE ET MATHÉMATIQUES http://infomaths.univ-lyon1.fr	M. Johannes KELLENDONK Université Claude Bernard Lyon 1 INFOMATHS Bâtiment Braconnier 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 44.82.94 Fax 04 72 43 16 87 infomaths@univ-lyon1.fr
Matériaux	MATERIAUX DE LYON Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry Ed.materiaux@insa-lyon.fr	M. Jean-Yves BUFFIERE INSA de Lyon MATEIS Bâtiment Saint Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43 83 18 Fax 04 72 43 85 28 Jean-yves.buffiere@insa-lyon.fr
MEGA	MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry mega@insa-lyon.fr	M. Philippe BOISSE INSA de Lyon Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél :04.72.43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37 Philippe.boisse@insa-lyon.fr

ScSo	<u>ScSo*</u> M. OBADIA Lionel Sec : Viviane POLSINELLI Insa : J.Y. TOUSSAINT	M. OBADIA Lionel Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.69.72.76 Fax : 04.37.28.04.48 Lionel.Obadia@univ-lyon2.fr
-------------	---	---

* ScSo : Histoire, Géographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

A Paola

REMERCIEMENTS

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire s'inscrivent dans un projet CIFRE reliant le Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale (LGCIE) de l'INSA de Lyon et la société TERRASOL.

Ma plus profonde gratitude va bien évidemment à mon directeur de thèse Daniel DIAS, qui m'a proposé ce travail de thèse et qui m'a encouragé, soutenu et orienté tout au long de ces trois années de recherche. Ma sincère reconnaissance va également à mon co-directeur de thèse Fabrice EMERIAULT et à Monsieur le Professeur émérite Richard KASTNER, qui m'ont aidé pendant tout le parcours de la thèse.

Je tiens à exprimer ici mon profond respect et ma gratitude à Monsieur Alain GUILLOUX et Monsieur Hervé LE BISSONNAIS de la société TERRASOL pour avoir eu confiance en moi et pour leur précieux soutien spécialement pendant la période passée sur le chantier du tunnel sud de Toulon.

A ce propos, mes vifs remerciements vont à toute l'équipe de la maîtrise d'œuvre du chantier du 2^{ème} tunnel de Toulon. J'ai passé un an et demi à Toulon particulièrement enrichissant, tant du point de vue professionnel que personnel. Je n'oublierai jamais cette expérience et les personnes avec lesquelles j'ai eu la chance de la partager.

Je tiens aussi à adresser ma reconnaissance à l'équipe de SOLDATA, présente sur chantier, pour la disponibilité et l'aide précieuse accordée.

Que Monsieur le Professeur H. MROUEH, de Polytech'Lille, et Madame le Professeur A. PANTET, de l'Université de la Havre, reçoivent l'expression de ma profonde gratitude pour avoir bien voulu accepter d'être rapporteurs de ce travail de recherche.

Je remercie Messieurs A. LIMAM, D. SUBRIN, J.F. SERRATRICE, P.ORESTE d'avoir bien voulu participer à mon jury de thèse.

En particulier, je n'oublierai pas la disponibilité et les précieux conseils que Monsieur SERRATRICE m'a voulu confier sur la base de ses compétences géotechniques, spécialement concernant le site de Toulon.

Je tiens à remercier dans ma langue maternelle Monsieur Oreste: "vorrei ringraziare il Prof. Pierpaolo Oreste del Politecnico di Torino per l'attività svolta di tutoraggio internazionale, in particolare per ciò che riguarda i metodi di analisi della stabilità del fronte di scavo e per la ricerca bibliografica nel campo dei rinforzi del fronte e dei presostegni in avanzamento".

Enfin, j'associe à cet hommage mes amis et collègues du laboratoire ainsi que mes proches, amis et famille, avec une pensée particulière à ma compagne Sara. Sans vous, cette aventure « incroyable » n'aurait pas été la même.

RESUME

Dans les années 80, de nouvelles techniques, basées sur la mise en place de système de présoutènements à l'avant du front de taille, se sont développées dans le domaine du creusement de tunnels dans des terrains difficiles.

Ce travail de thèse représente une contribution à l'étude des effets de deux types de présoutènements mis en œuvre, le boulonnage au front et la voûte parapluie, sur les déformations du massif et sur la valeur du taux de déconfinement. L'objectif étant d'améliorer les méthodes de prévision des tassements en surface pour les tunnels réalisés avec des techniques de présoutènements. Pour atteindre ce but, l'étude s'est basée sur deux étapes principales : dans un premier temps, une participation active au suivi régulier des déformations enregistrées sur le chantier du tube sud de Toulon ; dans un deuxième temps, l'élaboration d'analyses en retour à l'aide de modélisations numériques calées sur les observations collectées sur le chantier.

Le suivi des déformations du massif et la mise en place de deux sections instrumentées ont permis d'acquérir une importante base de données sur laquelle les simulations numériques ont été validées. Les mesures enregistrées in situ ont mis en évidence que le champ de déformation provoqué par le creusement du tunnel est tridimensionnel. L'analyse de l'évolution des mouvements en surface a également conduit à proposer une expression analytique de prévision des tassements de surface, qui a été ensuite utilisée pour le pilotage du creusement du tunnel.

Des analyses en retour, basées sur les mesures enregistrées in situ, ont été réalisées avec des simulations numériques bidimensionnelles et tridimensionnelles. L'approche 2D a souligné la forte influence du choix de la valeur du taux de déconfinement sur les résultats numériques. Afin de lever cette incertitude, un modèle 3D a été mis au point et a permis d'étudier l'influence des différents systèmes de (pré)soutènements sur la réaction du massif encaissant. Le boulonnage au front de taille et la distance de retard du contreradier ont montré avoir un rôle prépondérant sur le développement des mouvements dans le massif. Des calculs bidimensionnels ont été effectués en parallèle et les résultats ont été calés sur ceux du calcul 3D afin de trouver le taux de déconfinement correspondant à chaque configuration de (pré)soutènement testée. Les deux approches numériques, 2D et 3D, ont enfin été calées sur une section du tunnel de Toulon et la correspondance très satisfaisante avec les mesures in situ a permis de valider nos simulations. Une réflexion finale sur les résultats obtenus semble montrer que le taux de déconfinement est beaucoup plus influencé par le phasage des travaux et le présoutènement, que par les caractéristiques géomécaniques intrinsèques du massif.

Mots clés : Tunnel, Taux de déconfinement, Présoutènements, Boulonnage, Voûte parapluie, Prévision des tassements, Modélisation numérique.

ABSTRACT

During the 80s, new technologies, based on face reinforcement systems, were developed in the field of tunnels excavation in complex soils.

The following thesis is a further contribution to the analysis on the effects of two types of pre-reinforcements, tunnel face bolting and pipe umbrella, in the massif deformations and in the stress release value. The aim being to improve methodologies of surface settlements prevision for tunnels built through pre-reinforcement techniques, this study has been divided into two main steps. At first, deformations monitoring registered on site during the Toulon south tube excavation has been actively followed. Secondly, back analysis based on observations collected on site has been elaborated using numerical modelling. The numerical simulations have been validated thanks to an important database obtained by deformations monitoring and by setting up two instrumental sections.

Measures registered on site have shown that the deformation field caused by tunnel excavation is tridimensional. Furthermore, analysis on surface movement evolution has led to an analytical expression for surface settlements predictions, which has been used for tunnelling process adaptation.

Afterwards, back analyses based on measures registered on site have been realised using bi-dimensional and tri-dimensional numerical simulations. The 2D approach stressed out the strong impact of the stress release value on numerical results. For this reason, a 3D model has been built and eventually used to study reinforcement systems influence on the ground mass reaction. Tunnel face bolting and tunnel invert position have shown to be of huge importance for the ground movements development. At the same time, bi-dimensional calculations have been made and results have been fitted on 3D calculation ones. This operation has permitted to find the stress release value corresponding to each pre-reinforcement configuration tested before. Finally, both 2D and 3D numerical approaches have been fitted on one area of Toulon tunnel and the satisfactory matching with measures taken on site has validated our simulations. In conclusion, one further analysis on results seems to show that stress release value is much more influenced by workflow steps and pre-reinforcement than by ground geomechanical characteristics.

Key words: Tunnel, Stress release value, Pre-reinforcement, Face bolting, Umbrella (long forepoling), Surface settlement prediction, Numerical simulation

RIASSUNTO

All'inizio degli anni 80, un nuovo metodo di scavo di gallerie in terreni particolarmente difficili si è sviluppato. Tale metodo è basato sull'utilizzo di presostegni davanti al fronte di scavo.

Questo lavoro di ricerca rappresenta un contributo allo studio sugli effetti di due tipi di presostegni, ossia la bullonatura al fronte e l'ombrello di infilaggi in avanzamento, sulle deformazioni del suolo e il valore del tasso di rilascio da introdurre nei calcoli numerici bidimensionali. L'obiettivo principale è quello di migliorare i metodi di previsione dei cedimenti superficiali nel caso di gallerie realizzate con la tecnica dei presostegni. A tale scopo, lo studio si è svolto in due fasi principali: una prima parte di partecipazione attiva al controllo delle deformazioni misurate sul cantiere della galleria sud di Tolone per passare, in seguito, all'elaborazione di analisi a ritroso mediante modellizzazioni numeriche basate sulle misure raccolte in cantiere.

Il controllo delle deformazioni e la realizzazione di due sezioni di misura hanno permesso di ottenere un'importante base dati sulla quale le simulazioni numeriche hanno potuto essere validate. Le misure registrate sul sito hanno messo in evidenza la tridimensionalità del campo delle deformazioni provocate dallo scavo di una galleria. L'analisi dell'evoluzione delle deformazioni verticali del suolo in superficie ha permesso di proporre un'espressione analitica di previsione dei cedimenti, utilizzata come elemento chiave nell'avanzamento dei lavori di scavo della galleria di Tolone.

Sulla base delle misure raccolte sul sito, si sono realizzate delle analisi a ritroso mediante delle simulazioni numeriche bidimensionali e tridimensionali. L'approccio bidimensionale ha messo in evidenza la forte influenza del tasso di rilascio sui risultati numerici. Per eliminare questa variabile, un modello 3D è stato concepito al fine di studiare gli effetti dei presostegni sulla reazione del suolo. La bullonatura al fronte e la realizzazione ritardata dell'arco rovescio hanno mostrato di avere un ruolo centrale nello sviluppo delle deformazioni nel suolo. I calcoli 2D sono stati realizzati in parallelo e i risultati sono stati paragonati a quelli tridimensionali per determinare il valore del tasso di rilascio corrispondente alle diverse configurazioni di presostegni analizzate. Gli approcci 3D e 2D sono stati infine adattati a una delle due sezioni di misura e le simulazioni sono state validate grazie alla corrispondenza più che soddisfacente dei risultati numerici con le misure in sito. Infine, una riflessione sui risultati ottenuti sembra indicare che il tasso di rilascio è molto più influenzato dal fasaggio dei lavori di scavo e dai presostegni che dalle caratteristiche geotecniche del suolo.

Parole chiave: Galleria, Tasso di rilascio, Presostegni, Bullonatura al fronte, Preinfilaggi, Previsione dei cedimenti, Modellizzazione numerica.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	6
RESUME.....	8
ABSTRACT	9
RIASSUNTO	10
NOTATIONS ET ABREVIATIONS	13
INTRODUCTION GENERALE	15
1^{ERE} PARTIE ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	19
1 MOUVEMENTS ENGENDRES PAR LE CREUSEMENT DES TUNNELS	20
1.1 Introduction.....	21
1.2 Description générale des mouvements du sol	21
1.3 Modélisation physique	23
1.4 Méthodes empiriques ou semi-empiriques	24
1.5 Méthodes analytiques.....	28
1.6 Méthodes numériques.....	33
1.7 Conclusion	39
2 TECHNIQUES DE PRESOUTÈNEMENT DANS LE CREUSEMENT DES TUNNELS.....	41
2.1 Introduction.....	42
2.2 Description de la méthode ADECO-RS.....	42
2.3 Etudes sur le boulonnage au front de taille et la voûte parapluie	47
2.4 Conclusion	63
2^{EME} PARTIE CONTEXTE DU TUNNEL SUD DE TOULON.....	65
3 DESCRIPTION DU PROJET.....	66
3.1 Introduction.....	67
3.2 Présentation générale du deuxième tube	67
3.3 Technique de creusement adoptée.....	76
3.4 Conclusion	81
4 PILOTAGE DU CHANTIER.....	82
4.1 Introduction.....	83
4.2 Présentation du système d'auscultation.....	83
4.3 Prévision des tassements finaux en temps réel	86
4.4 Analyses complémentaires	94
4.5 Conclusion	99
3^{EME} PARTIE SECTIONS INSTRUMENTEES	100
5 SECTION I DITE « EDF ».....	101
5.1 Introduction.....	102
5.2 Instrumentation.....	103
5.3 Coupe géologique	103
5.4 Présentation des instruments de mesure.....	105
5.5 Présentation des résultats obtenus	109

5.6	<i>Conclusion</i>	121
6	SECTION II DITE « JARDIN ALEXANDRE 1 ^{ER} »	122
6.1	<i>Introduction</i>	123
6.2	<i>Instrumentation</i>	123
6.3	<i>Coupe géologique</i>	124
6.4	<i>Description du (pré)soutènement mis en place</i>	125
6.5	<i>Présentation des résultats obtenus</i>	126
6.6	<i>Conclusion</i>	139
4^{EME}	PARTIE MODELISATION NUMERIQUE	141
7	PRESENTATION DES OUTILS NUMERIQUES ET DU CHOIX DU MODELE DE COMPORTEMENT DU SOL	142
7.1	<i>Introduction</i>	143
7.2	<i>Description des codes de calcul PLAXIS 2D et PLAXIS 3D</i>	143
7.3	<i>Modélisation du creusement d'un tunnel en 2D</i>	145
7.4	<i>Modèle de comportement du sol adopté</i>	147
7.5	<i>Conclusion</i>	151
8	RETRO-ANALYSE NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE SUR LA SECTION INSTRUMENTEE II.....	152
8.1	<i>Introduction</i>	153
8.2	<i>Présentation de la procédure de simulation</i>	153
8.3	<i>Etude paramétrique sur les caractéristiques du sol</i>	155
8.4	<i>Critère de comparaison avec les mesures in situ</i>	158
8.5	<i>Présentation des résultats obtenus</i>	160
8.6	<i>Conclusion</i>	162
9	MODELISATION 3D : INFLUENCE DES DIFFERENTS SYSTEMES DE PRESOUTENEMENT	164
9.1	<i>Introduction</i>	165
9.2	<i>Principes de la simulation tridimensionnelle</i>	165
9.3	<i>Critères utilisés dans l'étude</i>	170
9.4	<i>Analyses des résultats obtenus</i>	173
9.5	<i>Conclusion</i>	195
10	COMPARAISON 2D/3D : CALAGE DU TAUX DE DECONFINEMENT	196
10.1	<i>Introduction</i>	197
10.2	<i>Présentation de la simulation bidimensionnelle</i>	197
10.3	<i>Méthode adoptée pour la détermination du taux de déconfinement</i>	198
10.4	<i>Présentation des résultats obtenus</i>	200
10.5	<i>Conclusion</i>	208
11	RETRO-ANALYSES NUMERIQUES FINALES SUR LA SECTION INSTRUMENTEE II	209
11.1	<i>Introduction</i>	210
11.2	<i>Calage du calcul tridimensionnel sur les données in situ</i>	210
11.3	<i>Calage final du calcul bidimensionnel</i>	222
11.4	<i>Conclusion</i>	225
	CONCLUSION GENERALE	227
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	231
	ANNEXE 1	240
	ANNEXE 2	245
	ANNEXE 3	260

Notations et abréviations

λ	Taux de déconfinement
C	Couverture du tunnel
D	Diamètre du tunnel
R	Rayon du tunnel
H	Profondeur du tunnel
S	Tassement de surface Surface du front
S_{\max}	Tassement maximum de surface
S_0	Tassement maximum prévu
S_f	Tassement au passage du front
i	Abscisse au point d'inflexion de la cuvette
x	Abscisse par rapport à l'axe du tunnel Distance entre le front de taille et le point considéré
L_c	Demi-largeur de la cuvette de tassement
β	Pente profil de tassement
V_S	Volume cuvette de tassement
V'	Perte de volume par rapport au volume théorique excavé
x_0, D_+	Amorce des tassements à l'avant du front de taille
E	Module d'Young
p	Contrainte dans le massif
$U(r)$	Déplacement radial dans la cavité
p_i	Pression fictive sur les parois du tunnel
G	Module de cisaillement
σ_0	Contrainte initiale dans le massif
σ_1	Contrainte principale majeure
σ_3	Contrainte principale mineure
d	Longueur non soutenue (distance entre le front et le soutènement)
K_s	Rigidité du soutènement
K_{ps}	Rigidité du présoutènement
c	Cohésion
c'	Cohésion effective
φ'	Angle de frottement effectif
γ	Poids volumique du terrain
ψ	Angle de dilatance
ν	Coefficient de Poisson
K_0	Coefficient des terres au repos
L	Longueur du boulon
A, S	Section du boulon
F_S	Facteur de sécurité
c^*	Cohésion équivalente
P_f	Pression fictive équivalente au front
n	Nombre des boulons

σ_{\max}	Effort maximum admissible dans le boulon
τ_{\max}	Résistance à traction maximale
S_l	Surface latérale totale du boulon
RQD	Rock Quality Designation
E_M	Module pressiométrique
E_{cyclique}	Module cyclique
PM	Point d'avancement du front de taille
a	Paramètre de translation de la courbe de prévision du tassement
VP	Voûte parapluie
VD	Voûte divergente
PS	Profil de soutènement
Δs	Incrément de tassement
RMR	Rock Mass Rating (Beniawski)
INCL.	Inclinomètre
EXT.	Extensomètre
CPT	Capteurs de pression totale
C/E	Rapport ciment/eau
x_0	Décentrement cuvette de tassement
N	Effort normal
M	Moment fléchissant
MC	Mohr-Coulomb model
HSM	Hardening Soil Model
E_{50}	Module triaxiale en chargement
E_{oed}	Module oedométrique
E_{ur}	Module en déchargement-chargement
q_s	Résistance au frottement latéral unitaire
U_C	Tassement en clé de voûte
U_Y	Demi-convergence
U_R	Soulèvement en radier
T	Mouvement horizontal en tête de l'inclinomètre
V	Mouvement horizontal au ventre de l'inclinomètre

INTRODUCTION GENERALE

Alors que les agglomérations urbaines se densifient de plus en plus, la réalisation d'ouvrages souterrains, tels que parkings, tunnels métropolitains, routiers, ferroviaires etc., est devenue un enjeu prioritaire dans le cadre des politiques de réorganisation des espaces, d'amélioration de la viabilité et de développement des transports en commun. Pour des raisons essentiellement fonctionnelles et économiques, ces ouvrages sont généralement creusés à faible profondeur dans des terrains pouvant présenter une nature hétérogène. Dans ce type de terrains et lors de tracés de longueur limitée, la méthode de terrassement conventionnelle, avec attaque ponctuelle, est préférée à celle mécanisée.

L'ingénieur se trouve ainsi face à deux problèmes majeurs : d'une part assurer le bon déroulement des travaux en préservant la stabilité de l'ouvrage, et, d'autre part, contrôler les déformations du massif encaissant pour éviter l'interaction avec les constructions avoisinantes.

Dans les zones fortement urbanisées, le creusement d'ouvrage peut en effet engendrer des désordres importants aux structures existantes, avec des conséquences humaines et économiques non négligeables. Ainsi, dès la phase de projet, une estimation correcte des tassements est essentielle afin de concevoir les systèmes de soutènement et présoutènement plus adaptés au site où l'ouvrage va être réalisé. Ces systèmes peuvent ensuite être modifiés sur la base des mesures prises in situ pendant les travaux.

Plusieurs chantiers ont mis en évidence que l'installation de présoutènements dans le massif à l'avant du front de taille est la clé du succès pour réaliser un tunnel dans des terrains difficiles où les tassements doivent être limités. En se basant sur cette considération, Lunardi a formulé, en 2008, la méthode ADECO. Par ailleurs, plusieurs études ont été menées afin de comprendre l'effet des présoutènements sur la réaction du massif et trouver des règles pour leur dimensionnement. Cependant, il n'existe pas encore une méthode reconnue pour évaluer les effets des pré-renforcements sur la valeur du taux de déconfinement. Ceci est un paramètre fondamental dans les simulations numériques bidimensionnelles, qui représentent encore la pratique courante de calcul des tunnels, notamment vis-à-vis des tassements de surface.

Le présent travail de recherche, réalisé avec la collaboration de la société TERRASOL, a traité cette problématique en se basant sur l'expérience du creusement du tube Sud de Toulon.

L'étude s'est développée en deux étapes principales. La première partie de la thèse, de 18 mois environ, a été consacrée au suivi régulier du chantier au sein de l'équipe de la maîtrise d'œuvre. L'analyse des différentes mesures de déformation enregistrées in situ ainsi que la conception et l'exploitation de deux sections instrumentées a permis de collecter un ensemble de données de qualité et indispen-

sables pour la suite de l'étude. Dans la deuxième partie de la recherche, en effet, des analyses en retour par modélisation numériques ont été menées en se calant sur les observations collectées sur le chantier. Par le biais de simulations bidimensionnelles et tridimensionnelles couplées, le comportement et les effets de deux systèmes de présoutènements (boulonnage au front et voûte parapluie) ont été étudiés ainsi que leur influence sur la valeur du taux de déconfinement.

Ce mémoire se compose de 11 chapitres regroupés en quatre parties.

La première partie présente l'étude bibliographique structurée en deux chapitres :

- le chapitre 1 est consacré aux différentes approches possibles pour étudier et prévoir l'évolution de mouvements dans le massif lors du creusement d'un tunnel.
- le chapitre 2 expose les principes de la méthode ADECO ainsi que les études disponibles en littérature sur le comportement et les effets du boulonnage au front et de la voûte parapluie.

La deuxième partie décrit le projet du tube Sud de Toulon, notamment :

- le chapitre 3 présente une synthèse du contexte géologique et géotechnique du tracé du tunnel ainsi que la technique de creusement et les profils types de soutènement utilisés.
- le chapitre 4 expose le système d'auscultation installé sur le chantier et les différentes analyses sur lesquelles le pilotage du creusement du tunnel s'est basé. Une formule analytique pour la prévision du tassement en fonction de la distance au front est proposée également.

La troisième partie est consacrée aux deux sections instrumentées mises en place sur le tracé du deuxième tube de Toulon, en particulier :

- le chapitre 5 présente la première des deux sections, d'un point de vue chronologique, qui a été réalisée dans le jardin devant le bâtiment EDF. Les instruments de mesure installés et leur fonctionnement y sont décrits. Les analyses des données enregistrées sur cette section sont enfin présentées.
- le chapitre 6 s'intéresse à la deuxième section instrumentée, placée dans le Jardin Alexandre 1^{er}. Les résultats principaux des mesures sont présentés. Ceux-ci ont été ensuite choisis comme base de données pour l'analyse en retour par modélisation numérique.

La quatrième et ultime partie de ce mémoire est dédiée aux simulations numériques calées sur le chantier de Toulon et sur les mesures enregistrées dans la deuxième section instrumentée. Ces analyses ont eu comme objectif celui de comprendre l'influence des différents systèmes de présoutènement sur la valeur du taux de déconfinement, qui est introduit dans les calculs bidimen-

sionnels, selon les principes de la méthode convergence-confinement. Cette partie se compose des 4 chapitres suivants :

- le chapitre 7 illustre les principes de base des codes de calculs utilisés dans l'étude ainsi que les éléments structuraux mis en œuvre dans les modélisations. La méthode pour simuler en 2D le creusement d'un tunnel et le modèle de comportement du sol adopté sont présentés également.
- le chapitre 8 décrit la première analyse en retour par modélisation 2D sur la section instrumentée, ayant pour objectif de réduire l'incertitude sur les paramètres géomécaniques et le coefficient des terres au repos K_0 qui caractérisent le massif de Toulon.
- le chapitre 9 est consacré à la mise au point du modèle numérique tridimensionnel calé sur les caractéristiques du tunnel Sud de Toulon dans la zone de la section II. Ce modèle a permis d'étudier l'influence des différents systèmes de (pré)soutènement sur les déformations du massif.
- le chapitre 10 présente l'étude numérique couplée 2D-3D grâce à laquelle les valeurs du taux de déconfinement, correspondant à chaque configuration de (pré)soutènement testée dans les simulations tridimensionnelles, ont pu être déterminées.
- le chapitre 11 illustre le calage final du modèle tridimensionnel sur les mesures de la section instrumentée. Cette étude a permis d'examiner l'exactitude des valeurs géomécaniques prises en compte au départ (chapitre 8). Le calcul bidimensionnel a été ensuite recalé sur les résultats numériques tridimensionnels afin de vérifier les valeurs du taux de déconfinement permettant de simuler le processus d'excavation du tunnel dans la zone étudiée.

1^{ère} Partie

Etude bibliographique

1 Mouvements engendrés par le creusement des tunnels

Table des matières

- 1.1 Introduction*
- 1.2 Description générale des mouvements du sol*
- 1.3 Modélisation physique*
- 1.4 Méthodes empiriques et semi-empiriques*
 - 1.4.1 Tassement dans le profil en travers
 - 1.4.2 Tassement dans le profil en long
- 1.5 Méthodes analytiques*
 - 1.5.1 Principes et exemples de méthodes analytiques
 - 1.5.2 Méthode convergence-confinement
- 1.6 Méthodes numériques*
 - 1.6.1 Approche 2D et 3D
 - 1.6.2 Prise en compte des bâtiments
- 1.7 Conclusion*

1.1 Introduction

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants. Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables.

Plusieurs approches sont ainsi utilisées pour chercher à étudier et prévoir l'évolution de ces mouvements dans le massif. Dans le présent chapitre, les différentes méthodes seront présentées par le biais d'exemple tirés de la littérature.

1.2 Description générale des mouvements du sol

L'introduction d'une cavité dans un terrain modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée. Il en résulte alors des mouvements au sein du massif. En fonction de l'intensité de cette perturbation, ces mouvements s'accompagnent en général d'un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel. Toutes ces déformations commencent déjà bien à l'avant du front de taille, comme amplement décrit et démontré à l'aide de mesures in situ par Lunardi et Bindi [2004] et Lunardi [2008].

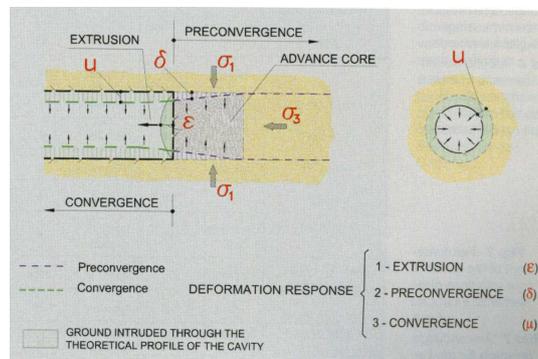


Figure 1.1 Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Lunardi et Bindi [2004])

Ces mouvements, imputables à une perte de terrain en volume (Schlosser [1989]), peuvent ensuite se propager jusqu'à la surface du sol avec un certain retard, en fonction du temps de réponse du massif et de la couverture du tunnel. Cependant, Chapeau [1991] a souligné que, dans le cas de tunnels peu profonds ($C/D < 2$), l'amortissement peut être si faible qu'une erreur dans la procédure de creusement peut entraîner une rupture en bloc de toute la cou-

verture. Pour des hauteurs de couverture plus importante, en revanche, l'effet voute, décrit par Lunardi [1997], peut intervenir et éviter ce phénomène néfaste.

La cuvette tridimensionnelle de tassement, bien représentée par Attewell [1987] et Leblais et al [1995], peut causer des dommages importants aux ouvrages existants. C'est pour cette raison qu'un enjeu prioritaire dans la réalisation de tunnel en milieu urbain est la limitation de ces déformations. A ce propos, Lunardi [2008] a proposé une méthode, dite ADECO, en mettant en évidence que les déformations en tunnel et les tassements en surface seraient limités grâce à un contrôle rigoureux des déformations du noyau devant le front de taille. Les principes de cette théorie seront présentés dans le prochain chapitre.

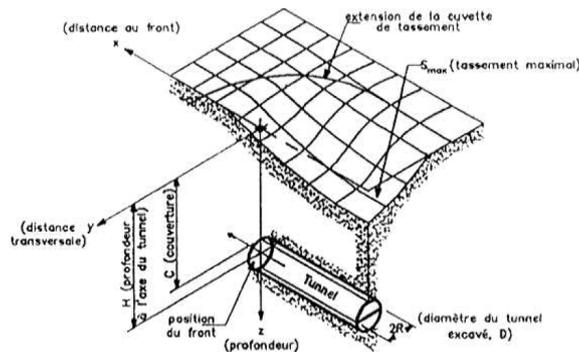


Figure 1.2 Cuvette de tassement 3D (Leblais et al. [1995])

Les déplacements horizontaux dans le massif sont mesurés, dans les directions longitudinale et transversale, à l'aide d'inclinomètres.

Les déformées inclinométriques transversales (figure 1.3 a), issues des mesures présentées par Bernat [1996], montrent que le terrain situé en surface a tendance à converger vers le centre de la cuvette ; en outre un « ventre » apparaît à l' hauteur de l'excavation vers le vide créé. Dans le cas du tunnelier à front pressurisé (Ollier [1997]) ce ventre se manifeste, en revanche, dans la direction opposée (figure 11.3 b). L'effet de cette méthode de creusement est également visible dans la déformée inclinométrique longitudinale où le terrain se trouve entraîné vers l'avant au cours du creusement.

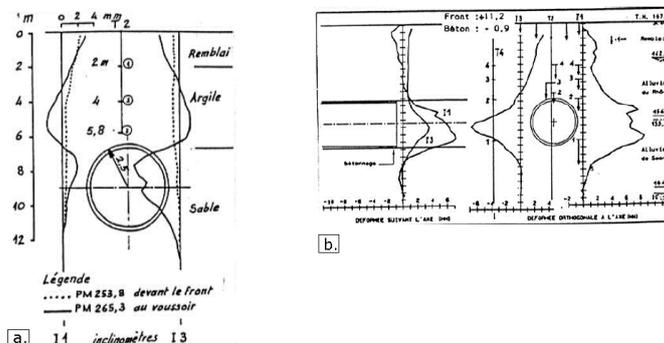


Figure 1.3 : Résultats inclinométriques (a. Bernat [1996] ; b. Ollier [1997])

Serratrice [1999] a réalisé une analyse complète des mesures menées sur une section du premier tube de Toulon, nommée plot Chalucet. L'instrumentation comprenait quatre couples inclinomètre-extensomètre, plus des plots de nivellement en surface. Les mesures des inclinomètres confirment, dans la direction perpendiculaire à l'axe du tunnel, les résultats obtenus par Bernat. Par ailleurs, un autre phénomène significatif est mis en évidence (figure 1.4) : dans la direction longitudinale, les premiers mètres des inclinomètres montrent un basculement vers l'arrière à l'approche du front, puis vers l'avant après son passage. Ainsi, le sol en tête semble suivre directement l'avancée du front de taille. Un ventre de déplacement se manifeste également à la profondeur du tunnel mais il ne revient pas après le passage du front, en montrant qu'il s'agit d'un volume de terrain « perdu » qui ne peut pas être récupéré. Enfin, on conclut qu'il faut descendre l'inclinomètre bien au dessous du radier afin d'avoir un encastrement sûr au pied.

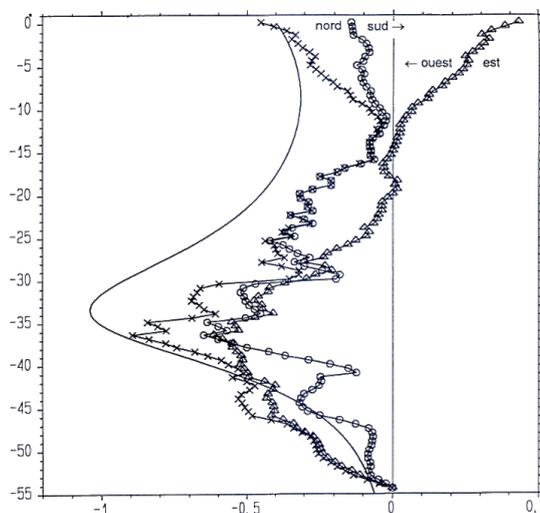


Figure 1.4 Mesures inclinométriques, premier tube de Toulon (Serratrice [1999]).

1.3 Modélisation physique

Pour l'étude et la prévision du comportement d'un ouvrage géotechnique souterrain, il existe deux méthodes physiques possibles : les essais expérimentaux grandeur nature ou les modèles réduits. La deuxième approche, qui simplifie le monde réel, permet cependant de multiplier les essais qui sont beaucoup moins chers, plus rapides, reproductibles et ils peuvent aussi être conduits jusqu'à la rupture. Différents auteurs (Mandel [1962], Weber [1971], Garnier [2001]) ont cependant montré que seules l'augmentation de la force de gravité et le respect des lois de similitude permettent de transférer les résultats obtenus sur le modèle réduit au problème en grandeur réel.

Mair [1979] a réalisé une campagne expérimentale sur un modèle réduit en centrifugeuse afin d'évaluer la stabilité du front de taille et les déplacements induits par une excavation en sol purement. Il a simulé le creusement en diminuant la pression d'air appliquée au front de taille. Une des conclusions majeures a été que le phénomène de déformation dépendrait plutôt de la longueur de tunnel non revêtu et moins de sa profondeur.

Chambon [1990] et Skiker [1995] ont mené des essais sur des modèles réduits dans le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Le premier a conclu que, dans un sol pulvérulent sec, le diamètre de la galerie est un paramètre très déterminant pour la stabilité de l'ouvrage et que plus le matériau excavé est dense, plus le front de taille est stable. Skiker a démontré que la réalisation de la prévoûte permet de réduire les tassements de surface.

Rana Al Hallak a étudié, en 1999, l'effet du boulonnage sur le comportement du massif au front de taille d'un tunnel peu profond en terrain meuble en réalisant différents essais en centrifugeuse sur un modèle réduit. La pression limite du soutènement a été déterminée dans différentes configurations de boulonnage en diminuant la pression au front jusqu'à rupture. Dans les années suivantes, d'autres études ont été menées, toujours en centrifugeuse, afin d'analyser l'effet des présoutènements (voute parapluie et boulons au front) sur la réaction du massif encaissant. Les résultats des essais de Kamata et Mashimo [2003], Hisatake et Ohno [2008], Shin et al [2007] et Jurneja et al [2010] seront résumés dans le prochain chapitre.

1.4 Méthodes empiriques ou semi-empiriques

Ces méthodes, en général, visent à estimer principalement les tassements en surface à partir d'un faible nombre de paramètres, tels que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation.

1.4.1 Tassement dans le profil en travers

Une base de données importante de mesures de tassements est disponible dans la littérature (Schmidt [1969], Peck [1969], Attewell [1977], Clough et Smith [1981], O'Reilly et New [1982], Rankin [1988]). Ces mesures ont montré que la distribution transversale des tassements en surface de tunnel peut bien être modélisée par une courbe de Gauss. La formulation analytique du tassement est la suivante :

$$S(x) = S_{\max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (1.1)$$

Dans cette expression, x représente la distance du point considéré à l'axe du creusement, S_{max} est le tassement maximal et i est l'abscisse du point d'inflexion de la cuvette. La cuvette de tassement est également caractérisée par sa demi largeur $L_c = 2.5 \cdot i$ (figure 1.5) et son volume total $V_s = 2.5 \cdot i \cdot S_{max}$.

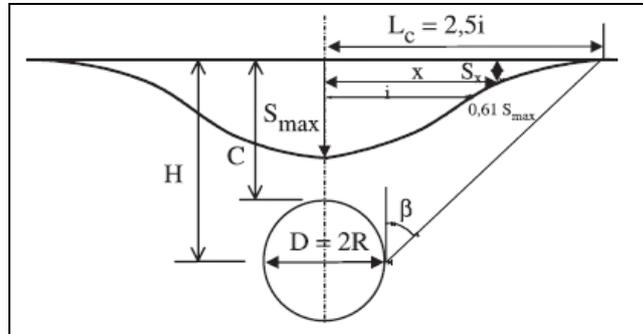


Figure 1.5 Profil gaussien de la cuvette de tassement

Plusieurs corrélations empiriques ont été proposées par les auteurs, reliant « i » aux paramètres géométriques de l'ouvrage (C , D et H définis sur la figure 1.19) en fonction de la nature du sol. Les différentes formules ont été présentées par Dias [1999] dans son mémoire de thèse.

Selby [1988] et New et O'Reilly [1991], ont corrélié la valeur de i à la profondeur de l'axe du tunnel Z , selon l'équation $i = K \cdot Z$. Bilotta, Russo et Viggiani [2002] ont collecté environ 90 cas de mesures de profil transversal de tassements en terrain libre. Grâce à une optimisation aux moindres carrés des interpolations des mesures avec la courbe de Gauss, ils ont obtenus pour les différents cas les valeurs du paramètre i . De cette façon, ils ont pu ensuite étudier la variation de K et obtenir une valeur moyenne de 0.43. L'analyse a visé également la perte de volume par rapport au volume théorique excavé (V'). Des valeurs moyennes de V' ont été ainsi proposées en fonction de la technique d'excavation (TBM ou NATM).

Une étude similaire a été présentée récemment par Fillibeck et Vogt [2011]. En analysant plus de 300 mesures de tassements en profil en travers, ils proposent des relations reliant V' et i à la nature du sol, au module de déformation, à la profondeur du tunnel et à la technique d'excavation. Sur la base d'intervalles de confiance, ces valeurs peuvent ainsi être choisies afin de prévoir l'ordre de grandeur du tassement final maximum.

De nombreux autres auteurs, tels que Sagaseta et Moya [1980], Farmer [1977], Poupelloz [1984], Descoedres [1979], ont rédigé des formules empiriques d'estimation de la valeur du tassement maximal S_{max} en fonction de la géométrie de l'excavation et de coefficients à prendre en compte selon le type de terrain rencontré. En outre, Oteo et Sagaseta [1982], Atkinson [1977], Clough et Schmidt [1977] ont mis en corrélation le tassement maximum en surface avec celui en clé du tunnel. On renvoie à nouveau au mé-

moire de Dias [1999] pour un récapitulatif complet de ces formules et des coefficients correspondants.

1.4.2 Tassement dans le profil en long

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de surface se fondent historiquement sur la forme de la cuvette dans un profil en travers, tel que celui pris en compte dans les études citées ci-dessus. En réalité, la déformation en surface s'exprime en trois dimensions. Ainsi, il s'avère être très utile de réussir à prévoir, dans le cadre d'une méthode observationnelle sur chantier, le tassement en se basant sur les tassements observés en avant du front de taille.

Grasso et Pelizza [1994] ont analysé les tassements pendant la construction du tunnel « Doria » dans le tracé ferroviaire Voltri. Ils ont conclu qu'il est possible de représenter l'évolution des tassements en fonction de la distance au front à travers une équation exponentielle dépendant principalement de la hauteur de couverture.

Dubois et Jassionnesse [1997] ont étudié les mesures enregistrées lors de la réalisation du premier tube de Toulon. Sur la base de la méthode de Sagaseta [1987], ils suggèrent que le tassement d'un point donné, causé par l'excavation d'un tronçon de tunnel (source), est proportionnellement contrôlé par les déformations engendrées dans ce tronçon et inversement proportionnel au carré de la distance séparant la source du point analysé.

Serratrice et Magnan [2002] ont également analysé les tassements enregistrés le long de l'axe du tunnel dans un tronçon du premier tube de Toulon (tube Nord). En s'appuyant sur l'approche de Loganathan & Poulos [1998], ils ont proposé les équations semi-empiriques suivantes :

$$S(x) = 0 \quad \text{pour } x > x_0 \quad (1.2)$$

$$S(x) = S_0 \cdot \left[1 - \exp(-A \cdot X^2) / (1 + X^2) \right] \quad \text{pour } x < x_0 \quad (1.3)$$

$$\text{Avec } A = \frac{a \cdot H^2}{(R + H)^2} \quad X^2 = \frac{(x - x_0)^2}{H^2}$$

Dans ce cas l'axe x représente l'axe du tunnel, x_0 est la distance d'influence à l'avant du front, S_0 est le tassement maximum prévu, R et H sont respectivement le rayon et la profondeur du tunnel. Le paramètre « a » a été calibré sur les mesures in situ et fixé égal à 0,25. Une fois x_0 déterminé, il s'agit d'évaluer seulement S_0 en calant le modèle sur les premières mesures disponibles. Ensuite, au fur et à mesure de l'avancement du front et de la conséquente arrivée de nouvelles mesures, la prévision devient de plus en plus précise. En multipliant la formule 1.3 avec celle du profil en travers du

tassement proposée par Loganathan & Poulos, on peut également décrire l'évolution de la cuvette tridimensionnelle.

En se basant toujours sur des mesures enregistrées sur le chantier du tube Nord de Toulon, Serratrice et Magnan ont proposé une autre méthode de prévision, dite des « cuvettes instantanées ».

La cuvette instantanée représente les tassements provoqués en surface par le creusement d'un tronçon de tunnel d'une certaine longueur, considéré égal à 15 m dans leur étude. En considérant deux dimensions, la somme des cuvettes instantanées, construites pour des tronçons juxtaposés, forme le profil en long (figure 1.6).

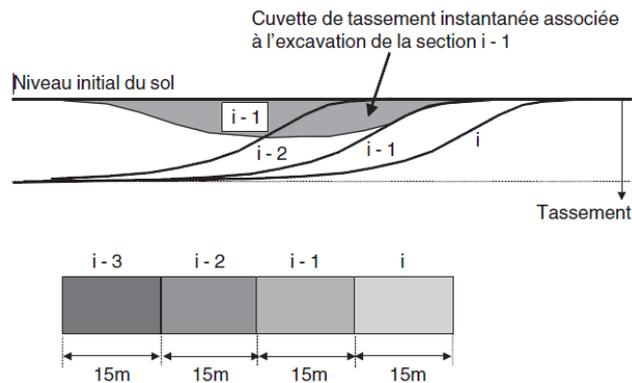


Figure 1.6 Principe de la méthode des cuvettes instantanées

L'étude a montré qu'il y a une certaine proportionnalité entre l'amplitude de la cuvette instantanée et le tassement final. Si on connaît donc l'amplitude de la cuvette instantanée, pour le dernier incrément de tunnel excavé, il est possible de prévoir le tassement final.

Par ailleurs, la forme de la cuvette élémentaire renseigne également sur la qualité du sol vers lequel le front se dirige :

- si, par rapport au tronçon considéré, elle est étendue vers l'avant, le tunnel se dirige vers une zone plus molle, plus défavorable du point de vue des tassements ;
- si, au contraire, elle est moins étendue vers l'avant (et plus étendue vers l'arrière), le tunnel se dirige vers une zone moins déformable.

En conclusion, les formules empiriques doivent être utilisées avec prudence pour des extrapolations à d'autres chantiers, du fait qu'elles négligent souvent la méthode d'excavation du tunnel, le coefficient des terres au repos K_0 et la possible hétérogénéité des couches du sol également. En outre, elles se basent sur des paramètres difficiles à quantifier et sur un nombre assez limité d'observations.

1.5 Méthodes analytiques

1.5.1 Principes et exemples de méthodes analytiques

Dans la littérature, de nombreuses formulations analytiques sont fournies. Dans la majorité des cas, les auteurs se sont intéressés à l'étude de la modification du champ de contraintes engendré par le creusement d'un tunnel. Cependant, des formulations ont été également proposées pour l'évaluation des déplacements dans le massif. Celles-ci reposent sur les principes généraux de la mécanique ainsi que sur des hypothèses fortes, concernant la géométrie du problème (tunnel circulaire d'axe horizontal à grande profondeur), la stratigraphie (une seule couche homogène), la loi de comportement (Tresca ou Mohr-Coulomb) et l'état initial de contraintes (sol non pesant, isotrope et homogène). Par ailleurs, les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre d'analyses en petites déformations. Ces hypothèses représentent une des faiblesses majeures de ces méthodes.

Sur la base des hypothèses susmentionnées, le déplacement radial (fonction de la distance à l'axe r) d'un tunnel non soutenu et la relative perte de volume sont définis, dans le cas d'élasticité linéaire, de la façon suivante :

$$U(r) = -\frac{1+\nu}{E} p \frac{R^2}{r} \quad \text{et} \quad V_i = 2 \frac{1+\nu}{E} p \Pi R^2 \quad (1.4)$$

Avec $p = \sigma_v = \sigma_h$

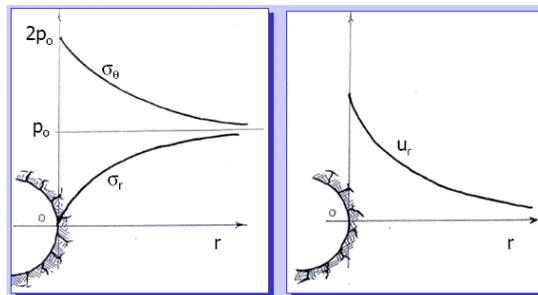


Figure 1.7 - Courbes des contraintes et du déplacement radial en fonction de la distance r considérée.

Panet [1969], Poupelloz [1984], Sagaseta [1987] et Verruijt [1997] ont proposé, dans le cadre d'un milieu élastique, des formulations pour les tassements en surface et les déplacements horizontaux. Poulos [1974], Berry [1977] se sont intéressés au cas d'un massif anisotrope.

Des études ont été également menées en considérant un milieu élasto-plastique. On peut citer ceux de Panet [1973, 1976], Detourney [1987] et la méthode de De Beer et Buttiens, présentée par Poupelloz [1984], dans laquelle on définit un champ de contraintes et de déplacements, en définissant un rayon limite autour de l'excavation entre la zone plastique et la zone élastique.

Les déformations plastiques sont prises compte en aussi par Rowe et al. [1983] et Lee et al. [1992] qui en combinant ces déformations autour du front avec les effets de la préconvergence et le vide du contact terrain-soutènement ont défini un paramètre de vide annulaire, nommé GAP. En se basant sur ce paramètre, le tassement de surface peut être calculé par le biais de relations empiriques. Cette notion de vide annulaire a été ensuite reprise par Loganathan et Poulos [1998]. Leur solution considère que le déplacement radial autour du tunnel, creusé au bouclier, n'est pas uniforme. A partir de cette réflexion, ils proposent une équation du tassement le long d'un profil en travers, dans laquelle le seul paramètre du sol à connaître est le coefficient de Poisson.

1.5.2 Méthode convergence-confinement

Toujours dans le cadre des approches analytiques, une méthode souvent utilisée est celle dite « convergence-confinement » (Panet [1995]), conçue afin de simplifier le problème tridimensionnel du creusement d'un tunnel en un problème bidimensionnel de déformation plane de l'interaction terrain-soutènement. Elle est couramment introduite dans les calculs numériques 2D de projets d'excavation de tunnel, afin d'estimer les déformations du massif (convergence et tassement) et valider le soutènement. Dans le présent paragraphe, les principes de cette méthode seront présentés. La démarche suivie pour les appliquer à un calcul 2D sera explicitée dans la suite du mémoire.

En se basant sur les hypothèses énoncées dans le paragraphe précédent, cette méthode consiste à simuler l'avancement du front par la diminution d'une pression fictive (p_i) appliquée aux parois de l'excavation.

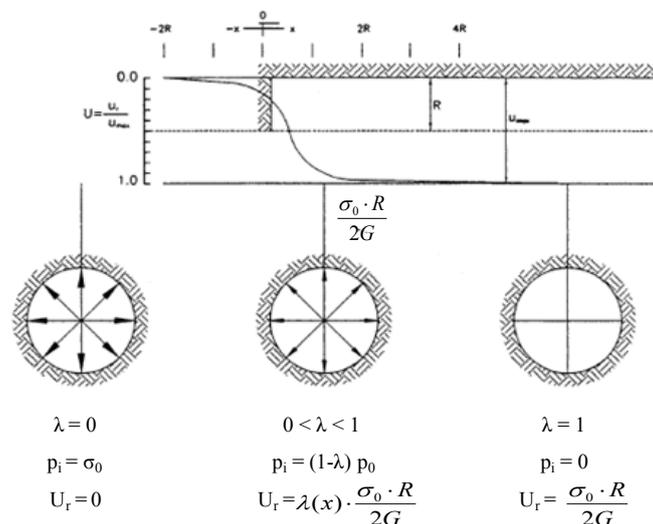


Figure 1.8 Variation du taux de déconfinement, de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille

Cette pression varie selon la relation suivante :

$$p_i = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0 \quad (1.5)$$

où σ_0 est la contrainte initiale dans le massif et λ est un paramètre adimensionnel, nommé « taux de déconfinement », qui varie de 0, pour une section loin à l'avant du front de taille, jusqu'à 1 pour une section loin à l'arrière (cas d'un tunnel non soutenu, figure 1.8). Si on considère une section comprise entre les deux susmentionnées, le problème devient tridimensionnel puisqu'on doit considérer l'influence du front de taille. Dans ce cas, le choix de la valeur du taux de déconfinement, qui est directement lié à la distance de la section considérée par rapport au front de taille, constitue la principale difficulté de la méthode.

Dans un milieu élastique-linéaire et dans le cas d'un tunnel non soutenu, on retient généralement $\lambda=0,25$ pour une section correspondant au front de taille (AFTES, groupe de travail 7 [2002]).

De nombreux auteurs se sont également intéressés à la formulation du déplacement radial dans un milieu élasto-plastique : Panet et Guenot [1982] ont relié le taux de déconfinement, et donc le déplacement, à la valeur du rayon plastique, Bernaud, Corbetta et Minh [1991] ont proposé un principe de similitude afin de déterminer la fonction $U_r(x)$ à partir de la courbe correspondante en élasticité, Carranza-Torres et al [2000] ont fourni une formulation exponentielle du déplacement radial dans le cas d'un massif avec critère de rupture Hoek-Brown.

Un autre moyen pour représenter la méthode convergence-confinement est la ligne caractéristique de la cavité (figure 1.9). Elle décrit la relation existante entre la pression interne p_i et le déplacement radial U_r .

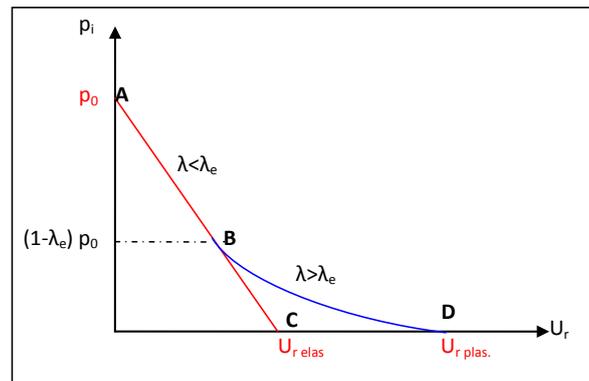


Figure 1.9 Ligne caractéristique de la cavité

Si le massif reste dans un domaine élastique, la courbe suit la ligne « type » AC. En revanche, si en augmentant la valeur du taux de déconfinement la frontière du domaine élastique est atteinte, à partir du point B et d'un $\lambda > \lambda_{\text{élastique}}$, la courbe perd sa linéarité et le déplacement final sera supérieur (toujours dans le cas d'un tunnel non soutenu).

L'avantage de cette représentation est que sur le même graphe on peut ajouter, dans le cas d'un tunnel cette fois-ci revêtu, la ligne de confinement du soutènement (figure 1.10).

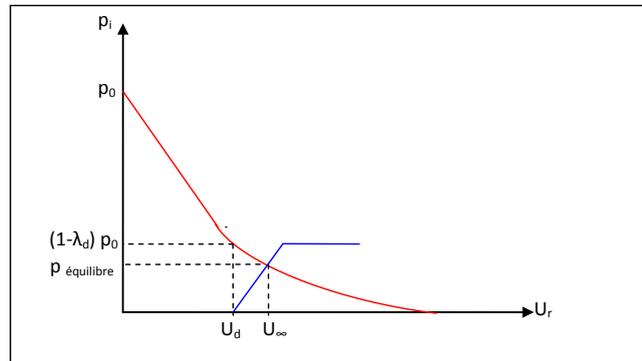


Figure 1.10 Ligne de confinement du soutènement

Le soutènement, mis en place à une distance d (distance non soutenue) derrière le front de taille, s'oppose à la convergence des parois en exerçant une pression sur le contour de l'excavation. Le point d'intersection des deux courbes représente l'équilibre du système cavité-soutènement. En correspondance de ce point, on trouve le déplacement radial final du tunnel (U_∞) et la charge finale reprise par le soutènement ($p_{\text{équilibre}}$).

La courbe du soutènement dépend des caractéristiques géométriques et mécaniques de chaque type de renforcement (boulons, anneaux de béton, cintres...). Dans la recommandation du groupe de travail n°7 de l'AFTES, les valeurs des modules de rigidité de différents types de soutènement sont présentées.

Une des difficultés de cette approche consiste en la détermination du déplacement radial (U_d) au moment de la mise en place du soutènement, point de départ de la courbe de confinement. Ce déplacement est la somme du mouvement qui s'est produit à l'avant du front de taille (préconvergence) et dans la zone non soutenue (d). A cette valeur U_d correspond un certain taux de déconfinement λ_d . La validité de la méthode et son application dans le cadre des projets de tunnel se base sur la correcte estimation de λ_d . En partant de la réflexion que cette valeur est inférieure à celle correspondant au cas du tunnel non soutenu (la rigidité du soutènement en effet limite la convergence en arrière mais aussi en avant du front), des facteurs de réduction à appliquer à λ ont été proposés en fonction de d/R (massif élastique). Ils ont été déterminés dans le cadre des méthodes dites implicites proposées par Bernaud et Rousset [1992] et Nguyen et Guo [1993].

Diverses extensions de cette méthode ont été avancées par différents auteurs. Shahrour et Ghorbanbeigi [1996] ont montré qu'il est possible d'appliquer la méthode convergence-confinement aux tunnels peu profonds dans l'argile par le biais de calculs numériques 2D calés sur les résultats d'un modèle 3D. Dans le cadre des tunnels réalisés à l'aide de boucliers pressurisés, Aris-

L'étude ci-dessus présentée n'analyse pas le renforcement par boulonnage au front. Le présent mémoire va prendre en compte ce type de présoutènement en proposant une méthodologie pour déterminer l'influence des boulons au front de taille sur la valeur du taux de déconfinement. Par ailleurs, le cas de présoutènement par seule voûte parapluie (ou divergente) et le cas de présoutènement complet avec voûte parapluie et boulonnage au front seront analysés selon la même démarche.

1.6 Méthodes numériques

Dans le cas d'ouvrages souterrains, l'objectif est de modéliser le déconfinement provoqué par le creusement des tunnels afin de déterminer les champs de déplacements et de contraintes au sein du massif. En considérant un type d'approximation numérique, ces méthodes font appel aux modèles de comportement du sol pour la simulation des chemins de sollicitation que l'on rencontre dans le cas d'un problème réel.

Les codes de calculs numériques sont construits sur la base des éléments finis, des différences finies ou encore des éléments distincts. Ils présentent l'avantage incontestable de pouvoir aborder les problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

1.6.1 Approche 2D et 3D

Le creusement d'un tunnel est clairement un problème tridimensionnel, spécialement dans la zone du front de taille. Ceci a été bien mis en évidence par Barla [2004] sur la base de l'analyse de la distribution des contraintes et des déplacements ainsi que de l'allure du chemin des efforts autour du front de taille. Une modélisation numérique en trois dimensions est donc nécessaire pour étudier ce phénomène dans toute sa complexité. Avec cette approche, la géométrie tridimensionnelle du projet, l'état des contraintes initiales (même anisotrope), la méthode de creusement, le phasage des travaux, les charges de surface etc. peuvent en effet être prises en compte. Le progrès constant des outils informatiques et des codes numériques rend aujourd'hui possible l'utilisation de cet outil pour le projet d'ouvrages souterrains, avec des temps de calcul qui se réduisent de plus en plus.

Toutefois, l'approche par modélisation bidimensionnelle, pour sa rapidité et relative simplicité, est encore la plus répandue dans la pratique courante de calculs de projets de tunnel. Parmi les différentes possibilités de modélisation 2D, résumées par Dias [1999] dans son mémoire de thèse, l'analyse bidimensionnelle en coupe transversale et en déformations planes est celle la plus souvent utilisée. Dans le cadre de ce type de modélisation 2D, différentes méthodes ont été étudiées pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels de

l'avancement du tunnel (méthode convergence-confinement, GAP méthode, méthode du ramollissement du sol etc.). Karakus [2007] résume de façon claire les différentes approches et les compare, par le biais d'un calcul 2D, aux mesures in situ de la cuvette transversale de tassements, enregistrées sur le chantier du Heathrow Express tunnel à Londres (NATM). Il conclut que le meilleur calage avec l'allure de la cuvette est obtenu grâce à la méthode convergence-confinement avec la modélisation du soutènement par des éléments barres.

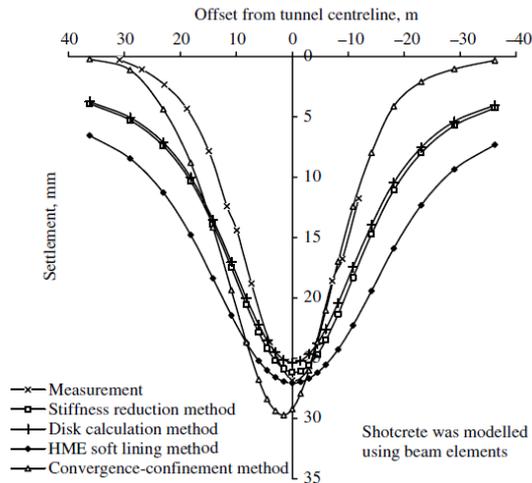


Figure 1.12 Comparaison entre les différentes méthodes de prévisions des tassements et les mesures in situ (Karakus [2006]).

Dans l'approche numérique 2D, la méthode généralement la plus utilisée est celle de convergence-confinement dont le principe est le suivant : le champ des contraintes initiales dans le massif est dans une première étape réduit d'un certain taux de déconfinement λ , qui, dans une deuxième phase, est complètement relâché au moment de la mise en place du soutènement. La validité des résultats de cette méthode se base ainsi sur le choix de la valeur de λ . Cette démarche de simulation sera présentée en détail dans le chapitre 7.

Serratrice [2004] a réalisé des calculs 2D en déformations planes dans le cas d'un tunnel circulaire non revêtu, creusé à faible profondeur dans un matériau élasto-plastique de type Mohr-Coulomb. En se basant sur les résultats numériques, il propose une formulation (équations 1.5) pour l'estimation du tassement final (s_0). Dans ce cas le taux de déconfinement λ est pris comme une donnée. Même si les différents paramètres du massif entrent en jeu, le tassement dépend principalement du triplet E , c et λ .

$$\begin{cases} si \quad \lambda < \alpha & s_0 = s_{0e} = \gamma R^2 \lambda (3-\nu) \left(K_0 - \left(\frac{H}{R} - 1 \right)^{1/4} \right) / E \\ si \quad \lambda \geq \alpha & s_0 = s_{0e} + s_{0p} = s_{0e} \cdot \left(1 + ((\lambda - \alpha) / \beta)^3 \right) \end{cases} \quad (1.5)$$

avec $\mu = \frac{c}{\gamma H} + \frac{1 - \tan(\Pi/4 - \varphi/2)}{3}$ $\alpha = \frac{\mu}{3}$ $\beta = 3\mu$

La méthode convergence-confinement, appliquée aux calculs bidimensionnels, a été également testée par Svoboda et Mašín [2010], en la comparant avec une approche numérique tridimensionnelle complète. La valeur du taux de déconfinement optimale a été déterminée en calant les résultats du calcul 2D sur ceux obtenus par des modélisations 3D, simulant dans toute leur complexité trois cas réels de creusement de tunnels (NATM). Le calage a concerné le profil en travers des tassements de surface et il a été fait à l'aide d'un logiciel d'optimisation (UCODE), capable de fournir la valeur optimale de λ sur la base d'une fonction de comparaison aux moindres carrés. L'étude a montré que la méthode convergence-confinement, introduite dans une modélisation bidimensionnelle, permet d'obtenir des profils de tassement qui se calent très bien aux résultats de l'approche 3D (figure 1.13). Une autre conclusion intéressante est que la valeur optimale de λ ne semble pas être trop influencée par la valeur de K_0 et par le module en grandes déformations du massif. En revanche, le taux de déconfinement résulte être strictement lié à la géométrie et à l'amplitude de l'excavation.

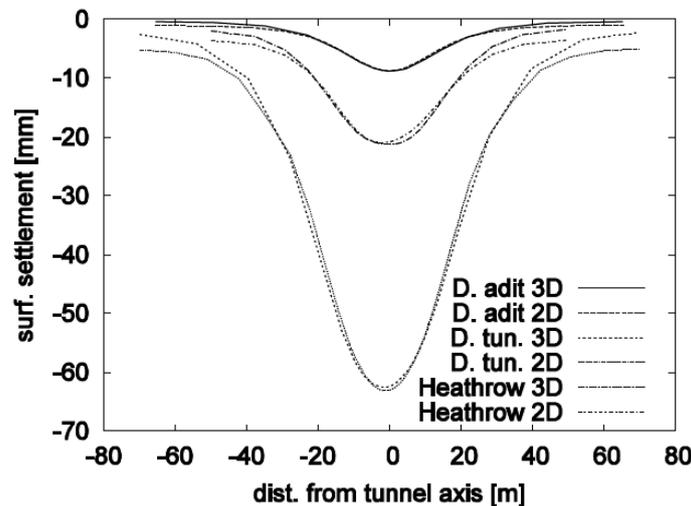


Figure 1.13 Comparaison entre les résultats 2D obtenus avec la méthode convergence-confinement et les résultats 3D (Svoboda et Mašín [2010])

Toutefois, dans la littérature la méthode convergence-confinement ne résulte pas être toujours la plus adaptée au problème traité. Emeriault, Yan et Kastner [2008] ont testé, par exemple, les performances des trois différentes procédures de calcul 2D sur un cas réel de tunnel creusé par tunnelier à front pressurisé dans un milieu argileux. Les résultats obtenus avec la méthode convergence-confinement, la méthode de perte de volume [Brinkgreve et Vermeer (2001)] et la méthode dite de pression d'injection [Potts et al. (2001)] ont été comparés au profil en travers du tassement enregistré dans une section instrumentée le long du projet. Le meilleur calage est obtenu dans ce cas avec la dernière méthode car les deux premières prédisent des largeurs de cuvette trop importantes.

Möller et Vermeer [2008] ont eux-aussi mis en évidence les limites de l'approche bidimensionnelle par méthode convergence-confinement. Le calage des calculs

2D, simulant le creusement d'un tunnel réel à Stuttgart, montre en effet qu'il est nécessaire d'utiliser des taux de déconfinement différents selon que l'on souhaite estimer les tassements de sol ou les contraintes dans le soutènement. Ceci est attribué aux limitations de cette méthode qui n'est pas capable de représenter dans toute sa complexité le phénomène tridimensionnel du chargement du soutènement. Dans d'autres publications Möller et Vermeer [2005, 2006] ont ainsi montré que seulement avec une modélisation 3D on peut obtenir des résultats satisfaisant au même moment pour les déformations de surface et pour les efforts dans le soutènement. La même réflexion est partagée par Galli et al [2004] et Yeo et al [2008]. Ces derniers affirment que l'approche en deux dimensions peut être satisfaisante pour l'étude sur le revêtement définitif mais pas pour le soutènement provisoire, du fait que le changement des contraintes au niveau du front de taille est un phénomène tridimensionnel. Sur la base d'une comparaison entre les résultats obtenus par une modélisation 3D complète (avec prise en compte aussi des voûtes parapluie) et les mesures enregistrées in situ, ils concluent que l'approche tridimensionnelle est beaucoup plus réaliste. Il permet en plus d'éliminer la variable du taux de déconfinement, la plupart des fois choisie de façon arbitraire.

Une étude intéressante a été faite par Migliazza et al. [2008]. Ils ont comparé les mesures de tassements de surface, enregistrées sur le chantier du métro de Milan (creusé avec EPB), avec les résultats donnés par les différentes approches analytiques, empiriques, et numériques. L'étude a mis en évidence, même dans ce cas, que seulement la modélisation 3D permet d'obtenir un calage satisfaisant avec les différentes mesures in situ.

Svoboda et Mašín [2011] ont confirmé les potentialités de l'approche 3D dans la prévision des tassements de surface. Ils ont comparé les résultats obtenus par la modélisation 3D du tunnel de Dobrovského (République Chèque) et les mesures enregistrées successivement sur le chantier.

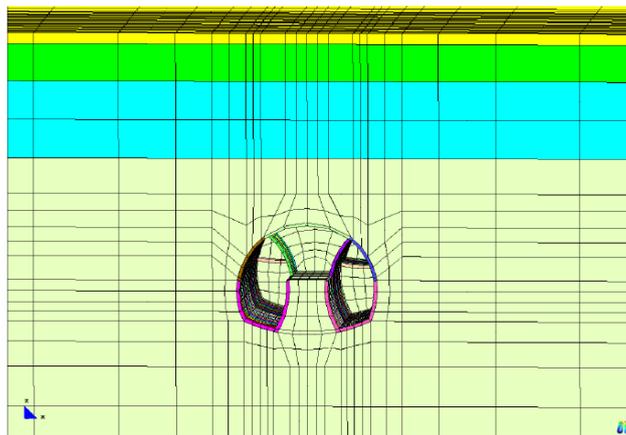


Figure 1.14 Modèle numérique 3D du tunnel de Dobrovského prenant en compte le phasage de l'excavation selon la méthode NATM (Svoboda et Mašín [2011])

L'approche tridimensionnelle, où le phasage des travaux (excavation NATM) a pu être modélisé, a confirmé en effet qu'elle fournit une bonne prévision des tassements de surface et en profondeur. Seulement un écart apparaît au niveau des déplacements horizontaux à la profondeur du tunnel. La surestimation de ces mouvements dans l'approche numérique est dans ce cas attribuée aux limites du modèle de comportement utilisé (modèle hypoplasique).

Bourgeois [2002] a mené des calculs tridimensionnels simulant le creusement du tunnel Nord de Toulon. Le modèle numérique a pris en compte le phasage réel des travaux, avec en particulier la modélisation des prévoûtes. Sur la base des résultats numériques, le tassement sur le profil en long en fonction de la distance au front a été décrit par les équations suivantes :

$$S(x) = S_f \cdot [1 - \text{th}(x/D_+)] \quad \text{pour } x > 0 \quad (1.6)$$

$$S(x) = S_0 \cdot [1 + (S_f/S_0 - 1) \cdot \exp(x/D_-)] \quad \text{pour } x < 0 \quad (1.7)$$

Avec $D_- = D_+ \cdot (S_0/S_f - 1)$

Dans ce cas, S_f , S_0 , D_+ représentent respectivement le tassement de surface à l'aplomb du front, le tassement final prévu et l'amorce du tassement devant le front de taille. Ces équations se sont avérées aptes à modéliser l'allure du tassement enregistré sur le chantier. Pour cette raison, ces équations avec celles proposées par Serratrice (paragraphe 1.4.2) ont été ensuite testées sur les tassements en profil en long mesurés sur le deuxième tube de Toulon et étudiés dans le cadre de ce travail de recherche.

Comme le montre l'étude de Bourgeois, un des avantages de l'approche tridimensionnelle est celui de pouvoir modéliser, de façon réaliste, les présoutènements mis en place à l'avant du front de taille. Le chapitre suivant sera dédié à la présentation d'exemples d'analyses numériques dans lesquelles les effets de ces présoutènements sur la réaction du massif ont été étudiés. En particulier, la modélisation du boulonnage au front de taille et de la voute parapluie (ou divergente) sera décrite.

1.6.2 Prise en compte des bâtiments

Dans le cas de tunnels en milieu urbain, un problème important à étudier est également l'interaction entre les ouvrages préexistants et les tassements provoqués par l'excavation.

Des méthodes d'évaluation des dommages des bâtiments sont présentes dans la littérature et ont été bien résumés par Standing et Burland [2008]. Ces relations semi-empiriques se basent sur la prévision des tassements de surface en terrain libre. Cependant, des études numériques ont mis en évidence que la prise en compte des bâtiments et de leur rigidité modifie la réaction du massif

en surface (Potts et Addenbrook [1997]). L'étude de l'interaction entre le sol et la structure du bâti devient ainsi importante.

Une approche possible pour étudier ce phénomène est représentée par des essais physiques sur des modèles réduits. A titre d'exemple, on peut citer l'étude faite par Caudron, Emeriault et al. [2011] concernant l'influence de la position du bâti sur les tassements du sol. L'analyse a mis en évidence que la position de la structure a un effet significatif soit sur la forme soit sur l'amplitude des tassements.

Toutefois, grâce au développement des codes de calcul, l'approche numérique est la plus utilisée. Elle permet en effet de simuler la géométrie tridimensionnelle du cas réel à analyser, y compris celle des bâtiments. Barla et al. [2011] ont réalisé un modèle 3D complet simulant le creusement du prolongement de la ligne 1 du Metro de Turin dans une zone sensible du projet. La réelle position et emprise, la rigidité et la charge équivalente de chaque bâtiment ont été prises en compte dans le modèle (figure 1.15). Les résultats numériques arrivent à bien estimer les déformations mesurées in situ.

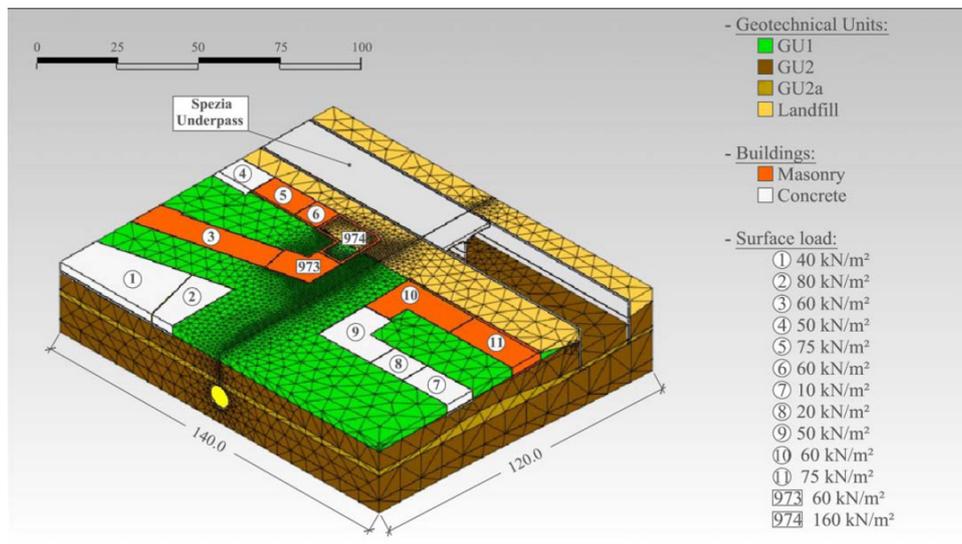


Figure 1.15 Modèle 3D du passage du tunnelier dans la zone Corso Spezia du Metro 1 de Turin (Barla et al. [2011])

Une étude similaire a été menée par Buselli et al [2011]. L'interaction complète entre le creusement de la ligne C du Metro de Rome, le sol et un vieux bâtiment en maçonnerie a été en effet analysée. Dans ce cas, la structure du bâti a été quasi entièrement modélisée en 3D dans toute sa complexité (figure 1.16). Ceci a permis d'évaluer le changement des contraintes et des déformations dans la structure suite au creusement du tunnel. Dans le cas pris en exemple, les effets de l'excavation sur le bâtiment se sont montrés faibles.

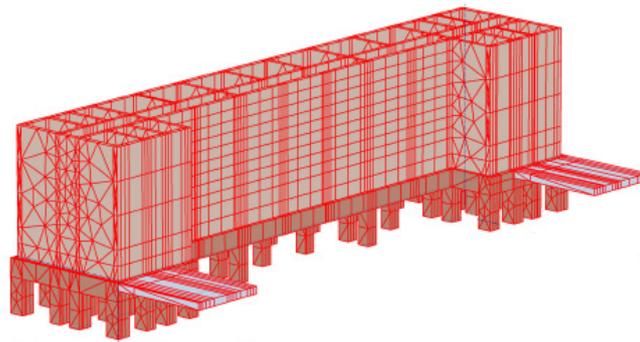


Figure 1.16 Modèle 3D du bâtiment « Diaz-Carducci » introduit dans la simulation numérique du creusement de la ligne C du Metro de Rome (Buselli et al. [2011])

1.7 Conclusion

Les mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel sont liés à un phénomène complexe qui dépend de la nature du sol, des méthodes de creusement et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser.

Les observations menées in situ montrent que la cuvette transversale de tassement peut être généralement très bien décrite par la courbe de Gauss. Cependant, cette courbe est basée sur deux paramètres, i et V' , qui varient significativement en fonction de plusieurs facteurs, tels que la stratigraphie du massif, la méthode de creusement, la forme de la galerie etc. Les valeurs proposées en littérature sont ainsi à retenir comme indicatives et vont évoluer avec les progrès réalisés dans les techniques de creusement.

Les méthodes analytiques de leur côté sont des outils d'analyse utiles mais ils présentent des limitations d'application à cause des hypothèses restrictives sur lesquelles les formulations se basent. Dans ce cadre, la méthode convergence-confinement se distingue par le fait de prendre en compte l'aspect tridimensionnel du problème du creusement d'un tunnel par une simplification basée sur le concept du taux de déconfinement λ . Cette approche est souvent utilisée dans les modélisations numériques bidimensionnelles. Cependant la validité des résultats obtenus repose sur le choix de la valeur de λ , choisie généralement de façon plus ou moins arbitraire. Malgré différentes études déjà réalisées, il est en effet difficile de comprendre comment sa valeur est influencée par la multiplicité des facteurs qui caractérisent un projet réel, tels que le type de sol, la technique de creusement, les présoutènements mis en place etc. Pour cette raison, seule l'approche numérique tridimensionnelle est capable de traiter le problème dans toute sa complexité. Ainsi, l'état des contraintes du massif, la réelle géométrie de l'ouvrage, le phasage des travaux, l'interaction avec les bâtiments et l'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en charge du soutènement, etc.) peuvent être considérés.

En conclusion, toutes ces différentes approches, même celle numérique, constituent néanmoins une simplification du phénomène réel et demandent donc à être confrontées aux observations enregistrées in situ.

2 Techniques de présoutènement dans le creusement des tunnels

Table des matières

- 2.1 *Introduction*
- 2.2 *Description de la méthode ADECO-RS*
- 2.3 *Etudes sur le boulonnage au front de taille et la voûte parapluie*
 - 2.3.1 Description des deux types de présoutènement
 - 2.3.2 Approche physique
 - 2.3.3 Approche en déformation
- 2.4 *Conclusion*

2.1 Introduction

A partir des années 1980, une nouvelle méthode de creusement de tunnel a commencé à être utilisée. Sa conception et son nom, ADECO-RS (Analysis of the Controlled Deformation in Rock and Soil), sont attribués à Lunardi [2008]. C'est lui en effet qui a eu en premier l'intuition que la compréhension et le contrôle du noyau de sol devant le front de taille sont la clé pour la réussite du creusement d'un tunnel dans des conditions géologiques difficiles. Cette méthode représente une alternative à celle dite NATM (New Austrian Tunnelling method), répandue jusqu'à ce moment là dans le monde entier.

Dans le présent chapitre, les principes de l'approche ADECO-RS seront décrits ainsi que les différences et les avantages par rapport à celle NATM. Par la suite, le comportement et les effets du boulonnage au front et de la voûte parapluie seront analysés à travers différentes études disponibles dans la littérature. Ces deux techniques de présoutènement, la première en particulier, représentent en effet le pilier sur lequel se pose la méthode de Lunardi.

2.2 Description de la méthode ADECO-RS

En analysant différents chantiers de tunnels en Italie en conditions géologiques difficiles (tunnels de S. Stefano, S Elia, Tasso etc.), Lunardi a formulé les observations suivantes :

- la convergence en tunnel n'est que l'ultime manifestation des déformations du sol. Elle est le résultat de la préconvergence et de l'extrusion du front de taille (voir figure 1.1) qui d'ailleurs sont strictement reliées entre eux. En mesurant l'extrusion dans le massif on peut en effet évaluer le niveau de préconvergence (figure 2.1).
- dans des sols meubles, le niveau de déformations augmente si la rapidité d'avancement du creusement diminue.

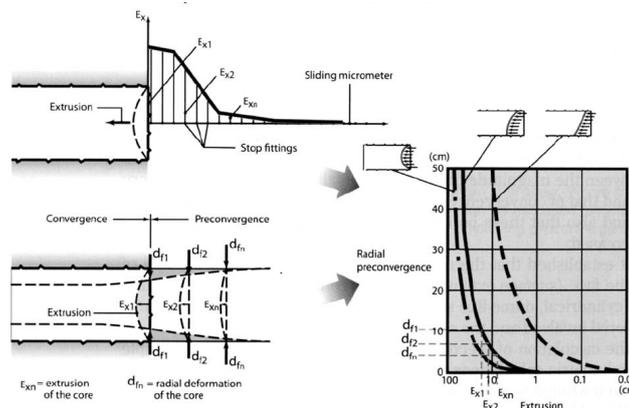


Figure 2.1 Mesure d'extrusion dans le massif et relation avec la préconvergence selon le type de comportement du système front-noyau (Lunardi [2008])

- au fur et à mesure que le front de taille approche, la contrainte de confinement σ_3 dans le noyau diminue jusqu'à s'annuler et celle principale σ_1 augmente ; trois types de comportement du système front-noyau sont alors possibles (figure 2.2).

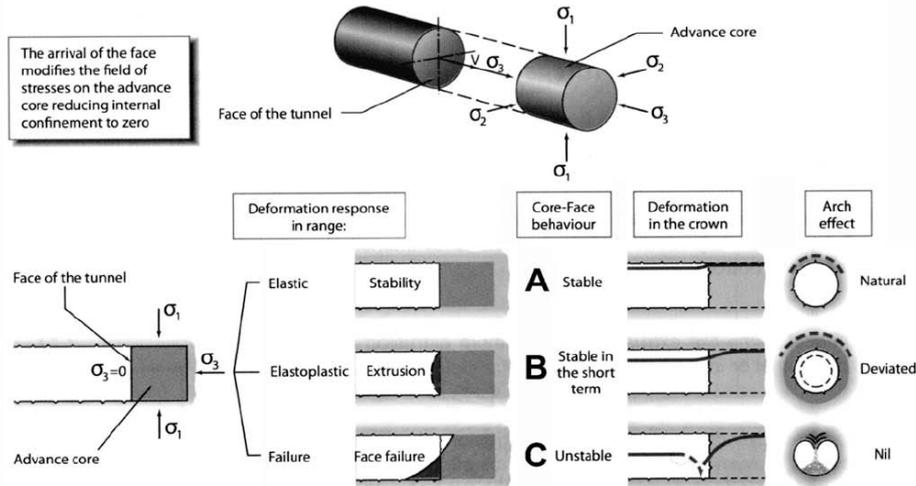


Figure 2.2 Trois différents possibles comportements de système front-noyau (Lunardi [2008])

Sur la base de ces observations et des expériences in situ, Lunardi a compris qu'il est possible de réaliser des tunnels dans des conditions géologiques difficiles (cas B et C dans la figure 2.2), avec terrassement en pleine section, seulement si on arrive à « protéger » et à améliorer les caractéristiques de résistance et de déformabilité du massif à l'avant du front de taille. En contrôlant et limitant les déformations dans le noyau, on peut en effet garantir la stabilité au front et réduire les déplacements dans le massif, même jusqu'en surface dans le cas de tunnels superficiels.

Afin d'accomplir cette mission, différents types de renforcements peuvent être utilisés à l'avant du front de taille selon les caractéristiques du sol, l'état des contraintes, la présence d'eau etc. Tous ont le même objectif, c'est-à-dire celui de lutter contre le déconfinement du sol et maintenir la contrainte $\sigma_3 > 0$ dans le noyau à l'avant le front. Cependant, Lunardi propose une division de ces systèmes de préconfinement en deux types en fonction de leur rôle (figure 2.3) :

- « protection » du massif, les renforcements doivent faciliter l'effet voûte autour du noyau afin de conserver les caractéristiques de résistance et de déformabilité naturelle du massif. Cette catégorie inclut la prévoûte, les injections, le jet-grouting subhorizontal, le pré-arche (umbrella, pipe jacking).
- « renforcement » du massif, les renforcements dans ce cas augmentent directement les caractéristiques de résistance et de déformabilité du

sol dans le noyau devant le front de taille. Le boulonnage horizontal au front est utilisé pour cet objectif et il représente une des clés du succès de cette méthode ADECO-RS.

Lunardi distingue ensuite ces techniques de celle nommée « long forepoles », ayant une fonction de « présupport » uniquement. Dans ce cas, en effet, à différence des méthodes précédentes, ni un préconfinement ni un effet voûte artificiel ne se produisent à l'avant du front de taille. Cette méthode sert principalement à lutter contre la fracturation du massif et à limiter les hors profils.

Dans la langue française, les techniques de pré-arche (umbrella) et de « long forepoles » sont généralement indiquées avec un seul terme : voûte parapluie. Il faut cependant bien noter que ces deux méthodes de présoutènement ne jouent pas le même rôle et ceci est principalement dû au fait que dans le deuxième cas (forepoles) chaque boulon travaille indépendamment sans créer une action transversale avec les autres. Celle-ci, en revanche, se manifeste si le diamètre des inclusions augmente et leur espacement diminue (umbrella, pipe jacking).

Le concept de Lunardi de renforcer le noyau de sol devant le front de taille marque une nouveauté par rapport aux principes de Rabcewicz [1964, 1965], qui a défini la méthode NATM. De même que Lunardi, Rabcewicz pensait également que les tunnels devaient être excavés en pleine section mais il n'avait pas trouvé une solution pour réaliser ceci dans des terrains difficiles. Pour cette raison, la méthode NATM a été souvent associée à une excavation du front divisée en plusieurs phases, suivant la tradition plus que bicentennaires qui se basait sur les expériences de creusement des galeries dans les mines. Cet aspect a été bien mis en évidence par Tonon [2010], qui en comparant les deux méthodes a mis en évidence les différences et les avantages de l'approche de Lunardi par rapport à la précédente.

Les principales différences entre les deux méthodes sont résumées dans la figure 2.3. Dans la phase d'étude, la méthode NATM s'intéresse seulement aux déformations qui se manifestent dans le tunnel, alors que l'analyse des déformations du noyau devant le front de taille est essentielle dans l'approche ADECO-RS. Ensuite, dans la phase de creusement, la méthode de Lunardi, à différence de celle NATM, incite à agir aussi dans la zone devant le front de taille à l'aide de différents types de présoutènement. Ce préconfinement doit trouver une continuité avec le soutènement rigide mis en place derrière le front, avec fermeture du radier le plus proche possible du front dans des conditions géologiques difficiles. Cette dernière réflexion était partagée par Rabcewicz.

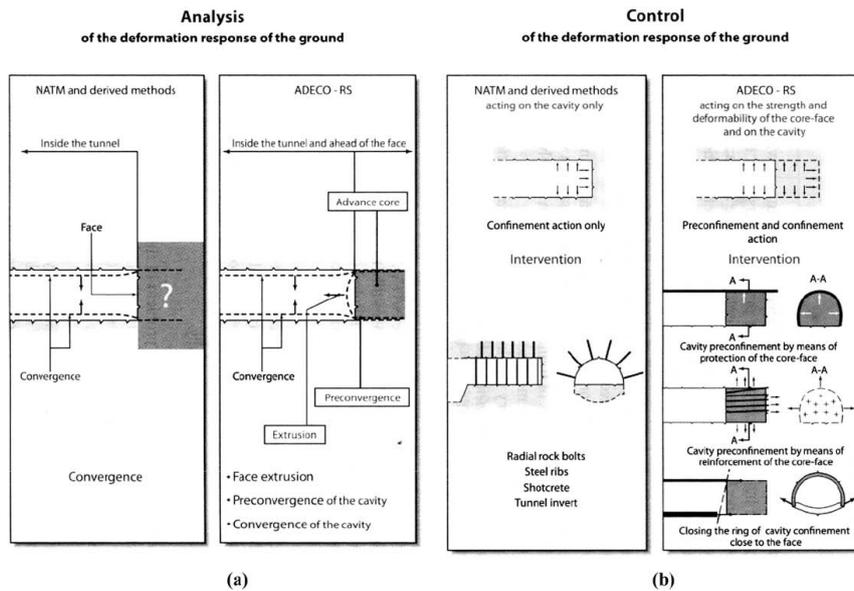


Figure 2.3 Principales différences entre la méthode NATM et celle ADECO-RS (Lunardi [2008])

La méthode ADECO-RS comprend plusieurs étapes regroupées en deux phases principales : conception et réalisation. Dans la première, le massif et le type de comportement du système front-noyau sont caractérisés par rapport aux investigations in situ et aux essais en laboratoire. Le système de préconfinement-confinement est ensuite adapté à la catégorie de réaction du noyau (A, B, C) attendue (voir figure 2.2). Lors de la phase de conception, des prévisions des déformations (extrusion, convergence etc.) sont réalisés pour chaque secteur du tunnel. Par la suite, c'est dans la réalisation de l'ouvrage que le système de (pré)soutènement est optimisé sur la base d'une comparaison entre les valeurs de déformations prévues et les mesures enregistrées in situ. La partie observationnelle joue ainsi un rôle déterminant dans la méthode de Lunardi.

Par rapport au procédé NATM, avec excavation du front répartie en plusieurs phases, cette nouvelle méthode présente plusieurs avantages. Premièrement, le fait de pouvoir avancer à plein front permet de concentrer les opérations et utiliser des engins plus grands et plus puissants. Ceci engendre une réduction des coûts et des temps de réalisation de l'ouvrage ainsi qu'une meilleure sécurité pour les ouvriers sur le chantier. En outre, cet avantage rend la méthode ADECO-RS applicable aussi au cas de tunnels excavés par tunnelier. Deuxièmement, l'industrialisation de la méthode, où rien est laissé à l'improvisation, garantit un avancement régulier du creusement qui, comme dit auparavant, est essentiel pour limiter l'augmentation des déformations dans le massif. Cet aspect est primordial dans le cas de tunnels en milieu urbain où les tassements de surface doivent être minimisés.

La diminution des déformations apportée par la méthode ADECO-RS par rapport à celle NATM a été étudiée par Marcher et al. [2004]. A l'aide d'une modélisation numérique 3D ils ont comparé les deux approches et les résultats ont mis en évidence que le procédé de Lunardi, avec la mise en place des présoutènements à l'avant du front de taille, permet une réduction assez significative des déplacements au front et des tassements en surface.

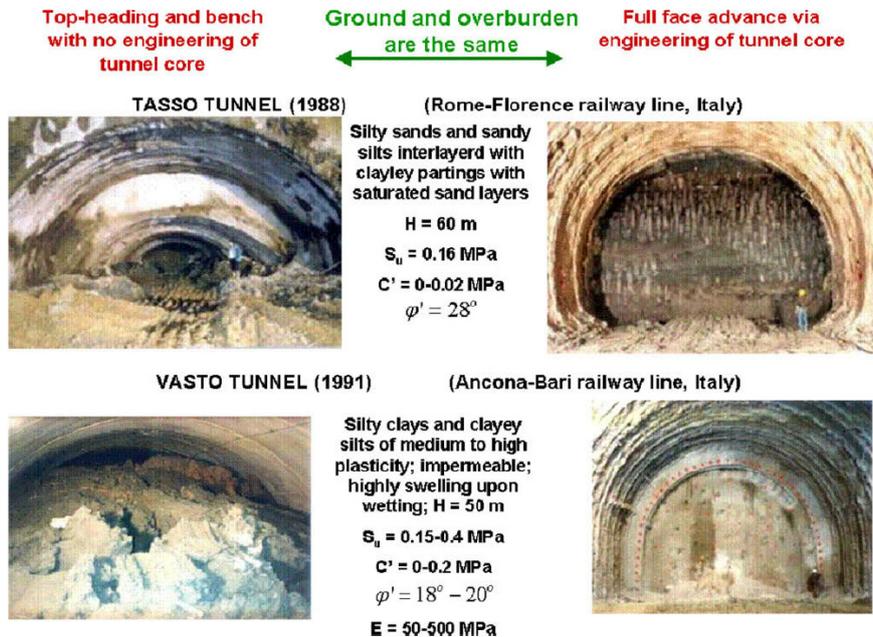


Figure 2.4 Application de la méthode ADECO suite à l'effondrement de deux tunnels réalisés avec l'approche NATM (Lunardi [2008])

Plusieurs chantiers de tunnel, commencés en utilisant la méthode traditionnelle, ont été menés à terme avec succès seulement après avoir adopté l'approche ADECO-RS, avec la mise en place des présoutènements à l'avant du front de taille. A ce propos on peut rappeler le cas de deux tunnels ferroviaires réalisés en Italie (voir figure 2.4) et celui du célèbre tunnel de Tartaguille sur la ligne ferroviaire haute-vitesse Lyon-Marseille. Dans ce dernier ouvrage en particulier, les travaux ont pu être conclus dans les délais prévus grâce à la méthode de Lunardi avec un avancement régulier du creusement.

Un exemple plus récent, présenté par Ibrahim [2008], concerne la ligne du métro à Istanbul, où la performance des deux méthodes a été testée dans des zones similaires du projet. Les mesures in situ ont mis en évidence que le tassement de surface engendré dans la zone excavée avec un présoutènement par voûte parapluie (UAM, Umbrella arch method) et boulonnage au front était trois fois inférieur à celui mesuré dans la partie du tracé réalisée en suivant l'approche NATM (figure 2.5).

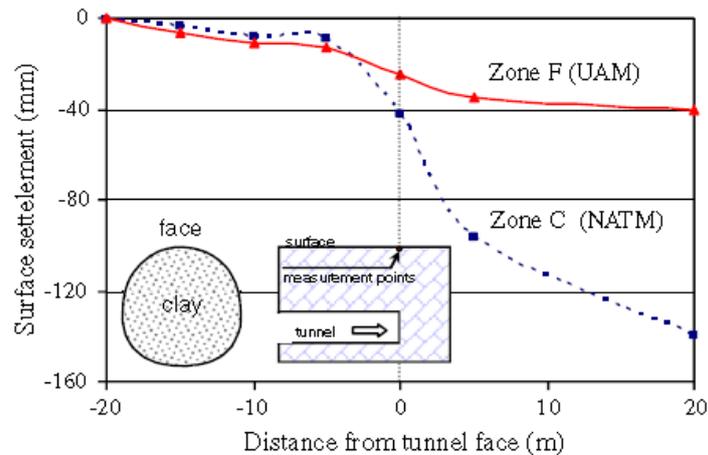


Figure 2.5 Comparaison entre la méthode NATM et UAM (voute parapluie plus boulonnage au front) lors du chantier du métro de Istanbul (Ibrahim [2008])

Enfin, un clair exemple de l'application de la méthode ADECO-RS est représenté par le deuxième tube du tunnel de Toulon. Les détails relatifs à ce chantier seront explicités dans les prochains chapitres.

Dans le cas de Toulon, le système de présoutènement adopté est composé par du boulonnage au front de taille plus une voûte parapluie ou divergente. Des études sur les effets de ces deux types de renforcement ont été menées par différents auteurs dont quelques exemples seront présentés dans les paragraphes suivants.

2.3 Etudes sur le boulonnage au front de taille et la voûte parapluie

2.3.1 Description des deux types de présoutènement

Le boulonnage au front de taille représente une des clés de succès de la méthode ADECO-RS. Cette technique, appliquée pour la première fois à la fin des années 1980 en Italie (Lunardi [2008]), consiste en la mise en place d'inclusions scellées en continu dans des forages sub-horizontaux de grande longueur (généralement supérieur au diamètre du tunnel) à l'avant du front de taille (figure 2.6). Cette méthode permet de réduire le déconfinement du noyau en augmentant les caractéristiques de résistance et déformabilité du massif à l'avant du front. Ceci conduit à une augmentation de la stabilité du front et ainsi à une nette amélioration de la sécurité sur le chantier. Le phénomène d'extrusion est significativement réduit et par conséquent le développement des mouvements du sol vers la surface également.

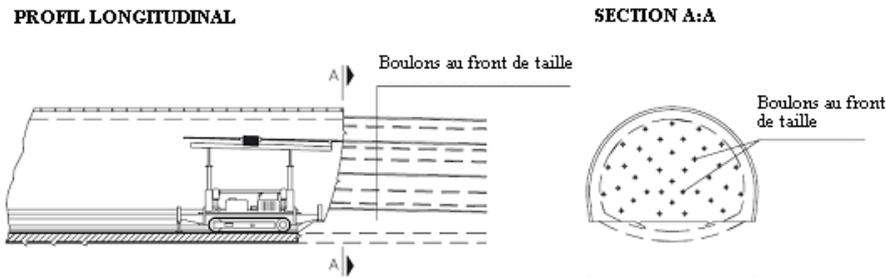


Figure 2.6 Préconfinement par boulonnage au front de taille (Lunardi [2008])

Généralement les boulons sont en fibre de verre, ayant une forte résistance en traction (200 à 800 MPa) et au même moment une faible résistance au cisaillement. Ceci leur permet d’être facilement détruits par les engins de terrassement. Toutefois, dans le cas où les terrains posent des problèmes d’enfilage des éléments (resserrement des trous), il peut être nécessaire d’utiliser des boulons autoforeurs tubulaires en acier.

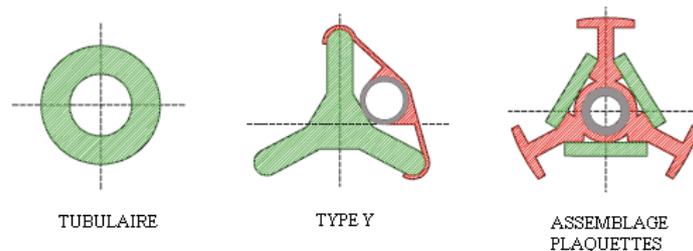


Figure 2.7 Différents types de boulons en fibre de verre au front de taille (Lunardi [2008])

En ce qui concerne les boulons en fibre de verre, plusieurs formes sont possibles : tubulaire, de type « Y » ou assemblage de plaquettes en faisceau (figure 2.7). Leur diamètre varie couramment entre 60 et 100 mm environ. Quant’ au diamètre du forage, il doit être le plus petit que possible (10 cm généralement) afin de faciliter un scellement correct et garantir l’efficacité de la méthode. Celle-ci est en effet assurée seulement si les boulons sont mis en place après chaque forage ou au maximum après un groupe de 5 forages (Lunardi [2008]).

Le scellement en continu des boulons se fait généralement à partir du fond trou et permet le développement du transfert de charge sur la longueur de l’inclusion. A ce propos, les produits de scellement utilisés doivent garantir des caractéristiques d’interfaces inclusion-sol élevées afin de mobiliser les efforts dans les boulons. Pour des raisons économiques, l’usage des coulis de ciment est plus courant que celui des résines (polyuréthane etc.), même si celles-ci assurent un meilleur remplissage du forage (gonflement) et un scellement plus fiable en présence d’eau.

Les inclusions, comme celles susmentionnées, sont détruites à fur et à mesure que le front de taille avance. Lorsque la longueur et la densité du boulonnage restant ne sont plus suffisantes à garantir le préconfinement du noyau, les inclusions doivent être renouvelées. En pratique, les cycles de renouvellement du boulonnage se différencient sur deux critères d'organisation (figure 2.8) :

- Les cycles courts consistent en la mise en œuvre d'une fraction constante du boulonnage à chaque tronçon d'avancement du front de taille, la longueur duquel est établie dans la phase de projet. Le linéaire des boulons est constant et la densité de renforcement décroît à l'avant du front. L'intervention au front de taille est plus courte et adaptée au cycle d'avancement.
- Les cycles longs correspondent au renouvellement total du boulonnage lorsque la longueur des inclusions n'est plus suffisante. Dans ce cas le linéaire des boulons n'est pas constant et l'intervention au front de taille est plus longue.

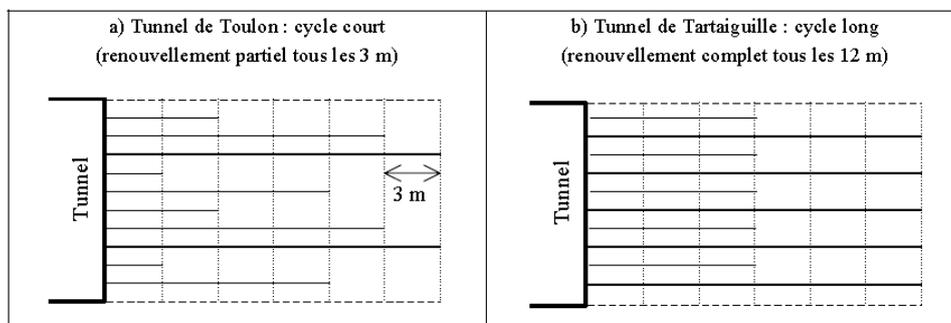


Figure 2.8 - Deux exemples des cycles de boulonnage du front (Trompille[2003])

En conclusion, cette technique est caractérisée par la longueur, la densité et les caractéristiques des boulons ainsi que par leur répartition sur le front de taille et par le cycle de renouvellement. Ces paramètres doivent être choisis lors du projet pour optimiser l'efficacité de la méthode. Toutefois, pendant les phases de creusement ils peuvent ensuite être adaptés en fonction des caractéristiques et des réactions du massif réellement rencontrées.

Plusieurs études ont été menées afin de mieux comprendre le comportement du massif ainsi renforcé et établir des règles pour le dimensionnement de cette technique. Quelques exemples seront présentés dans les prochains paragraphes.

La méthode de boulonnage au front de taille peut être combinée, si nécessaire, avec d'autres techniques de préconfinement/présupport à l'avant du front de taille, telles que la prévoûte, les injections, le jet-grouting sub-horizontale, la voûte parapluie etc.... Dans le cadre de cette présentation, l'attention est apportée au présoutènement par voûte parapluie (figure 2.9). Une description détaillée des autres techniques est faite par Lunardi [2008].

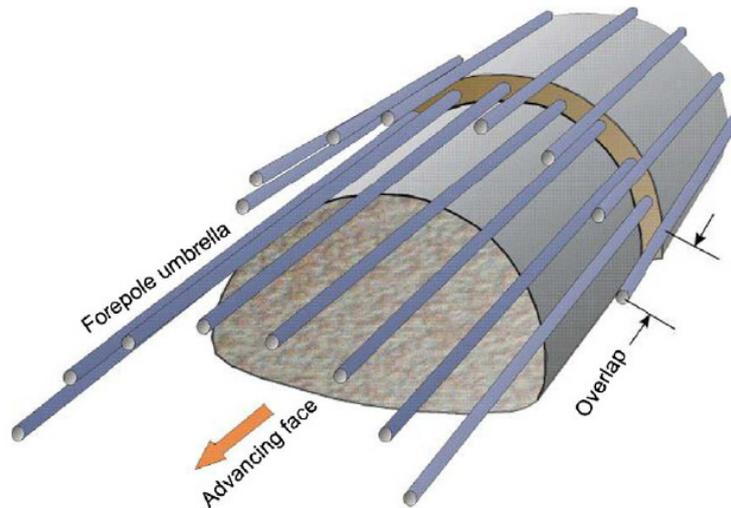


Figure 2.9 Présoutènement par voûte parapluie

Une des premières présentations de cette méthode de présoutènement a été faite par Barisono et al [1982]. Dans leur étude, ils proposent également des règles pour son dimensionnement en se basant sur des cas réels de chantier en Italie où cette technique a montré son efficacité (figure 2.10).

Ce présoutènement consiste en la mise en place de boulons de diamètre compris généralement entre 100 et 180 mm, dans des forages inclinés de longueur de 8 –18 m réalisés autour de l’excavation. Les inclusions sont scellées au ciment sur toute la longueur et elles sont renouvelées, selon un cycle préétabli, afin de garantir une zone de double recouvrement.

Selon l’inclinaison des boulons, la section du tunnel est constante ou variable. Dans le cas d’une faible inclinaison, en effet, la section où il y aura le renouvellement de la voûte parapluie doit être plus petite afin de permettre la faisabilité des forages. Ceci n’est pas nécessaire pour des inclinaisons plus importantes (14° par exemple). Le système de présoutènement appliqué en ce cas prend généralement le nom de « voûte divergente ».

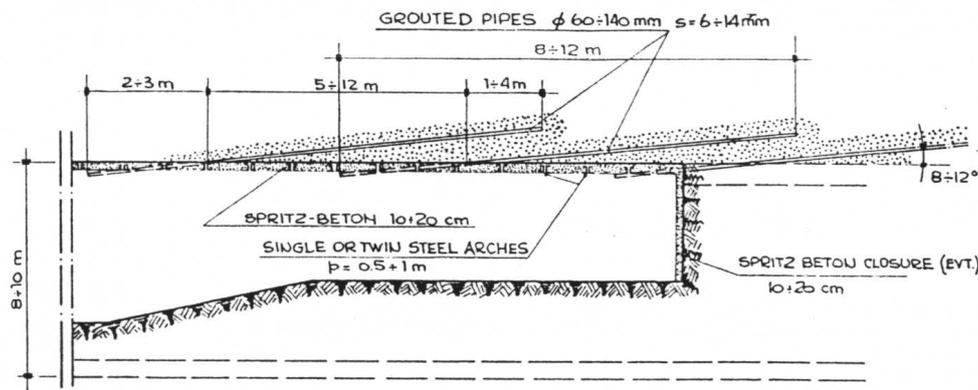


Figure 2.10 Profil longitudinal pour le dimensionnement de la voûte parapluie (Barisono et al [1982])

Cette technique peut être adaptée aux terrains rencontrés, en jouant sur les différents paramètres qui les caractérisent, tels que le diamètre et la longueur des inclusions, l'espacement entre eux, la pression d'injection du scellement etc.

Dans le cas d'un milieu rocheux fracturé, cette méthode est utile pour lutter contre les discontinuités du massif et limiter ainsi les hors profils et le volume de sol perdu. Ceci améliore la sécurité sur chantier et peut avoir une influence non négligeable sur la réduction des déformations du massif. Cependant, d'après Lunardi [2008], cette technique n'a pas un effet de préconfinement. En effet, elle n'arrive pas à créer un effet voûte artificiel à l'avant du front de taille du moment qu'il n'y a pas une action transversale réciproque entre les boulons. Cet effet peut en revanche se produire en réduisant significativement l'espacement entre les inclusions et en augmentant leur diamètre (umbrella, pipe jacking). La protection et le préconfinement du noyau sont encore plus assurés en réalisant une pré-arche des colonnes de jet-grouting subhorizontal. Cette dernière technique peut être nécessaire dans des conditions géologiques particulièrement difficiles et en cas de problèmes de tassements de surface.

Par rapport au boulonnage au front, les études qui se sont concentrées exclusivement sur le fonctionnement de la voûte parapluie sont moins nombreuses. En effet les analyses proposées considèrent souvent l'effet couplé des deux techniques. Dans ce mémoire de thèse, les deux méthodes de présoutènement seront analysées séparément afin de mieux comprendre l'influence de chacune sur la réponse du massif.

Dans les paragraphes suivants, des exemples des études menées sur le boulonnage au front de taille et la voûte parapluie seront présentées selon les différentes approches d'analyse suivies.

2.3.2 Approche physique

Sur la base des mesures in situ, plusieurs auteurs (Barisone et Pelizza [1982], Lunardi [1992, 2004, 2008], Volkman et Shubert [2006, 2007], Ibrahim [2008], Wang et al [2009]) ont étudié l'efficacité des techniques du boulonnage au front et de la voûte parapluie. Cependant, il est difficile de pouvoir effectuer des essais in situ en grandeur réelle afin de tester l'influence des différents paramètres qui les caractérisent (longueur, densité des boulons etc.) dans les mêmes conditions et type de sol. Des essais sur des modèles réduits, généralement en centrifugeuse, sont alors réalisés. Souvent les résultats sont dans un deuxième temps comparés à ceux obtenus par modélisation numérique.

Rana Al Hallak [1999], lors de ses études en centrifugeuse sur l'effet du boulonnage (chapitre 1), a mis en évidence que la mise en place des boulons

(densité $0,5 \text{ b/m}^2$) à l'avant du front de taille améliore considérablement la stabilité du front, car la pression limite de soutènement est deux fois plus faible que dans le cas sans renforcements. En outre, les déplacements observés avant la rupture au front et en surface sont également réduits.

Kamata et Mashimo [2003] ont étudié l'influence de la longueur des boulons au front sur la stabilité d'un tunnel à faible profondeur ($C/D=1$) dans du sable. Les essais en centrifugeuse ont mis en avant que la longueur minimale des boulons pour garantir la stabilité du front est égale à $0,5 D$. Ce résultat a été ensuite confirmé à l'aide d'une simulation numérique. L'influence de la voûte parapluie a été également prise en compte dans les essais sur le modèle réduit. Les résultats ont montré que ce type de présoutènement diminue la propagation de la zone de rupture vers la surface. En revanche, son effet en termes de stabilité au front de taille et d'extrusion semble limité (figure 2.11).

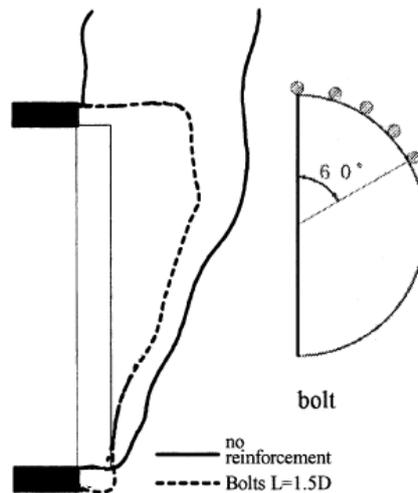


Figure 2.11 Effet de la voûte parapluie sur le mécanisme de rupture (Kamata et Mashimo [2003])

L'influence sur la réaction du massif des deux systèmes de renforcement (voûte parapluie et boulonnage au front) a été analysée par Shin et al [2007] à partir d'une série d'essais en laboratoire à grande échelle. Les résultats ont démontré que la voûte parapluie facilite un transfert longitudinal des efforts dans la partie non excavée ainsi qu'une réduction des tassements dans le massif (de l'ordre de 18-24 %) ; le boulonnage au front engendre de son côté une diminution de l'extrusion. En ce qui concerne la longueur des boulons, l'influence positive sur la diminution des mouvements est visible jusqu'à une longueur $L=1-1,5 D$, puis elle devient négligeable. Un schéma de dimensionnement des boulons au front et en voûte est proposé, en fonction du diamètre D du tunnel et de l'angle de frottement du sol (figure 2.12).

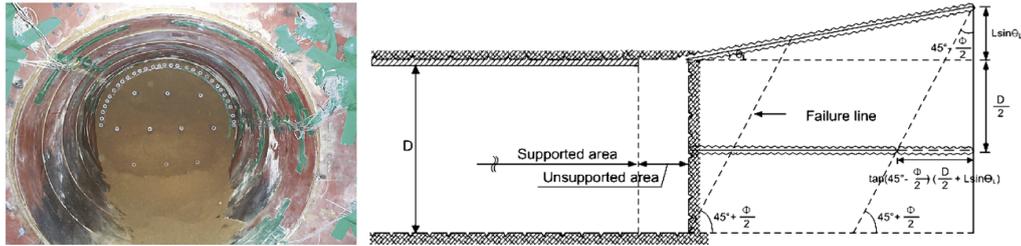


Figure 2.12 Modèle réduit à grande échelle et schéma de dimensionnement des boulons (Shin et al [2007])

Deux études intéressantes sur l'influence de la voûte parapluie à l'égard des mouvements du sol ont été récemment menées par Hisatake et Ohno [2008] et Juneja et al [2010], toujours sur des modèles réduits en centrifugeuse. Dans le premier cas, la mise en place des boulons en voûte a permis une réduction significative des tassements dans le massif (1/4 par rapport au tunnel non pré-soutenu). Les essais de Juneja ont montré, au contraire, un faible effet de la voûte parapluie sur la valeur finale maximale du tassement. Les boulons semblent réduire l'étendue de la cuvette à l'avant du front seulement. Les écarts entre les résultats de ces études pourraient s'expliquer principalement pour deux raisons :

- le type de sol utilisé, c'est-à-dire du sable pas saturé dans les essais de Hisatake et de l'argile dans ceux de Juneja.
- la taille des inclusions par rapport aux autres dimensions du modèle (figure 2.13). Dans les essais de Hisatake en effet le rapport entre le diamètre des boulons et celui du tunnel est beaucoup plus important que dans la deuxième étude. Un effet voûte artificiel s'est ainsi probablement créé, vu aussi le faible espacement des inclusions (Lunardi [2008]) et ceci a probablement contribué à la diminution significative des tassements.



Figure 2.13 Modèle réduit du cintre et de la voûte parapluie (Hisatake et Ohno [2008])

2.3.3 Approche en stabilité

Plusieurs auteurs ont étudié l'apport du boulonnage à l'égard de la stabilité du tunnel en suivant les principes du calcul à la rupture et de l'analyse d'équilibre limite. Les boulons sont considérés pour leur effet dans le point d'intersection avec la surface de rupture.

Leca [1997] a implémenté le boulonnage au front dans son mécanisme de rupture précédemment développé (figure 2.14). Il a ainsi étudié comment la résistance globale du massif s'améliore grâce à la contribution que chaque boulon fournit en termes de frottement mobilisable à l'interface.

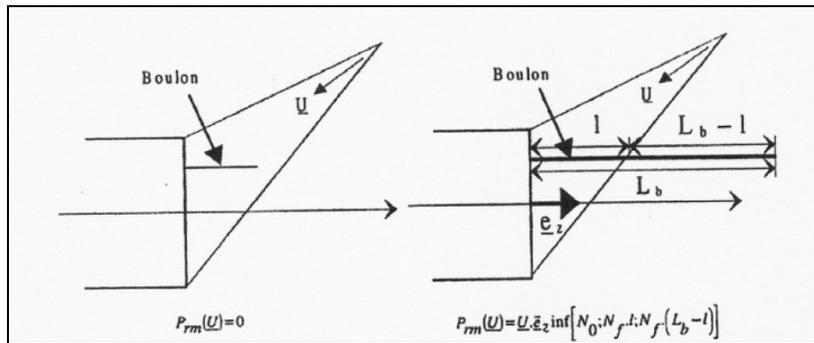


Figure 2.14 Prise en compte de l'effet des boulons (Leca [1997])

En 2002, Subrin a proposé, dans l'hypothèse de milieu cohérent et cohérent-frottant, un mécanisme tridimensionnel basé sur la rotation d'un bloc rigide défini à partir de spirales logarithmiques (figure 2.15). Cependant, dans son modèle le boulonnage n'était pas pris en compte.

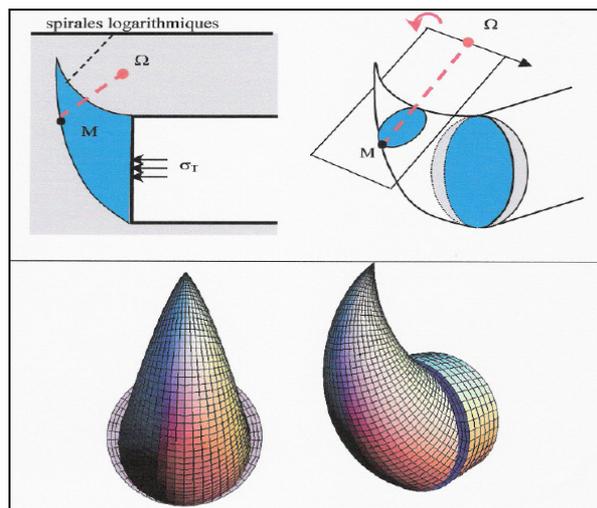


Figure 2.15 Mécanisme de rupture tridimensionnel (Subrin [2002])

Anagnostou et Serafeimidis [2007], sur la base cette fois-ci du mécanisme de Horn [1961], présentent une méthode pour le dimensionnement du boulonnage au front dans un massif hétérogène, divisé en plusieurs couches. Grâce à une solution par itérations, la densité du boulonnage nécessaire à maintenir stable le front de taille est déterminée. Dans le cas d'un massif homogène et uniformément renforcé, ils présentent également des tableaux qui relient la densité de boulonnage, nécessaire pour avoir un facteur de sécurité unitaire, avec l'angle de frottement du sol et les dimensions du front de taille. Dans ce cas, la couverture du tunnel ne semble pas peser de manière considérable sur les résultats. Ceci n'est pas vérifié, cependant, dans des sols purement cohérents où la stabilité du front augmente avec la profondeur du tunnel. De plus, elle apparaît particulièrement influencée par la longueur non soutenue derrière le front (Serafeimidis, Ramoni et Anagnostou [2007]).

Une étude similaire a été réalisée par Oreste [2009] toujours par le biais de la méthode de l'équilibre limite et sur la base du mécanisme de Horn. Dans ce cas aussi, on peut, à l'aide d'une procédure itérative, tracer des tableaux qui mettent en relation le facteur de sécurité (F_s) au front de taille en fonction du nombre de boulons et de leur longueur. Une fois choisi le F_s voulu, le dimensionnement du boulonnage en résulte simplement (figure 2.16). Cette méthode a été testée sur deux cas réels de tunnel en Italie où, même si le boulonnage au front était mis en place, un effondrement s'est produit. La méthode a montré comment ce phénomène s'est vérifié à cause d'un dimensionnement incorrect du préconfinement au front auquel correspondait un facteur de sécurité inférieur à l'unité.

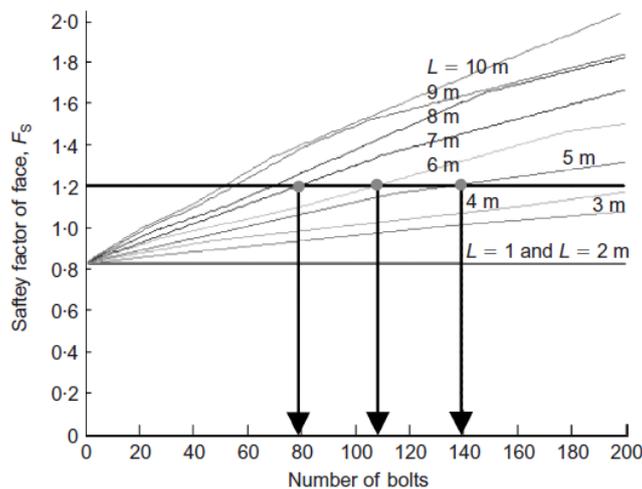


Figure 2.16 Exemple de la procédure pour la détermination du nombre et de la longueur des boulons en fonction du F_s voulu (Oreste [2009])

2.3.4 Approche en déformation

2.3.4.1 Modèle analytique

Dans les approches analytiques, la méthode d'homogénéisation est souvent utilisée. Elle consiste en la prise en compte de la structure hétérogène, sol avec les boulons, comme un milieu homogène équivalent mais anisotrope en raison de l'orientation des inclusions. Cette méthode peut être appliquée dans le cas où le renforcement est réparti uniformément dans le massif traité et il est suffisamment dense pour que le milieu puisse être considéré homogène à l'échelle macroscopique.

A partir des études menées par Greuell [1993] sur le boulonnage radial autour du tunnel, Jassionnesse & Dubois [1996] et puis Wong et al [1998] ont développé un modèle analytique en symétrie sphérique pour le dimensionnement du renforcement longitudinal disposé au front de taille d'un tunnel. Dans cette configuration, les boulons sont disposés perpendiculairement au front de taille (figure 2.17) avec une adhérence parfaite sol-boulon. Le creusement du tunnel est simulé par la diminution d'une pression fictive à l'intérieur de la cavité sphérique, en s'inspirant à la méthode convergence-confinement. Différents modèles ont été par la suite proposés selon le comportement du sol adopté (critère de plasticité) et la longueur des boulons (Subrin [1997], Wong et al [2000] etc.).

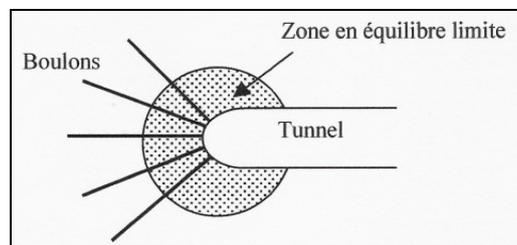


Figure 2.17 Représentation schématique du tunnel boulonné frontalement en modélisation sphérique

Successivement le phénomène de descellement pouvant se produire à l'interface sol-boulon a été pris en compte par Trompille [2003] et Wong et al [2004]. Si on considère une adhérence parfaite, l'efficacité des boulons est en effet surestimée. L'effort axial dans le boulon est situé dans ce cas en tête de l'inclusion, proche du front, où les déplacements sont maximaux. Or, dans la réalité, l'effort maximum apparaît à une certaine distance du front et il peut rester nul en parois (Dias [1999]). L'introduction d'une limite de résistance à l'interface permet ainsi une estimation plus correcte de la tension des boulons et de leur contribution quantitative à la réduction du déplacement dans le massif.

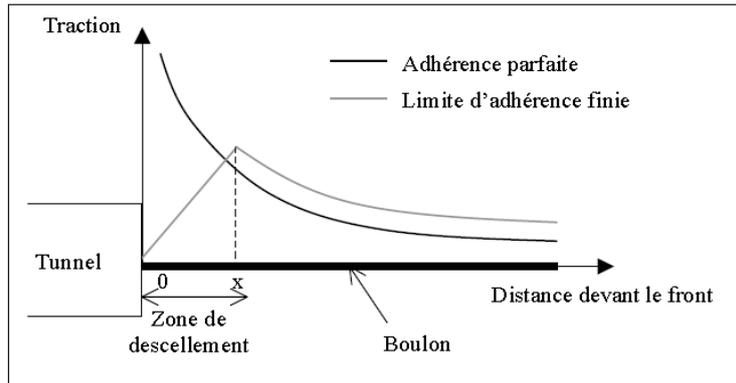


Figure 2.18 Effort axial de traction dans les boulons dans le cas d'adhérence parfaite ou pas parfaite (Trompille [2003])

En ce qui concerne la voûte parapluie, son comportement a été récemment étudié par Wang et al [2009]. Une approche analytique, basée sur la théorie élastique des poutres de Pasternak, a été ainsi développée et ensuite comparée à des mesures de déformations des inclusions enregistrées in situ. Malgré des écarts sur les résultats, le modèle proposé arrive à simuler l'allure globale des données.

2.3.42 Modèles numériques

Homogénéisation

Toujours sur la base des principes d'homogénéisation, Bernaud et al [2009] ont formulé une loi constitutive élasto-plastique anisotrope pour un massif renforcé par boulonnage au front de taille et radiale aussi. Cette loi a été ensuite implémentée dans un code numérique aux éléments finis. Ceci leur a permis de réduire considérablement les temps de calculs par rapport aux modèles réalisés en prenant compte chaque boulon scellé dans le massif individuellement. Les résultats ont montré que la densité du boulonnage a une influence majeure sur la réaction du massif par rapport à la longueur des boulons.

Une étude similaire a été réalisée par Shin H.S et al [2008] afin de déterminer une loi constitutive permettant de décrire cette fois-ci le milieu constitué par le sol, les boulons en voûte parapluie et leur scellement. La méthode proposée prend en compte les différents aspects du problème, tels que la géométrie des boulons, leur longueur, le recouvrement des inclusions etc. Cette technique d'homogénéisation a été ensuite implémentée dans un code de calcul 3D et testé sur un cas réel d'un tunnel en Corée. Elle permet de réduire les temps de réalisation du modèle et évite de devoir refaire le maillage si les caractéristiques de la voûte parapluie changent.

Approches simplifiées

Ces méthodes ne prennent pas en compte directement les inclusions mais leur possible effet dans le sol. Ci-dessous quelques exemples.

Grasso et al [1993], à l'aide de calculs numériques axisymétriques, proposent de simuler l'effet du renforcement longitudinal du front de taille par une augmentation de la cohésion du sol, selon la formule :

$$c^* = c + \frac{1 + \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \Delta \sigma_3 \quad (2.1)$$

avec $\Delta \sigma_3$ qui représente l'incrément de la contrainte principale mineure due au renforcement.

Peila [1994], dans un calcul axisymétrique 3D, considère l'apport du boulonnage par une pression fictive équivalente P_f au front de taille égale à la somme des efforts dans tous les boulons ramenée à la surface du front. L'effort dans les boulons correspond à la valeur minimale entre la résistance à la traction ou à l'arrachement du boulon.

$$P_{front} = \min \left\{ \frac{n \cdot A \cdot \sigma_{max}}{S}, \frac{n \cdot S_l \cdot \tau_{max}}{S} \right\} \quad (2.2)$$

Avec n le nombre de boulons, A la section de l'inclusion, σ_{max} l'effort maximum ammissible dans le boulon, S la surface du front, τ_{max} la résistance à traction maximale le long de l'intergace sol/boulon et S_l est la surface latérale totale de l'inclusions.

En ce qui concerne le présoutènement par voûte parapluie, Song et al [2006] ont comparé cinq différentes approches pour déterminer la rigidité équivalente du massif renforcé à introduire dans les calculs numériques, afin de limiter leur temps de réalisation. En comparant les résultats des différentes méthodes à ceux obtenus par une modélisation numérique 3D, modélisant individuellement chaque boulon, ils proposent de retenir la formule suivante :

$$E_{eq} = E_{sol} + \frac{E_{boulon} \cdot E_{scellement}}{E_{boulon} + E_{scellement}} \quad (2.3)$$

Discretisation

Le sol et le renforcement sont dans ce cas discrétisés et après assemblés en introduisant des éléments de contact à l'interface. Grâce à cette technique on peut prendre en compte directement les inclusions et calculer le déplacement relatif sol/boulon ainsi que les efforts engendrés dans les éléments.

Dias et Kastner [2005] ont analysé l'influence du boulonnage au front de taille par le biais d'une modélisation numérique tridimensionnelle calée sur le cas réel du tunnel Nord de Toulon. Le phasage du creusement et de la mise en place des inclusions sont simulés. Les principales conclusions de l'étude sont les suivantes :

- Le boulonnage au front a une forte influence sur l'extrusion avec une réduction de 60 % des mouvements dans le cas d'une densité élevée ; cependant au-delà d'une densité de 0,4 - 0,5 b/m² son efficacité est fortement atténuée.
- L'effort axial dans les boulons peut être décrit en trois zones : une zone de chargement concentrée sur une distance de l'ordre d'un demi-rayon du front, une zone ensuite d'ancrage s'étendant environ entre 0,5 et 1,2 rayons, enfin au delà de 1,2 rayons l'effort se réduit et il s'annule. Le comportement des boulons dépend en outre de leur position (figure 2.19). Enfin, le chargement de l'inclusion est progressif avec l'avancement du creusement.
- Le paramètre clé du comportement du boulonnage est sa raideur globale ; pour varier la densité on peut ainsi jouer sur le nombre des inclusions ou sur leur module.

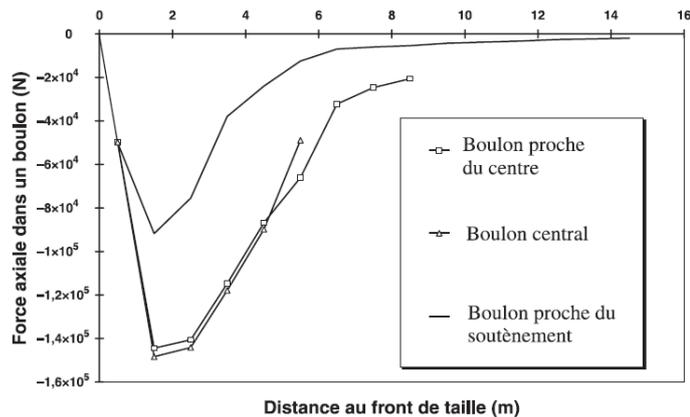


Figure 2.19 Efforts dans les boulons, rayon tunnel de 5,8 m (Dias et Kastner [2005])

Dias [2011] a comparé les résultats obtenus avec le modèle numérique ci-dessus présenté avec ceux acquis par les approches simplifiées de Grasso [1993] et Peila [1994]. Il montre que les méthodes simplifiées surestiment l'effet du boulonnage vis-à-vis des déformations dans le massif. Ce résultat est dû au fait qu'elles prennent en compte l'effort maximal admissible dans les boulons tandis que, en réalité, cet effort maximal est rarement mobilisé, spécialement dans les tunnels peu profonds. Une bonne correspondance apparaît entre les trois approches seulement après avoir calé les paramètres caractéristiques des deux méthodes simplifiées (pression et cohésion) sur les résultats 3D.

Dias, de son côté, propose alors une approche basée sur la méthode convergence-confinement. L'efficacité du boulonnage peut être ainsi analysée en

superposant la ligne caractéristique du massif non renforcé avec celle du renforcement par boulons (figure 2.20).

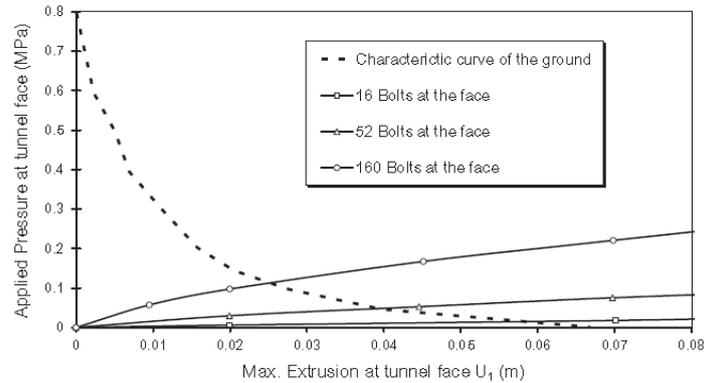


Figure 2.20 Méthode convergence-confinement utilisée pour étudier l'efficacité du boulonnage au front (Dias [2011])

Des informations remarquables sur le dimensionnement du boulonnage au front ont été également données par Yoo et Shin [2003]. Par le biais d'une série d'essais en laboratoire sur modèle réduit et d'analyses numériques 3D, ils ont lancé une étude paramétrique concernant les caractéristiques du boulonnage (longueur, densité, rigidité) et la profondeur du tunnel. La mise en place des inclusions à l'avant du front, même avec une densité faible, conduit à une réduction de l'extrusion, des tassements de surface et des zones plastiques (figure 2.20). Cependant, les inclusions doivent avoir une longueur minimale de $0,5 D$ pour être efficaces. Le rapport C/D (couverture sur diamètre du tunnel) ne semble pas influencer ces résultats, en revanche la valeur de K_0 joue un rôle significatif.

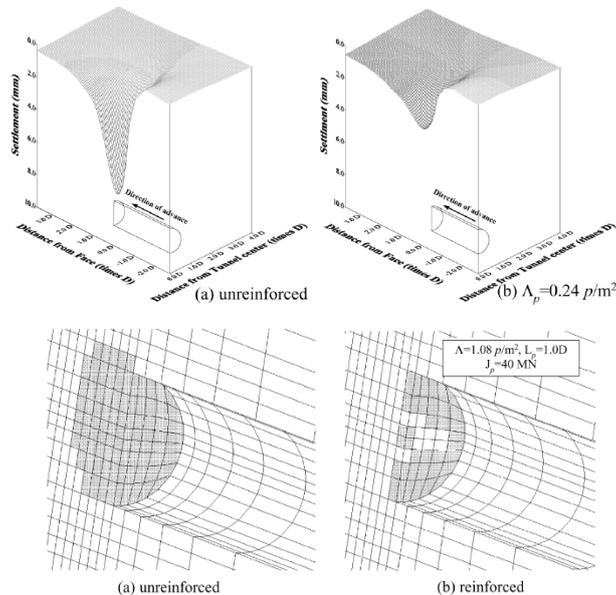


Figure 2.21 Influence du boulonnage sur les tassements (haut) et sur les zones plastiques (bas) (Yoo et Shin [2003])

Une valeur minimale de la longueur des boulons égale au rayon du tunnel a été également déterminée par Schweiger et Mayer [2004] à la suite d'une analyse tridimensionnelle sur la stabilité du front de taille. En s'intéressant toujours à la longueur minimale des inclusions, Kavvadas et Prountzopoulos [2009] concluent qu'elle dépend principalement de l'angle du frottement du sol et moins de la cohésion, de la profondeur du tunnel et de la densité du boulonnage.

En ce qui concerne le comportement et les effets de la voûte parapluie, une étude intéressante a été menée par Song et al [2006]. Plusieurs simulations numériques 3D, modélisant ce système de présoutènement, ont été lancées en faisant varier différents paramètres, tels que la longueur, l'inclinaison, le recouvrement des boulons ainsi que le diamètre du tunnel. Les auteurs ont pu conclure que la voûte parapluie permet une réduction des tassements mais cet effet est visible surtout pour des larges excavations (C/D faible, figure 2.22). Son efficacité augmente pour des boulons plus longs, en revanche elle semble être peu influencée par la longueur du recouvrement. Enfin, les effets sur l'extrusion se montrent minimes et ceci implique qu'un système de renforcement au front est nécessaire spécialement pour les tunnels ayant un large diamètre.

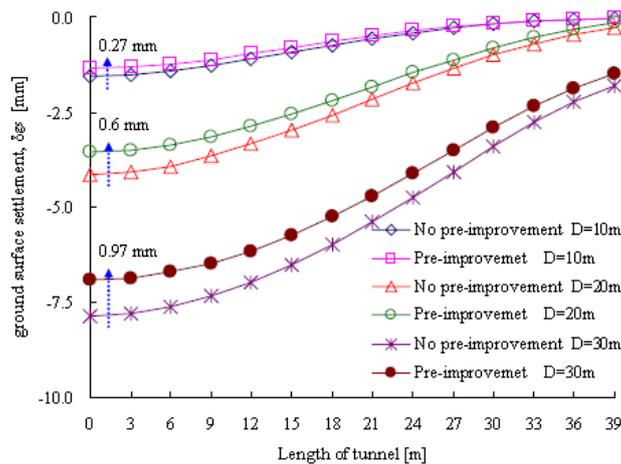


Figure 2.22 Influence de la voûte parapluie sur les tassements de surface, en fonction du diamètre du tunnel (Song et al [2006])

Volkman et Schubert [2006] ont eux aussi étudié le comportement des boulons en voûte parapluie, mais à l'aide, cette fois-ci, de mesures réelles sur chantier. Des chaînes d'inclinomètres à proximité des inclusions ont été placées in situ et elles ont permis de tracer des courbes de déflexion montrant le tassement en fonction de l'avancement du front. Les mesures enregistrées ont été ensuite comparées aux résultats de deux simulations numériques 3D différentes : dans la première simulation les boulons ont été modélisés un par un

tandis que, dans la deuxième, l'approche par homogénéisation a été considérée. L'étude a mis en évidence que l'approche par discrétisation arrive à bien se caler aux mesures in situ, alors que la méthode d'homogénéisation conduit à surestimer considérablement l'effet de la voûte parapluie sur les tassements.

En analysant les résultats numériques, les conclusions suivantes sont également présentées :

- La voûte parapluie ralentit la propagation des tassements au dessus de la clé du tunnel (figure 2.23).
- Les boulons sont à considérer comme des inclusions « passives », capables de reprendre des efforts axiaux et fléchissant seulement à la suite des mouvements du sol.
- Chaque boulon travaille indépendamment des autres en transférant les efforts soit sur le soutènement mis en place dans le tunnel (ex. les cintres) soit sur une zone du massif à l'avant du front. Aucun effet de voûte et arc artificiel n'est donc produit à l'avant du front de taille, confirmant les réflexions de Lunardi [2008]. Pour cette raison seule une modélisation 3D par discrétisation peut simuler correctement le comportement des inclusions. Une approche par homogénéisation amène, au contraire, à une sous-estimation des tassements.

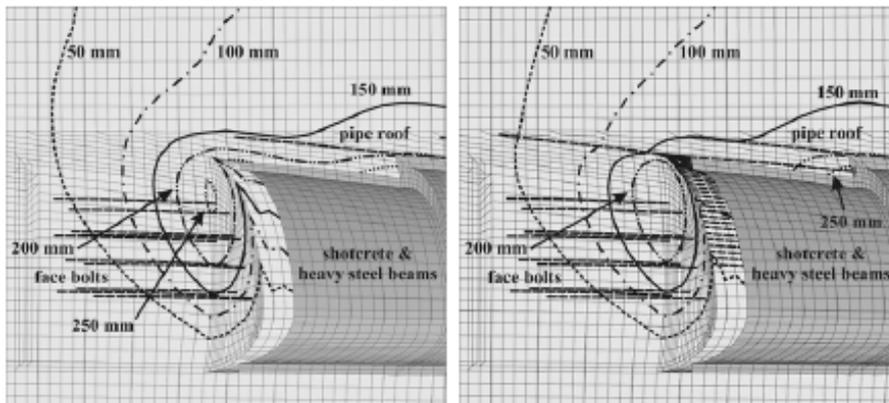


Figure 2.23 Effet de la voûte parapluie sur les tassements (Volkman et Schubert [2006])

La nécessité de modéliser la voûte parapluie en 3D, en discrétisant les inclusions, a été également souligné par Eclaircy-Caudron [2006]. Sur la base du cas réel d'un tunnel à Besançon, elle a étudiée le comportement de ce système de présoutènement par le biais d'une approche numérique bidimensionnelle et tridimensionnelle. Les résultats ont montré que dans le premier cas (modélisation 2D) l'effet de la voûte parapluie est surestimé par rapport à la simulation 3D. Celle-ci, où les inclusions ont été modélisé une par une (tube 89/70, longueur 18 m, renouvellement 9 m), a mis en évidence que cette méthode de présoutènement a une faible influence sur la diminution des tassements et de l'extrusion (figure 2.24).

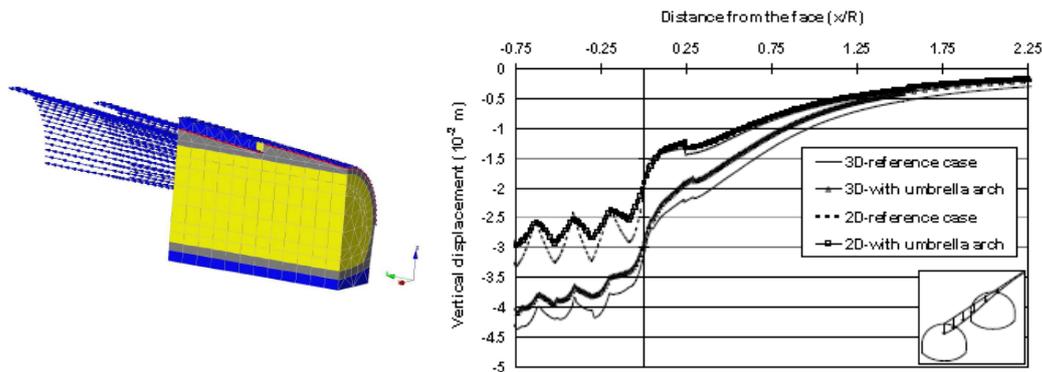


Figure 2.24 Modélisation 3D de la voûte parapluie et effet sur les tassements (Eclaircy-Caudron et al [2006])

2.4 Conclusion

Dans le présent chapitre, les principes de la méthode dite ADECO ont été énoncés. Cette technique de réalisation de tunnels a été conçue par Lunardi sur la base des réflexions faites suite à différents chantiers en Italie dans les années 1980 et 1990. L'idée innovante de cette méthode est la suivante : un tunnel peut être excavé à plein front dans des terrains difficiles seulement si on arrive à contrôler et limiter les déformations du noyau du massif à l'avant du front. Afin d'accomplir cette mission, plusieurs types de présoutènement peuvent être mis en place selon les différentes conditions présentes dans la zone où l'ouvrage doit s'installer.

L'attention a été focalisée sur deux techniques : le boulonnage au front de taille et la voûte parapluie. La compréhension du comportement de ces deux types de présoutènement représente un enjeu essentiel pour pouvoir arriver à leur dimensionnement correct. Une présentation des différentes approches possibles pour étudier ce problème a été faite :

- Les essais sur modèles réduits permettent d'analyser l'influence des différents paramètres (longueur des boulons, densité etc.) sur la réponse du massif. Les conclusions de ces études sont toutefois liées au mode de déroulement de l'essai et au respect des facteurs d'échelle.
- Les approches en stabilité vérifient la stabilité globale du tunnel et proposent des tableaux de dimensionnement des inclusions selon la valeur du coefficient de sécurité voulu. Cependant, ils ne donnent pas des renseignements sur le niveau de déformation du massif.
- Les études en déformation simplifiées, prenant en compte le présoutènement de façon indirecte (méthode d'homogénéisation, amélioration de certaines caractéristiques du sol), permettent de connaître le champ de contraintes et de déplacements dans le massif. Toutefois, elles sont basées sur des hypothèses fortes (par exemple adhérence parfaite

sol/boulon) et conduisent souvent à une surestimation des effets des inclusions.

- L'approche numérique tridimensionnelle, avec modélisation des inclusions et de l'interface avec le sol, semble ainsi être la plus fiable pour simuler l'influence réelle des différents systèmes de présoutènement. Dans ce cas, le déplacement relatif sol-boulons et les efforts engendrés dans les éléments peuvent être analysés aussi.

Toutes ces approches, même celle numérique par discrétisation, sont une simplification du problème réel et elles nécessitent donc une comparaison avec les résultats mesurés in situ.

Dans le cadre de ce travail de recherche, les études numériques se sont basées sur le cas du tunnel sud de Toulon. Les caractéristiques principales de ce projet ainsi que les mesures enregistrées sur deux sections instrumentées seront présentées dans les prochains chapitres.

2^{ème} Partie

Contexte du Tunnel Sud de Toulon

3 Description du projet

Table des matières

- 3.1 *Introduction*
- 3.2 *Présentation générale du deuxième tube*
 - 3.2.1 Position géographique
 - 3.2.2 Contexte géologique
 - 3.2.3 Description des études géotechniques et hydrogéologiques
 - 3.2.4 Choix des paramètres géomécaniques
- 3.3 *Technique du creusement adoptée*
 - 3.3.1 Profils de soutènement types
 - 3.3.2 Description du cycle complet d'avancement
- 3.4 *Conclusion*

3.1 Introduction

La traversée souterraine de Toulon, prévue en deux tunnels, a été conçue vers la fin des années 1990. Les travaux sur le premier tube (tube Nord) ont commencé en 1994. Suite à un effondrement survenu en 1996, il a été décidé de ne pas débiter les travaux sur le deuxième tube afin de pouvoir achever le creusement du tube Nord, qui a enfin été mis en service en 2002. Un nouvel appel d'offre a été ensuite lancé pour la réalisation du tube Sud et les travaux ont démarré en novembre 2006.

Cet ouvrage a été réalisé sur une grande partie de sa longueur dans des terrains très hétérogènes et jugés difficiles. Le passage sous le centre ville toulonnais avec une faible couverture a imposé un contrôle strict des tassements afin d'éviter des dommages aux bâtiments. Pour ces raisons et vu la faible longueur du tunnel (1820 m) le creusement par méthode conventionnelle avec présoutènement et boulonnage du front de taille a été retenu.

Les principaux acteurs de ce projet ont été la Direction Régionale de l'Équipement PACA (Maitrise d'Ouvrage), SETEC TPI et TERRASOL (Maitre d'Oeuvre), BOUYGUES Travaux publics (mandataire).

Dans une première partie, on présente une synthèse du contexte géologique et géotechnique sur le tracé du tube sud. Dans un deuxième temps, la technique de creusement du tube Sud et les profils types de soutènement seront décrits.

3.2 Présentation générale du deuxième tube

3.2.1 Position géographique



Figure 3.1 Implantation du Tube Sud et différentes attaques

Le tracé du tube Sud du tunnel de Toulon est parallèle à celui du tube Nord. Le deuxième tunnel reliera les autoroutes A50 et A57 (direction Ouest-Est) aidant ainsi au désengorgement du centre ville. Chaque tube a été conçu pour deux voies de circulation unidirectionnelles. Le deuxième tube présente une section d'environ 120 m² et un linéaire de 1820 m. Les travaux ont débuté avec la réalisation des entrées et sorties du tunnel en trémie et tranchées couvertes. Le creusement a été ensuite réalisé par deux attaques principales (Ouest et Est), plus une attaque intermédiaire à partir d'un puits de 37 m de profondeur creusé depuis la surface (voir figure 3.1). Cette solution a été retenue pour traiter une zone particulièrement critique du point de vue de la géologie et des bâtiments de surface (zone Marchand), où l'effondrement de 1996 a eut lieu lors de la réalisation du tube Nord. Le creusement du tube Sud s'est achevé en Mars 2011.

3.2.2 Contexte géologique

L'objet de cette partie est de présenter de manière synthétique les principales caractéristiques du contexte géologique de Toulon. Pour plus de détails, on se référera au dossier de synthèse du CETE établi pour la Maîtrise d'ouvrage fin 2002 (dossier 188008.02/01 du 18/12/2002) et au dossier de consultation des entreprises pour le 2^{ème} tube de Toulon, intitulé « Mémoire de synthèse géologique, hydrogéologique et géotechnique » (ref. XN08, 2005).

De nombreuses reconnaissances ont été effectuées en prévision de la réalisation des deux tubes depuis 1981. Au total, plus de 500 sondages ont été effectués. Le projet du tube Sud s'est également appuyé aussi sur l'expérience du creusement du premier tube qui a fourni des informations importantes concernant la nature des terrains rencontrés.

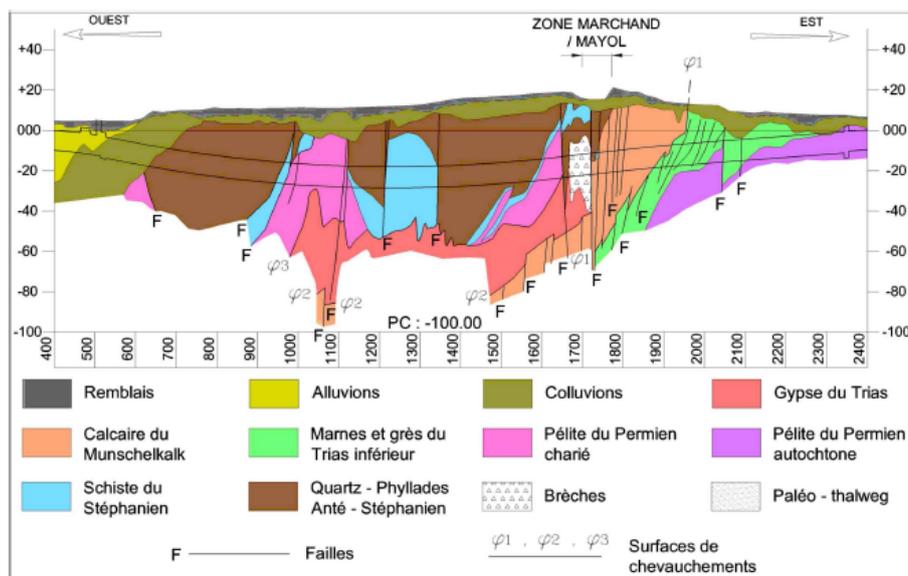


Figure 3.2 Profil géologique du tube Sud

La ville de Toulon est construite sur une zone de dépôt du Quaternaire qui recouvre un substratum rocheux constitué de nombreuses unités géologiques présentant des caractéristiques très hétérogènes tant au niveau de leur nature (lithologie) que de leur structure (état de fracturation). Par ailleurs, leur état de contrainte initial est également inconnu.

Malgré cette forte hétérogénéité, sous la couverture de Remblais et Colluvions (Quaternaire) plusieurs grandes unités structurales peuvent être distinguées: le socle antéstéphanien, le Stéphanien et le Permien charriés (Paléozoïque) sur la partie ouest et centrale, le Trias (Secondaire) et le Permien autochtone sur la partie Est. Une description pétrographique des différentes unités géologiques est présentée dans le tableau 1 en Annexe 1.

La complexité structurelle de la zone est due à une forte tectonique tangentielle au Tertiaire qui a eu comme conséquences principales le charriage d'unités géologiques avec création de contacts anormaux, le morcellement et cisaillement des terrains, et la création de brèches syn- et postcharriage.

Un profil géologique du tube Sud a pu être tracé et il montre les différentes unités structurales (figure 3.2). Le tunnel traverse chacune de ces unités sur des longueurs limitées (quelques dizaines de mètres en général) et la majorité des sols rencontrés ont subi ce phénomène de charriage. En conséquence, une hétérogénéité significative des terrains apparaît à l'échelle du front de taille (figure 3.3) et la présence de surfaces lustrées peut conduire à des instabilités du front. A cela peuvent s'ajouter des variations très rapides de faciès, des risques de venues d'eau importantes et des difficultés de foration (instabilité du trou).



Figura 3.3 Front de taille du tube Sud

3.2.3 Description des études géotechniques et hydrogéologiques

3.2.3.1 Campagnes de reconnaissance

Une campagne de reconnaissance a été menée en 2002-2003 afin de compléter les investigations faites à partir de 1987. Un récapitulatif de l'ensemble

des investigations faites sur le site de Toulon est présenté dans le tableau 2 en Annexe 1.

La campagne de 2002-2003 a comporté 44 sondages carottés descendus 10 à 20 m sous le niveau du tunnel, 6 sondages verticaux plus profonds, 3 sondages horizontaux et 20 sondages pressiométriques.

Les mesures de RQD sur les sondages carottés ont confirmé l'hétérogénéité et l'importante fracturation des faciès rencontrés sur le tracé.

A la suite de ces sondages, les essais suivants ont été effectués :

- Essais d'identification des caractéristiques physiques
- Essais triaxiaux
- Essais oedométriques K_0 cycliques à haute pression
- Essais de compression uniaxiale
- Essais de résistance sur les roches - Essais brésiliens (R_{tb})
- Essais Franklin
- Abrasivité et broyabilité
- Essais pressiométriques
- Essais d'eau (Lugeon et Lefranc) et de pompage

Les résultats de ces essais ont permis de définir 19 familles de terrains sur les tracés sud et nord de la Traversée Souterraine de Toulon. Ils sont synthétisés dans le tableau 3.1 (dossier N°643/6i/18569/02 réf jfs i03-133 du 18/07/03, récapitulatif des données géotechniques, CETE Méditerranée).

Les nombreuses cases vides montrent que les essais en laboratoire ne sont pas suffisants pour caractériser les différents terrains. En particulier, les essais sur les formations du socle antéstéphanien et du Stéphanien sont très peu nombreux, du fait de la difficulté de prélèvement d'échantillons intacts.

3.2.32 Essais pressiométriques et cycliques de 2004

La campagne d'investigation de 2002-2003 a été complétée par une campagne de reconnaissance en 2004 principalement composée d'essais pressiométriques. Vu la forte variabilité des modules pressiométriques, une analyse statistique (valeurs moyennes, écarts types) a été menée en divisant le site en trois zones. L'étude a montré globalement des écarts assez importants entre les valeurs obtenues lors de la campagne en 2004 et celle en 2003. Ces écarts peuvent s'expliquer par le nombre d'essais et la méthodologie de réalisation différents lors de la nouvelle campagne. Un exemple de cette étude, réalisée sur la famille des horizons du Socle, sera présenté dans le paragraphe suivant (3.2.4).

Tableau 3.1 Synthèse des caractéristiques géotechniques

Formation	Familie	dénomination	nature	localisation	w (%)	γ kN/m ³	γ_s kN/m ³	Essais triaxiaux enveloppe mini/maxi				Compression uniaxiale drainée		Compression uniaxiale non drainée		Rc sur roche		
								c' kPa	ϕ' (°)	c_u kPa	ϕ_u (°)	σ'_c kPa	E MPa	σ'_{cu} kPa	Eu MPa	Rc MPa	E GPa	
Quaternaire Alluvions /Colluvions	17	colluvions	cailloutis, argile, sable	Ensemble du site	16.8	20.8	17.8	0/6	25/35									
	18	alluvions	graviers, sable, limons	Trémie W et E														
	19	remblais	remblais	Centre Urbain														
Socle Anté-stéphanien	1	socle ouest	grès, arkose	Foch Carnot	8.1	24.2	22.4											
	21	socle ouest altéré	altération argilo-sableuse	Chalucet	18.4	21.2	17.9	0	30									
	2	socle est	quartzophyllades	D'urville colbert	6.6	24.7	23.2											
	22	socle est altéré	altération argilo-sableuse	Tesse Fabié	21.7	20.6	16.9	15/20	30/34									
Stéphanien	3	épandage de socle	grès, argile	Fabié Marchand	14.4	21.8	19.1											
	4	schiste ouest	grès, schistes	D'urville colbert	7.5	24.1	22.4											
	5	schiste est	grès, schistes	Antrechaus Fabié	6.9	24.3	22.7											
	6	épandage de schistes	grès, schistes	Fabié Marchand	10.8	22.7	20.5	0/0	17/35									
	8	grès/pélite ouest	grès, pélites	Vauban	8.8	23.6	21.7	0/70	16/29									
Permien Chamé	9	grès/pélites ouest	grès, pélites	Truguet Fabié	11.1	23	20.7	0/70	19/29									
	7	grès/pélite autochtone	grès, pélites	UV2 trémie Est	6.6	24.4	22.9											
Trias Gypseux	10	grès	grès	Trémie Est	6.8	24.3	22.7											
	13	gypse	gypse	Vauban Fabié	4.3	23.5	22.5											
Trias inf	14	marnes	grès, marne, argiles	Clémenceau	18.2	21	17.8	0/108	26/23									
	11	calcaire	calcaire	Mayol Marchand	1.6	26.3	25.9											
Muschelkalk (Trias)	12	brèches/cargneules	dolomies, brèches, cargneules	Mayol Marchand	6.9	24.6	23											
	15	brèches argilo silteuse	argile, pélite, grès, schiste, cailloutis	Mayol Marchand	17.2	21.5	18.3	0/70	19/29	133/250								
Brèche	16	argile	argile rouge + bloc calcaires	Fabié Mayol	36.1	18.1	13.3	0/23	18/15									

Les essais cycliques ont indiqué un rapport $E_{\text{cyclique}} / E_M$ compris entre 1,1 et 2,5, avec une valeur moyenne pour l'ensemble des terrains analysés de l'ordre de 1,3. Par rapport aux mesures habituelles, la différence entre le module cyclique et le module pressiométrique est donc plutôt faible à Toulon. Le module cyclique pouvant être considéré comme représentatif du comportement élastique du sol (module d'Young), il est justifié de prendre en compte un module de déformation compris entre 1 et 2 fois le module pressiométrique.

3.2.33 Contexte hydrogéologique

La caractérisation hydrogéologique du site de Toulon se base sur différentes campagnes de reconnaissance faites à partir de 1987 (essais de pompage, suivis piézométriques, essais Lefranc, mesures de débits ...). Les études sur le projet du tube Sud ont également bénéficié des données du retour d'expérience du tube Nord. Cependant, il faut retenir que les travaux de réalisation du premier tube ont probablement perturbé le contexte hydrogéologique préexistant.

L'exploitation des données piézométriques a présenté des difficultés, même pendant la phase de creusement du tunnel, liées à l'évolution du nombre et de l'emplacement des piézomètres, à leur dysfonctionnement et leur rebouchage, et à des limitations d'accès causées par l'activité urbaine.

En général, ces suivis ont montré la présence de nappes superficielles (dans les Alluvions et les Colluvions) et de nappes profondes (dans le Socle, Trias, Permien) en relatif équilibre entre elles. Toutes ces nappes sont alimentées depuis le Nord.

Les essais de pompage dans les formations aquifères du substratum ont mis en évidence des perméabilités très variables comprises entre 10^{-3} et 10^{-9} m/s. Ces mesures confirment la grande hétérogénéité des terrains et leur fracturation.

Pendant le creusement, des rabattements de nappe lointains ont souvent été mesurés surtout dans la zone du Socle et du Permien autochtone à cause de la présence de failles et de fractures.

Tableau 3.2 Perméabilité des sols

Famille	dénomination	formation	Nature	localisation	k (m/s)
1	socle ouest	Socle	grès, arkose	Foch Carnot	10^{-7} à 10^{-5}
7	grès/pélite autochtone	Permien	grès, pélites	UV2 trémie Est	10^{-9} à 10^{-5}
10	Grès	Permien	Grès	Trémie Est	10^{-7}
11	Calcaire	Trias (Muschelkalk)	Calcaire	Mayol Marchand	10^{-5} à 10^{-6}
17	Colluvions	Quaternaire	cailloutis, argile, sable	Ensemble du site	10^{-6} à 10^{-5}
18	Alluvions	Quaternaire	graviers, sable, limons	Trémie ouest et Est	10^{-3} à 10^{-4}

3.2.4 Choix des paramètres géomécaniques

Les campagnes de reconnaissance et les différents essais ont mis en évidence la forte hétérogénéité des terrains souvent à la limite entre une roche plus ou moins fracturée et altérée et un sol induré. Ce qui a été également confirmé lors du creusement des deux tubes.

Le choix d'hypothèses géomécaniques dans ces terrains est très délicat pour différentes raisons : la difficulté d'avoir des échantillons peu remaniés, la représentativité de l'échelle liée à la forte hétérogénéité et à l'altération des sols et à un nombre toujours insuffisant d'essais (notamment de résistance au cisaillement) comparé à la variabilité des propriétés des terrains le long du tracé.

Afin de réaliser les calculs numériques de justification des soutènements et des tassements, des caractéristiques géomécaniques pour les différents sols ont dû être déterminées. Le modèle de comportement choisi, au stade du projet, a été de l'élasticité linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. La démarche suivie pour le choix des paramètres a été basée sur le retour d'expérience du tube Nord, les essais in-situ et de laboratoire et différentes études paramétriques.

A titre d'exemple, les approches suivies pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la famille du « Socle Ouest » sont présentées ci-dessous. Ce terrain a ensuite été l'objet d'une étude paramétrique, en analyse en retour, réalisée dans le cadre de ce travail de recherche (voir 4^{ème} partie de ce mémoire). Le choix des paramètres géomécaniques du Socle s'est donc basé sur :

1) Essais pressiométriques

Les principaux résultats de l'analyse statistique menée sur les sondages pressiométriques, réalisés dans le Socle (zone Ouest du projet), sont présentés dans le tableau 3.3. Toutes les données et les autres résultats de l'analyse statistique sont présentés en figure 1 et dans le tableau 3 en Annexe 1. Une comparaison avec les données obtenues lors de la campagne en 2003 a été également faite.

Nbr Essais	E_M min (MPa)	E_M max (MPa)	E_M moyen (MPa)	E_M moyen (MPa) 2003 tube Sud	E_M moyen (MPa) 2003 tube Nord
225	3	884	163	65 à 68	200 à 291

Tableau 3.3 Modules pressiométriques du Socle

L'analyse statistique sur les données 2004 a mis en évidence la forte variabilité des modules pressiométriques dans le Socle. La moyenne arithmétique obtenue est nettement supérieure à celle obtenue en 2003 pour le même tube

sud. Cela est dû au nombre plus important d'essais pris en compte dans la nouvelle analyse.

2) Essais cycliques

Les essais cycliques ont montré qu'une valeur moyenne du module comprise entre 1 et 2 fois le module pressiométrique peut être raisonnablement retenue pour les sols de Toulon.

3) Hypothèses retenues pour le tube Nord

Avant l'arrêt du chantier pour l'effondrement survenu en 1996, les hypothèses géomécaniques concernant le Socle étaient les suivantes : $c' = 50$ kPa, $\varphi' = 20^\circ$, $E = 250$ MPa.

Suite à l'effondrement, les caractéristiques ont été globalement revues à la baisse pour tenir compte des tassements mesurés plus importants que prévus et des plastifications de terrain observées. En ce qui concerne le Socle, il a été classifié comme «terrain médiocre» et les caractéristiques suivantes lui ont été attribuées : $c' = 30$ kPa, $\varphi' = 25^\circ$, $E = 150$ MPa.

4) Retroanalyse sur les tassements observés sur le tube Nord

A la fin du chantier du tube Nord, une des zones centrales du tunnel Nord a été excavée dans les quartzo-phyllades et schistes du socle, en utilisant un profil de (pré)soutènement proche de celui adopté ensuite sur le tube Sud, c'est-à-dire avec voûte parapluie, cintre, béton projeté fibré et contrecintre. Les tassements mesurés in situ ont été de l'ordre de 15 à 20 mm.

Une étude paramétrique, par modélisation numérique bidimensionnelle, a été réalisée au stade du projet en faisant varier le triplet E , c' , λ afin de chercher le jeu de paramètres qui permettaient de retrouver les tassements observés (figure 3.4). L'analyse a démarré avec les paramètres de base suivants : $c' = 25$ kPa, $\varphi' = 25^\circ$, $E = 100$ MPa.

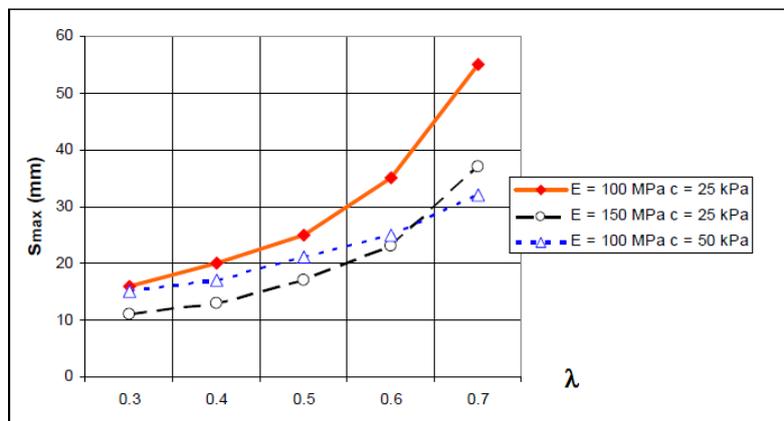


Figure 3.4 Tassements en fonction des différents jeux de paramètres

Les conclusions suivantes ont été faites :

- pour une cohésion faible (25 kPa), le tassement augmente rapidement avec le taux de déconfinement λ (déformations plastiques importantes) ;
- pour une cohésion plus élevée (50 kPa) le tassement en revanche augmente presque linéairement avec λ (peu de déformations plastiques) ;
- le jeu de paramètres de base ($E = 100$ MPa et $c' = 25$ kPa) a été retenu car il permet d'obtenir les valeurs de tassements en surface mesurées pour λ compris entre 0,3 et 0,4, soit une fourchette de valeurs qui pourrait être cohérente avec le pré-soutènement mis en place.

Toutefois, le même type d'étude a été également menée avec des hypothèses géomécaniques de base différentes : $c' = 20$ kPa, $\phi' = 25^\circ$, $E = 80$ MPa. L'influence du triplet (E , c' , λ) a été investiguée. Le résultat obtenu est différent du précédent et il montre qu'un jeu d'hypothèses ($E = 160$ MPa, $c' = 30$ kPa, $\lambda = 0,5$) permet également de simuler correctement le comportement de ce type de (pré)soutènement.

En se basant sur toutes les approches ci-dessus, les principales caractéristiques du Socle retenues pour les calculs de justification de soutènement du tube sud ont été les suivantes :

Tableau 3.4 Principales hypothèses géomécaniques du Socle retenues pour les calculs

Terrain	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Socle	24	120	30	25

Ces valeurs ont également été prises en considération dans la définition des caractéristiques géomécaniques de référence pour les calculs numériques réalisés dans le cadre de ce mémoire.

Ces caractéristiques sont considérées « pessimistes » car elles sont sécuritaires, en particulier en termes de cohésion et de module de déformation. Pour cette raison, d'autres valeurs ont été également proposées au stade du projet. Ce deuxième jeu, défini plus « réaliste », propose pour le Socle les caractéristiques suivantes :

Tableau 3.5 Hypothèses géomécaniques du Socle plus « réalistes ».

Terrain	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Socle	24	240	40	25

Ces dernières valeurs se révéleront utiles lors de l'analyse en retour par modélisation numérique 3D réalisée dans le cadre de ce travail de recherche (4^{ème} partie de ce mémoire).

Une démarche identique a été utilisée pour choisir les caractéristiques mécaniques des autres terrains présents sur le site de Toulon.

3.3 Technique de creusement adoptée

Le creusement a été réalisé par le biais de deux attaques principales descendantes (Ouest et Est) et une attaque intermédiaire à partir d'un puits de 37 m de profondeur afin de traiter une zone particulièrement critique du point de vue de la géologie et des bâtiments de surface (zone Marchand).

La forte hétérogénéité des terrains et la faible longueur du tunnel à excaver ont conduit à une technique de creusement par méthode conventionnelle avec terrassement en pleine section à la fraise ou au marteau piqueur selon la dureté des sols rencontrés. Des systèmes de présoutènement à l'avant du front de taille ont été adoptés, étant donné les caractéristiques moyennes des terrains, la nécessité de limiter les tassements de surface et l'importance de la surface du front de taille ($\sim 120 \text{ m}^2$).

3.3.1 Profils de soutènement types

Sur la base de l'expérience du tube Nord, lors de la reprise des travaux après l'effondrement en 1996, des principes fondamentaux de creusement, permettant un avancement régulier et des tassements acceptables, ont été retenus:

- excavation en pleine section avec un pas d'avancement de 1,5 m et soutènement provisoire (cintres HEB, contre cintres, béton projeté, béton de radier) ayant une résistance comparable à celle du soutènement définitif ;
- préconfinement du front de taille par boulonnage de grande longueur (18 m) et béton projeté fibré limitant les déformations du front, les tassements de surface et permettant de travailler en sécurité à proximité du front ;
- présupport par tubes métalliques de 18 m, renouvelés tous les 9 ou 4.5 m, limitant les hors profils et assurant une meilleure sécurité pour les ouvriers ;
- drainage grâce à la foration des boulons en voûte et au front ;
- amélioration des caractéristiques des terrains (remplissage des vides) par injection des coulis de bentonite ciment et de résine lors de la mise en place des différents boulons.

Sur la base de ces principes, cinq familles principales de profils type de soutènement ont été proposées (plus deux profils particuliers pour la zone Marchand).

Le tracé du tube Sud a été divisé, dans un stade précédent du projet, en différents secteurs principalement selon la géologie, la couverture et le niveau de tassement acceptable pour les bâtis. Un profil de soutènement type a été donc préconisé pour chaque secteur. La justification de ces profils de soutènement a été réalisée à partir de calculs éléments finis bidimensionnels (réf. XC09 Justification des soutènements et du revêtement. Synthèse des calculs EF. Traversée souterraine de Toulon 2^{ème} tube).

Lors du creusement du tube Sud, deux types de soutènements ont été le plus utilisés, le PS2 et le PS4 : le premier préconisé pour des terrains tectonisés, le deuxième plus approprié à des terrains peu cohérents avec faible couverture et à des terrains décomprimés. Une description des autres familles de soutènements est présentée dans le tableau 4 en Annexe 1.

En se basant sur les mêmes principes sus-énoncés, ces deux systèmes de soutènement se différencient principalement sur deux points (voir figure 3.5 et 3.6) :

- présoutènement par voute parapluie à 6° pour le PS4, boulons divergents à 14° pour le PS2 ;
- cintres à géométrie variable pour le PS4 (pour des raisons de faisabilité de foration liée à la faible inclinaison des tubes), cintre à géométrie constante pour le PS2.

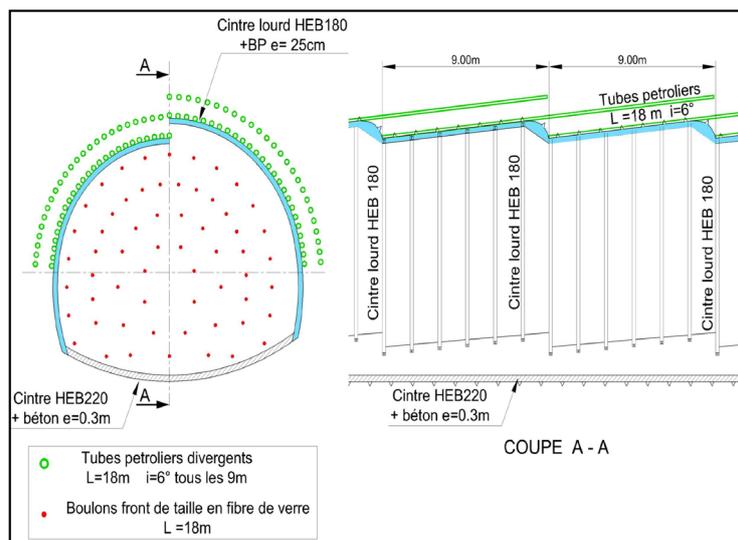


Figure 3.5 Profil de soutènement type PS4

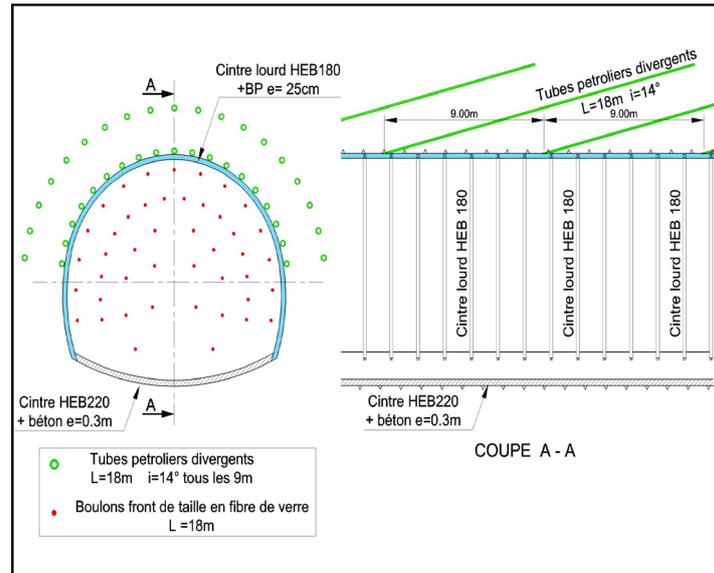


Figure 3.6 Profil de soutènement type PS2

La technique de creusement adoptée permet d'adapter assez rapidement le type de soutènement aux conditions de terrain réellement rencontrées. La disposition et les quantités de boulons, la mise en place du contre-cintre, l'épaisseur du béton projeté et d'autres paramètres constructifs ont été ainsi modifiés pendant l'excavation afin d'assurer le bon déroulement des travaux et le respect des limitations en termes de tassements de surface, tout en cherchant également à optimiser les travaux du point de vue économique.

Les principes sur lesquels se basait le pilotage du chantier seront illustrés au chapitre 4.

3.3.2 Description du cycle complet d'avancement

Sur le chantier du deuxième tube de Toulon, un cycle complet d'avancement correspondait en général à une longueur excavée de 9 m. A la fin de l'excavation de ce tronçon de tunnel, la réalisation d'une « voûte » complète était considérée achevée. En général, le pilotage du chantier, décrit dans le chapitre 4, se réglait sur cette longueur.

3.3.2.1 Première phase : réalisation de la voûte parapluie ou divergente

De manière générale, chaque 9 m, l'avancement du front s'arrêtait afin d'effectuer un nouveau cycle de présoutènements et pouvoir ensuite recommencer l'excavation sous une nouvelle « voûte ». Selon le profil de soutènement choisi auparavant, la première phase consistait en la réalisation de la voûte parapluie ou divergente (figure 3.7). La voûte en question était composée de boulons en acier inclinés de 6° dans le premier cas ou de 14° dans le

deuxième cas. La longueur a été normalement de 18 m et deux types de boulons ont été le plus utilisés selon le type de terrain rencontré : tube pétroliers 89/70 ou autoforeurs 51/33. L'espacement variait par rapport aux caractéristiques des sols mais en général il était de 50 à 70 cm. Le scellement a été fait au coulis ou à la résine. Le renouvellement de la voûte se faisait tous les 9 m.



Figure 3.7 Voûte parapluie

Le forage et la mise en place des boulons ont été réalisés à l'aide d'une machine, baptisée GTA, utilisée pour la première fois en France (figure 3.8). Cette machine, entièrement automatisée et télécommandée, est suspendue à deux rails au plafond et elle possède deux nacelles et deux bras foreurs articulés. Elle avance au gré du creusement et donne l'avantage de libérer tout l'espace au sol et de diminuer les engins présents sur le chantier. Sur chaque attaque, la GTA a été utilisée pour toutes les opérations dites « à front de taille » (mise en place des boulons en voûte et au front de taille, pose et réglage du cintre).



Figure 3.8 Utilisation de la GTA

3.3.22 Deuxième phase : renforcement du front de taille

Suite à la mise en place des boulons en voûte, un renforcement du noyau devant le front de taille a été mis en oeuvre (figure 3.9). Il a été réalisé à l'aide de boulons subhorizontaux en fibre de verre ou en acier, généralement de 18 m de longueur. Les boulons en acier ont été adoptés dans les terrains qui posaient des problèmes d'enfilage des éléments (resserrement des trous). Les boulons ont été scellés, dans ce cas aussi, avec du coulis ou de la résine selon le type de sol rencontré. Un renouvellement du boulonnage au front a été fait tous les 4.5 m.



Figure 3.9 Enfilage d'un boulon en fibre de verre

3.3.23 Troisième phase : excavation et mise en place du soutènement

La troisième phase consistait en l'excavation du massif à l'aide d'une pelle-fraise ou d'un brise roche hydraulique en présence de terrains plus durs. La passe d'excavation était en général de 1,5 m. Pendant cette phase, les boulons au front ont été détruits sur la longueur de la passe. Simultanément, un charreur assurait le marinage des déblais qui ont été par la suite évacués hors du tunnel par des camions.

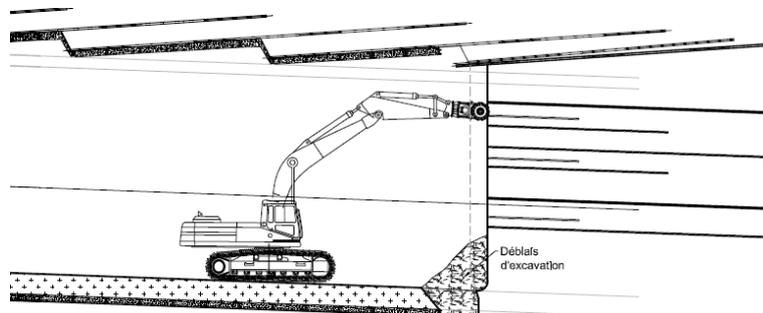


Figure 3.10 Phase d'excavation

Après l'excavation, les travaux ci-dessous ont été réalisés :

- mise en place d'une couche (5 cm) de béton fibré en voûte avec un robot projecteur ;
- réalisation des drains au front ;
- confinement du front de taille par une couche (de 8 à 15 cm) de béton fibré.

Le cintre HEB 180 a été ensuite posé et fixé sur le contour de l'excavation (figure 3.11) et une coque en béton projeté fibré de 20 cm d'épaisseur minimale a été réalisée.



Figure 3.11 Pose et réglage du cintre

Enfin, selon le type de soutènement prévu (profil fermé ou non), deux configurations ont été possibles :

- terrassement du radier, pose du contrecintre HEB 220 et couche de béton armé (30 cm d'épaisseur);
- réalisation d'une couche de roulement en béton (15 cm).

Dans le deuxième cas, le contrecintre a été mis en place avec un retard par rapport au front de taille variable généralement entre 9 et 40 m environ.

La troisième phase a été répétée six fois jusqu'à la fin de la réalisation du cycle complet d'avancement de 9 m.

3.4 Conclusion

La traversée souterraine de Toulon a été réalisée dans des terrains très hétérogènes et difficiles, dont la caractérisation géomécanique est délicate. Pour faire face à cette difficulté, une technique de creusement par méthode conventionnelle a été adoptée permettant d'adapter (optimiser) le présoutènement ainsi que le soutènement aux terrains rencontrés et aux mesures de déformations du massif. Ce deuxième aspect sera explicité dans le chapitre suivant.

4 Pilotage du chantier

Table des matières

- 4.1 *Introduction*
- 4.2 *Présentation du système d'auscultation*
 - 4.2.1 Description du système CENTAURE et CYCLOP
 - 4.2.2 Aperçu de la base de données en ligne
- 4.3 *Prévision des tassements finaux en temps réel*
 - 4.3.1 Modèle analytique du profil en long du tassement
 - 4.3.2 Courbes des tassements de seuil
 - 4.3.3 Pilotage du chantier basé sur la prévision des tassements
 - 4.3.4 Méthode de la cuvette instantanée
- 4.4 *Analyses complémentaires*
 - 4.4.1 Cuvettes transversales et tassements différentiels
 - 4.4.2 Relevés du front de taille et sondages à l'avancement
 - 4.4.3 Analyse des déformations en souterrain
 - 4.4.4 Synoptique des travaux
- 4.5 *Conclusion*

4.1 Introduction

La réalisation d'un tunnel provoque un changement de l'équilibre des contraintes dans le milieu creusé. Par ailleurs, en cas de tunnels, comme celui de Toulon, creusés à faible profondeur, les déformations produites se répercutent jusqu'en surface où apparaît une cuvette de tassement tridimensionnelle, qui engendre des tassements différentiels des fondations des ouvrages existants. Afin d'éviter des désordres aux ouvrages, ces tassements doivent être limités.

Pour cette raison, sur le chantier du deuxième tube de Toulon, la mise en place d'un système d'auscultation de surface et du bâti a été prévu ainsi qu'un suivi régulier des déformations en tunnel (convergences et extrusion du front).

Ce projet a ainsi montré qu'il est possible d'effectuer le pilotage du chantier en se basant sur le suivi des déformations et principalement sur la prévision des tassements de surface.

Dans une première partie du chapitre, le système d'auscultation et la façon de l'exploiter seront décrits. Ensuite, les différentes analyses sur lesquelles s'est basé le pilotage du creusement du tunnel seront explicitées à l'aide d'exemples réels.

4.2 Présentation du système d'auscultation

4.2.1 Description du système CENTAURE et CYCLOP

Vu la complexité géologique des terrains et la présence d'un bâti dense au droit du tunnel, un système d'auscultation des tassements en surface a été conçu et réalisé par SOLDATA. Ces mesures s'ajoutent au suivi classique des déformations en tunnel (mesures de convergence et tassements, extrusion).

Les objectifs principaux de ce système sont les suivants:

- garantir la stabilité du tunnel à court terme et donc la sécurité des ouvriers ;
- contrôler l'impact de l'excavation sur les bâtiments de surface et éviter des dommages ;
- assurer la stabilité et l'exploitation du tunnel à long terme.

Le système d'auscultation se base sur une série de théodolites automatiques qui enregistrent les déplacements du sol et des bâtiments avec une fréquence de mesure élevée et définie dans le marché des travaux.

Un profil de mesure en surface a été placé tous les 9 m le long du tracé du tunnel. Il était constitué au minimum de 5 points de mesure dont 1 à l'axe et

les 4 autres d'un coté et de l'autre de l'axe du tunnel. Deux approches complémentaires ont été utilisées (figure 4.1):

1. Le système CENTAURE où les théodolites mesurent le tassement du sol en un point donné, calculant la déformée d'une maille virtuelle autour du point même. Cette solution permet de mesurer le déplacement vertical du sol sans avoir besoin de cibles physiques qui seraient gênantes pour les activités de surface (trafic, piétons, etc...).
2. Le système CYCLOP où les mêmes théodolites visent également des cibles placées sur les façades des bâtiments et mesurent leurs mouvements dans les directions X,Y,Z. Cela permet de vérifier le comportement des différents bâtis vis-à-vis des déformations du sol.

Le tableau 4.1 résume les principales caractéristiques des ces deux systèmes.

Tableau 4.1 Caractéristiques des deux systèmes d'auscultation

Système	Direction de la mesure	Fréquence	Précision
CENTAURE	Z	1 mesure / jour	+/- 0,5 mm
CYCLOP	X, Y, Z	1 mesure / 2 heures	+/- 0,5 mm

Afin d'éviter des erreurs systématiques de mesure, les théodolites sont régulièrement calibrés en visant des cibles supposées fixes du fait qu'elles sont placées suffisamment loin de la zone d'influence de l'excavation. Des corrections liées aux variations de température et de pression sont aussi effectuées.

Sur le chantier du deuxième tube de Toulon, environ 2700 cibles CYCLOP, 1800 points CENTAURE et 36 positions différentes d'installation de théodolites ont assuré un suivi précis des tassements de surface.

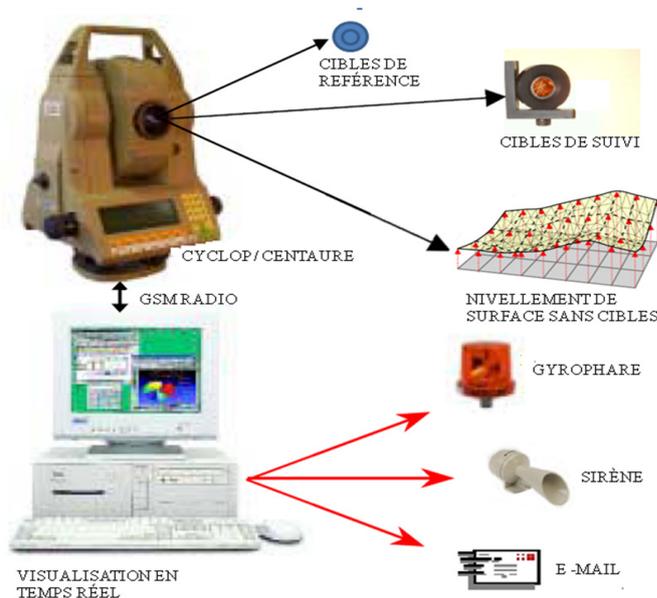


Figure 4.1 Système d'auscultation CYCOP et CENTAURE (SOLDATA)

4.2.2 Aperçu de la base de données en ligne

Les mesures enregistrées par les théodolites sont envoyées en temps réel par l'intermédiaire d'un réseau sans fil à un centre d'acquisition. Elles sont par la suite stockées dans une base de données nommée « Geoscope » consultable à distance par les différents acteurs du projet (Entreprise, Maître d'Oeuvre, Maître d'Ouvrage) à travers un accès sécurisé par internet.

Outre les mesures de tassements de surface, la base de données contient également celles concernant les déformations en tunnel ainsi que d'autres informations importantes comme les relevés du front de taille, les mesures piézométriques, le timing des travaux réalisés, etc...

Afin de faciliter l'exploitation des données, différents outils sont mis en place. L'utilisateur de la base Geoscope bénéficie par exemple d'un aperçu graphique des évolutions des tassements de surface pour chaque secteur du tunnel (figure 4.2). Il peut aussi sélectionner des points de mesures particuliers et obtenir automatiquement des graphes montrant l'évolution des déplacements de ces points en fonction du temps ou de la distance au front.

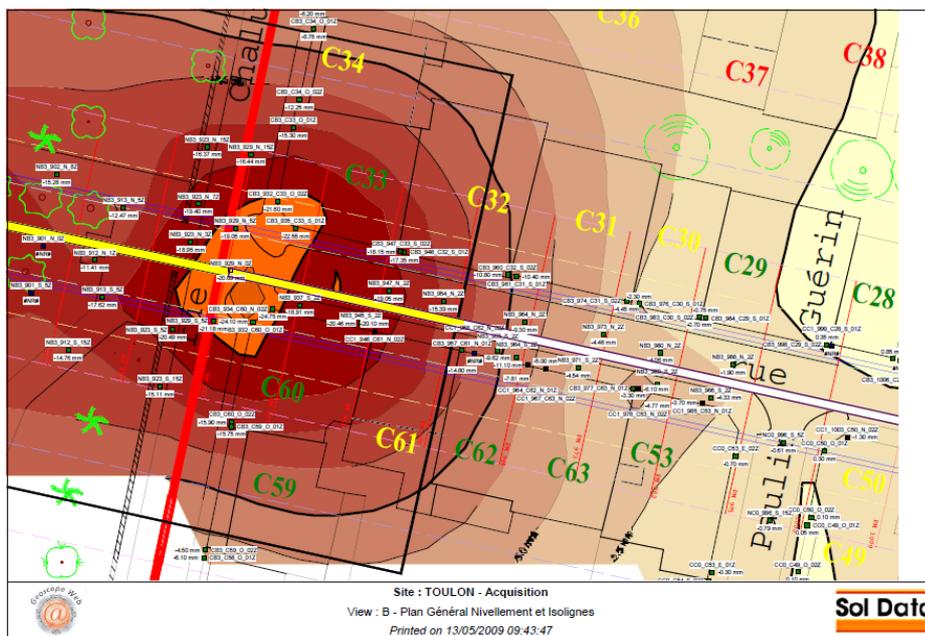


Figure 4.2 Isovaleurs des tassements de surface

Ce système permet aussi de générer automatiquement deux types d'alarmes : des alarmes sur chantier (gyrophares et sirènes) et des e-mails et/ou textos envoyés aux responsables du chantier. Cela permet de garantir à la fois la sécurité des ouvriers, une réaction immédiate et une prise de décision des différents acteurs du projet.

Cette base de données a représenté un outil très performant et essentiel pour le pilotage du chantier. Dans les prochains paragraphes, cet aspect sera explicité à l'aide de quelques exemples significatifs.

4.3 Prédiction des tassements finaux en temps réel

Les méthodes traditionnelles de prédiction de tassements sont généralement basées sur l'étude de la cuvette transversale à l'axe du tunnel. Pendant l'avancement de l'excavation du tunnel de Toulon, cette analyse a été régulièrement effectuée. Toutefois, le pilotage du chantier a été principalement basé sur la prédiction de l'évolution des tassements à l'axe du tunnel. Cette méthode sera explicitée à l'aide d'exemples réels.

4.3.1 Modèle analytique du profil en long du tassement

La figure 4.3 montre l'allure du tassement de surface de trois points de nivellement situés sur l'axe du tunnel en fonction de leur distance par rapport au front de taille. Les courbes ont été tracées alors que le front de taille était au point d'avancement PM 1081. Le point PM 1095, à ce moment donné, se trouve à 14 m devant le front de taille et il tasse déjà de 10 mm. Le point PM 1075 se situe 6 m derrière le front de taille avec un tassement de 25 mm. Enfin, le déplacement vertical du point PM 1018, 63 m à l'arrière du front, apparaît stabilisé. Cette représentation permet de constater que plus de 40 % du tassement final peut avoir lieu à l'avant du front de taille. Les courbes évoluent avec les nouvelles mesures au fur et à mesure que le front de taille avance.

Afin de pouvoir faire des prévisions, il est nécessaire de trouver une équation capable de représenter cette évolution du tassement de surface.

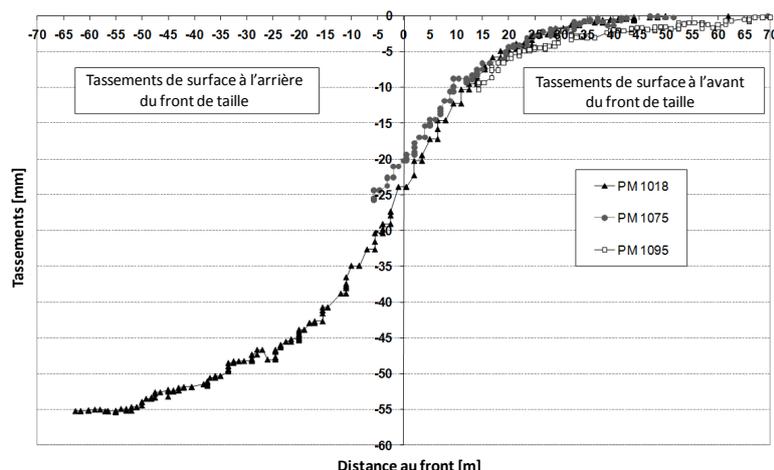


Figure 4.3 Tassements de trois points de surface causés par l'avancement du front de taille.

Plusieurs auteurs, tels que Sagaseta [1987], Grasso & Pelizza [1994], Dubois & Jassionne [1997], Serratrice & Magnan [2002], Bourgeois [2002], ont formulé des équations décrivant l'évolution du tassement de surface en fonction de l'avancement du front de taille. La plupart de ces formulations sont des équations exponentielles.

Dans la première partie du creusement du tunnel Sud de Toulon, les modèles de Serratrice-Magnan et de Bourgeois ont été testés sur les mesures enregistrées in situ. Le choix de ces deux modèles est dû au fait qu'ils ont été formulés à partir des mesures faites sur le premier tube. Les équations des deux formulations ont été décrites dans la partie bibliographique.

Un autre modèle a également été testé. Il s'agit d'un modèle empirique dérivé de l'optimisation d'équations exponentielles sur les mesures de tassements enregistrés sur différents chantiers et, en particulier, sur celui de la ligne de métro Jubilee Line de Londres. L'équation est la suivante (4.1):

$$S(x) = 0.5 \cdot S_0 \cdot \left\{ 1 - th \left[\left(\frac{k}{i} \right) \cdot x \right] \right\} \quad (4.1)$$

Avec:

- S_0 est le tassement final prévu ;
- le rapport k/i règle la forme de la courbe ;
- i est le paramètre utilisé dans l'équation normale de Gauss pour décrire l'allure de la cuvette transversale de tassement (il correspond à l'écart type et représente la distance entre le point d'inflexion et l'axe vertical du tunnel) ;
- k est un paramètre adimensionnel ;
- x est la distance, à un moment donné, entre le point de surface considéré et la position du front de taille.

Afin d'obtenir un meilleur calage avec les mesures enregistrées sur le tunnel Sud de Toulon, cette formule a été modifiée en introduisant un paramètre de translation a , qui permet de changer le rapport entre le tassement au passage du front S_{face} et le tassement final S_0 . L'équation qui en résulte est la suivante (4.2) :

$$S(x) = 0.5 \cdot S_0 \cdot \left\{ 1 - th \left[\left(\frac{k}{i} \right) \cdot (x + a) \right] \right\} \quad (4.2)$$

Une optimisation par moindres carrés de ces trois modèles sur différents points de mesures du chantier a été réalisée. Elle a mis en évidence que l'approche modifiée, proposée en équation 4.2, permet dans la plupart des cas un meilleur calage avec les mesures enregistrées sur le deuxième tube de Toulon. Pour cette raison, cette équation, appelée « modèle Tunnel Sud de Toulon », a été choisie pour la réalisation des prévisions des tassements finaux.

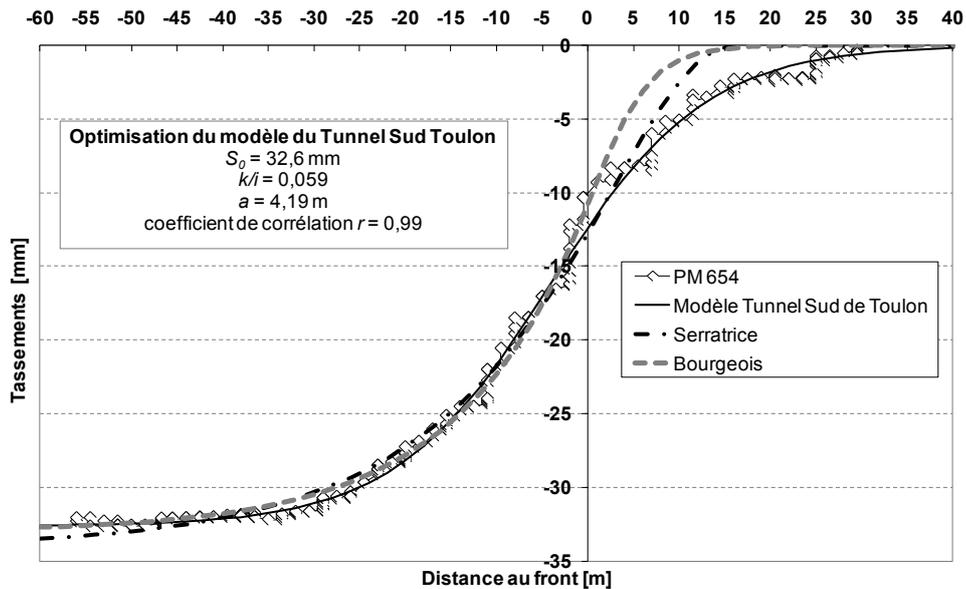


Figure 4.4 Optimisation des trois différents modèles sur un exemple de tassement d'un point de nivellement sur le chantier du tube sud de Toulon.

En effet, comme le montre la figure 4.4, avec les modèles de Serratrice-Magnan et Bourgeois, il est possible d'obtenir un bon calage de l'évolution du tassement à l'arrière du front de taille ($x < 0$). Par contre, ils ne sont généralement pas capables de bien représenter l'allure du tassement à l'avant du front de taille ($x > 0$) ou vice-versa.

En revanche, l'approche modifiée, décrite dans l'équation (4.2), permet d'estimer de façon assez précise l'évolution globale du tassement, en calant les trois paramètres libres (S_0 , le rapport k/i et a) sur les tassements observés à l'avant du front de taille. Ce calage peut être ensuite répété chaque fois qu'une nouvelle mesure de tassement est enregistrée. La prévision du tassement final du point considéré est ainsi progressivement affinée avec l'avancement du front de taille.

Toutefois, il faut souligner que le pilotage du chantier doit se baser principalement sur les prévisions faites sur les tassements à l'avant du front. C'est en effet à ce moment qu'on peut intervenir en modifiant le présoutènement ; si on attend que le front de taille soit à l'aplomb du point, il est trop tard pour intervenir et réduire l'amplitude de son tassement.

4.3.2 Courbes des tassements de seuils

Le tunnel sud de Toulon a été divisé, dans la phase de projet, en différents secteurs, chacun caractérisé par trois seuils dits de vigilance, d'anomalie et d'alerte. Les seuils concernent le tassement final absolu et différentiel et ont été déterminés en considérant principalement la géologie, la couverture du tunnel et les caractéristiques et résistance des bâtiments de chaque secteur (réf. XN 04-1 Cahiers des clauses techniques particulières. Livret 0 – Clauses

communes à tous les travaux. Liaison A50 / A57 Traversée souterraine de Toulon 2nd tube du tunnel routier).

Outre pour les prévisions de tassements, le « modèle Tunnel Sud de Toulon » a été utilisé également pour tracer, dans chaque secteur, les trois courbes correspondantes aux trois valeurs de seuil de tassement (figure 4.5). Dans ce cas, le paramètre S_0 est donc imposé alors que les deux autres paramètres (k/i and a) sont choisis afin de caler les courbes sur l'allure typique du tassement du secteur concerné.

Le pilotage du chantier s'est basé sur la comparaison en temps réel entre les courbes de prévision des tassements et les trois courbes de seuil.

En effet, le contrat du projet a imposé les conditions suivantes :

- si les prévisions de tassement sont plus faibles que la courbe de vigilance, un allègement du soutènement et/ou présoutènement doit être pris en compte ;
- si les prévisions de tassement excèdent la courbe d'anomalie et s'approchent de celle d'alerte, il est nécessaire de modifier le plan d'avancement du tunnel en augmentant par exemple le présoutènement afin de limiter les tassements de surface ;
- si les prévisions vont au-delà de la courbe d'alerte, le creusement doit être interrompu et ne peut redémarrer qu'avec l'aval du Maître d'œuvre, après proposition par l'Entrepreneur des dispositions à mettre en œuvre pour le redémarrage de l'excavation.

Afin d'optimiser les travaux du point de vue économique et, en même temps, d'éviter des dégâts aux bâtis, le (pré)soutènement du tunnel a du être continuellement adapté en calant les évolutions de tassement de surface sur la courbe d'anomalie. Le paragraphe suivant présente un exemple de ce type de démarche.

4.3.3 Pilotage du chantier basé sur la prévision de tassement

Le pilotage du chantier de Toulon s'est basé sur une méthode observationnelle. La figure 4.5 montre un exemple de cette méthode, concernant l'étude faite de l'évolution des tassements, dans un secteur du deuxième tube de Toulon alors que le front se trouvait au point d'avancement PM 820. Cette zone est caractérisée du point de vue géologique par des quartzophyllades (Socle).

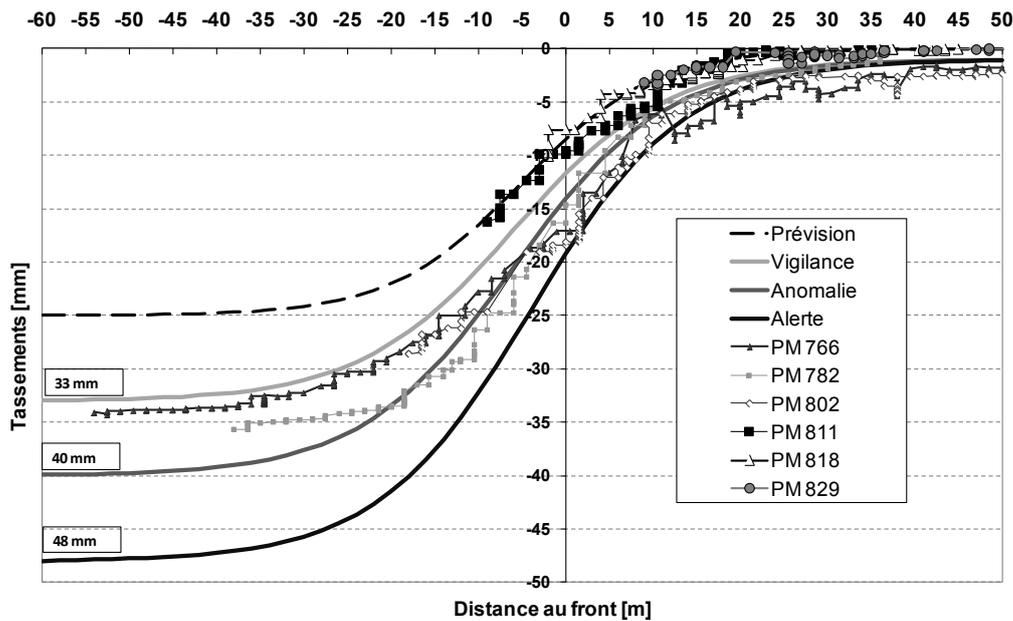


Figure 4.5 Exemple du pilotage du chantier sur les prévisions de tassement

Les points aux PM 766, 782, 802 ont commencé à tasser ($x > 0$) avec une allure inquiétante proche, voir au-delà, de la courbe de seuil d'alerte.

En outre, pendant le creusement du PM 758 au PM 792, des instabilités de front de taille ont souvent été constatées.

Par conséquence et en respectant le contrat du projet, le (pré)soutènement a été ainsi modifié :

- le nombre de boulons en voûte a été augmenté de 21 à 33 unités et leur inclinaison est passée de 14° à 6° ;
- le boulonnage au front a été renforcé par un épingleage de boulons autoforeurs de 9 m scellés à la résine ;
- l'excavation a été divisée en 5 phases différentes afin de limiter les instabilités au front.

Ces opérations ont permis de réduire significativement les instabilités au front de taille mais également d'améliorer l'évolution des tassements de surface. En effet, les tassements des points analysés (PM 766, 782, 802) sont rentrés dans un fuseau de tassement acceptable, entre la courbe de vigilance et d'anomalie.

Après avoir passé cette zone critique, les caractéristiques du sol se sont améliorées. Cela a été confirmé par l'allure des tassements des points au passage et à l'avant du front de taille (PM 811, PM 818 et PM 829). Comme la figure 4.5 le montre, la courbe de prévision pour ces points, faite alors que le front se trouvait au PM 820, conduisait à un tassement final inférieur à la courbe de vigilance. La Maitrise d'œuvre et l'entrepreneur ont par conséquence décidé de modifier à nouveau le présoutènement afin de l'optimiser du point de vue économique. Les tubes pétroliers en voûte ont été remplacés par des bou-

lons autoforeurs ayant une inertie plus petite. En outre, le boulonnage au front a été allégé et la réalisation du contrecintre retardée.

Cet exemple explique clairement comment, pendant la réalisation du deuxième tube de Toulon, plusieurs fiches d'adaptation du présoutènement et du soutènement ont été mises en oeuvre afin de respecter à la fois les limites de tassement de surface et au même moment d'optimiser l'avancement du creusement du point du vue économique.

4.3.4 Méthode de la cuvette instantanée

Une autre méthode de prévision des tassements a été utilisée sur le chantier du deuxième tube de Toulon, ayant comme objectif celui de donner des informations complémentaires à celles dérivées par les analyses sus-décrites. Il s'agit de la méthode dite des « cuvettes instantanées », développée par J.F.Serratrice lors de la réalisation du tube Nord de Toulon, dont les principes ont été énoncés dans la partie bibliographique (Serratrice et Magnan [2002]).

Etant donné que, sur le chantier du tube Sud de Toulon, les voûtes parapluies (ou divergentes) sont renouvelées en général tous les 9 m, cette valeur a été considérée comme longueur du tronçon d'avancement de référence. La procédure utilisée pour l'application de cette méthode est la suivante :

- les points considérés sont uniquement ceux de nivellement situés le long de l'axe du tunnel ;
- les tassements retenus sont ceux de ces points aux dates auxquelles le creusement d'un nouveau tronçon de 9 m démarre ;
- pour chaque point, on a calculé la différence entre le tassement mesuré à la fin du creusement du tronçon d'avancement considéré (début du suivant) et le tassement enregistré au début du même tronçon.

Le tableau 4.2 présente un exemple d'application de cette méthode sur le chantier du tunnel Sud de Toulon.

Tableau 4.2 Exemple de l'application de la méthode des cuvettes instantanées

Date	Début voute parapluie VP	PM front	PM 664	Δs (mm)	PM 669	Δs	PM 680	Δs
			Tassement S (mm)		s		s	
13/05/2008	14	638	0,40	3,40	0,95	2,65	1,10	0,00
26/05/2008	15	647	3,80	5,50	3,60	4,30	1,10	1,70
09/06/2008	16	656	9,30	12,65	7,90	10,90	2,80	5,50
24/06/2008	17	665	21,95	13,05	18,80	11,95	8,30	7,55
09/07/2008	18	674	35,00	9,00	30,75	10,11	15,85	10,75
31/07/2008	19	683	44,00	4,10	40,86	4,40	26,60	7,40
18/08/2008	20	692	48,10	0,60	45,26	1,30	34,00	2,50
25/08/2008	21	701	48,70		46,56		36,50	

Le creusement du tronçon sous la voûte n° 16 a provoqué, par exemple, un incrément de tassement Δs pour le point au PM 664 égal à :
 $\Delta s_{664} = 12,65 \text{ mm} = 21,95 \text{ mm}$ (tassement à la fin de la voûte VP 16) – 9,30 (tassement au début de VP 16).

4.3.4.1 Cuvettes totales de tassement

A partir des données recueillies comme dans l'exemple du tableau 4.2, les cuvettes totales de tassement (profil en long) peuvent être tracées (figure 4.6). Chaque courbe correspond à une date précise. Elle représente le tassement cumulé des points de nivellement, au début du creusement d'un nouveau tronçon sous une nouvelle voûte. Pour chaque courbe, les abscisses correspondent donc aux PM où les points se situent alors que les ordonnées représentent les valeurs de tassements cumulés de ces mêmes points (colonne S du tableau 4.2).

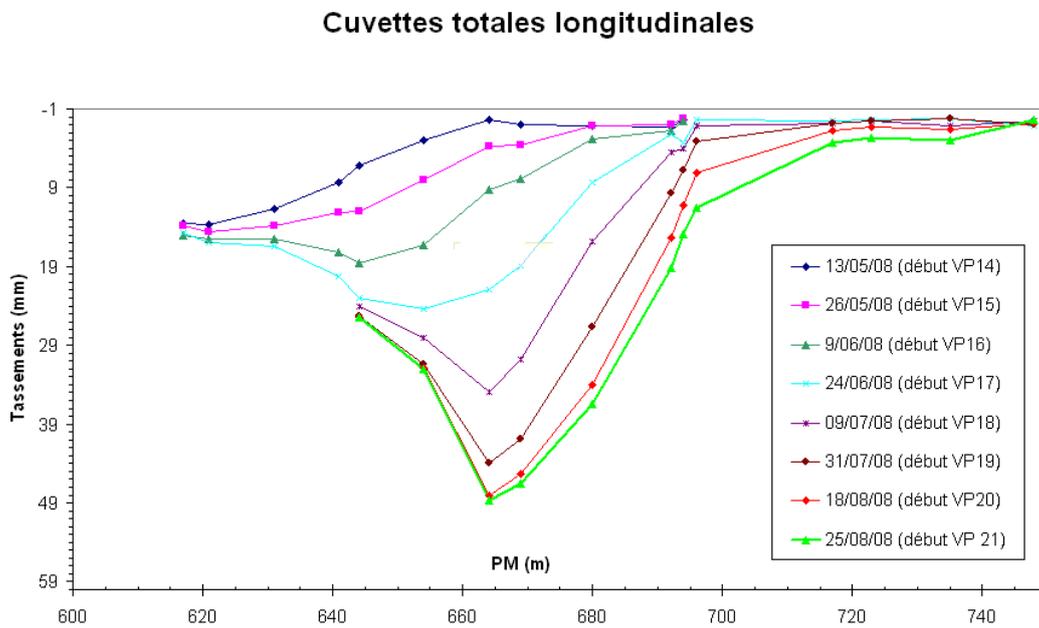


Figure 4.6 Cuvettes totales de tassement (exemple tunnel Sud de Toulon)

4.3.4.2 Cuvettes instantanées de tassement

Les cuvettes instantanées peuvent ensuite être tracées (figure 4.7). Chaque courbe représente cette fois-ci l'incrément Δs de tassement des points choisis, causé par le creusement d'un tronçon d'excavation de 9 m. Les abscisses correspondent toujours aux PM où les points se situent alors que les ordonnées représentent dans ce cas les valeurs de Δs de ces mêmes points (colonne ΔS du tableau 4.2).

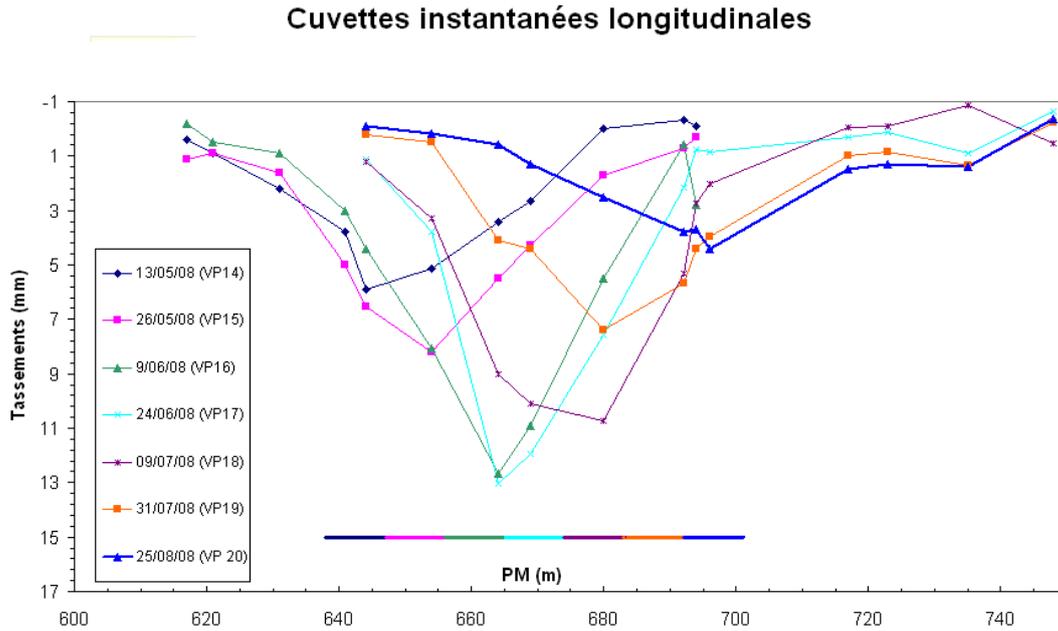


Figure 4.7 Cuvettes instantanées de tassement (exemple tunnel Sud de Toulon)

La méthode de prévision se base sur la comparaison entre la cuvette instantanée de tassement et le tronçon correspondant d'excavation, représenté dans le graphe par un trait ayant la même couleur.

Les principes de la méthode sont les suivants :

- si, par rapport au tronçon considéré, la cuvette instantanée est étendue vers l'avant, le tunnel se dirige vers une zone plus déformable où les tassements risquent d'être plus importants;
- si, au contraire, elle est plus étendue vers l'arrière, le tunnel se dirige vers une zone plus raide où les tassements seront plus faibles.

Le cas présenté ici est particulièrement intéressant puisque les deux situations différentes apparaissent.

En effet, les cuvettes instantanées VP 14, VP 15, VP 16 montraient que le tunnel se dirigeait vers des zones plus défavorables, où les tassements auraient été plus importants. Cela a été par la suite confirmé puisque, malgré une augmentation du présoutènement (probablement un peu trop tardive) les tassements finaux dans la zone autour du PM 660 ont atteint des valeurs significatives, de l'ordre de 55 mm.

Successivement, les cuvettes instantanées VP 19 et 20 se sont montrées plus centrées vers le début des tronçons correspondants, en laissant prévoir que l'excavation s'orientait vers des zones plus rigides et moins déformables. Cela également a été ensuite confirmé du fait que les tassements de la zone au-delà du PM 700 se sont stabilisés sur des valeurs assez faibles (< 30 mm).

Cet exemple montre que cette méthode peut fournir des informations importantes, du moins à titre indicatif, sur les zones vers lesquelles le tunnel se di-

rige. C'est ainsi qu'on peut anticiper des modifications du présoutènement (ou du soutènement) et respecter les limites de tassement ou faire des économies sur les travaux.

4.4 Analyses complémentaires

Outre les prévisions des tassements absolus de surface, le pilotage du chantier s'est basé également sur d'autres analyses complémentaires, réalisées pendant l'avancement de l'excavation.

4.4.1 Cuvettes transversales et tassements différentiels

Tout au long du creusement du tube Sud de Toulon, les cuvettes de tassement transversales à l'axe du tunnel ont été analysées.

Des optimisations aux moindres carrés des paramètres de l'équation de Peck (présentée dans la partie bibliographique) ont été faites, le but étant de déterminer la valeur du point d'inflexion i .

Cette estimation est importante puisqu'elle identifie la zone où il y a un changement de l'allure de la courbe des tassements et où la pente du profil β est maximum. Des valeurs critiques de β ont été proposées en littérature. Dans le cas du chantier de Toulon, il fallait respecter des valeurs de seuil (vigilance, anomalie, alerte) du tassement différentiel, imposées pour chaque secteur comme pour les tassements absolus. Le tassement différentiel a été considéré comme le rapport entre la différence de tassement enregistrée par deux cibles fixées sur le bâtiment et la distance horizontale entre elles. La taille du bâti, ses caractéristiques structurelles et sa position par rapport au profil de tassement déterminent son tassement différentiel.

La figure 4.8 montre l'exemple de l'analyse faite sur les tassements mesurés dans la rue Chalucet, perpendiculaire à l'axe du tunnel. Cette zone est caractérisée du point de vue géologique par des quartzophyllades. Dans cette rue, deux profils de mesure étaient disponibles, un constitué par des points de nivellement sur la chaussée (CENTAURE), l'autre par des cibles bâtis (CYCLOP). Une optimisation par moindres carrés a ainsi été faite sur chacun des profils de tassement. Le graphe représente également l'emplacement respectif des différents bâtiments par rapport à l'axe du tunnel.

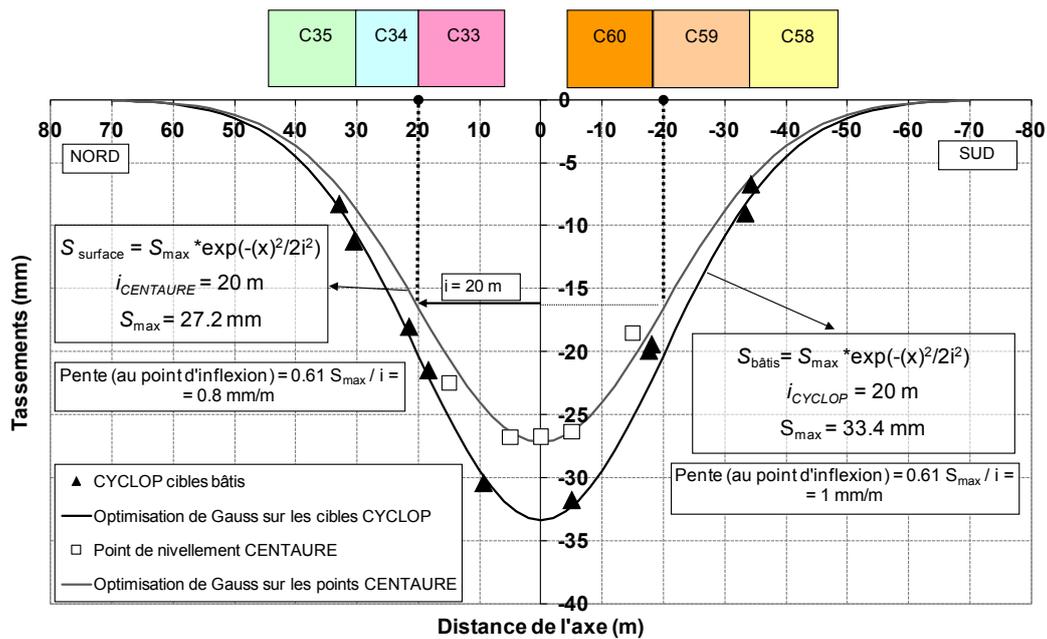


Figure 4.8 Optimisation de Gauss sur les profils transversaux de tassement

L'optimisation donne pour chacun des profils la même valeur de i . Une fois obtenu cette valeur, les deux points d'inflexion de la cuvette de tassement peuvent être positionnés et ensuite comparés par rapport à l'emplacement des bâtis. Dans le cas en étude, il en résulte que les conséquences les plus critiques pourraient apparaître entre les bâtis C34 et C33 dans la partie Nord du massif et entre les bâtis C60 et C59 dans celle Sud. Cependant, la pente maximale a été inférieure à 1 mm/m et aucun dégât n'est apparu sur les bâtiments.

Le graphe montre que, même si les bâtis suivent la tendance du tassement du sol, les deux optimisations divergent en s'approchant de l'axe du tunnel. En particulier, le tassement mesuré sur les bâtiments est plus important que celui enregistré sur le sol, notamment après le point d'inflexion. Ce phénomène est probablement lié au poids des bâtis et à une faible rigidité de leur structure.

Des prévisions de tassement différentiel ont dû être faites afin de respecter les seuils correspondants. A ce propos, le « Modèle du tube sud de Toulon » a été ainsi testé sur l'évolution du tassement différentiel sur un profil transversal à l'axe du tunnel, en fonction de l'avancement du front de taille. L'étude a montré que la même approche peut être utilisée en substituant uniquement, dans l'équation 4.2, S_0 avec le tassement différentiel maximum prévu ($S_{diff\ max}$). La méthode de prévision reste la même que celle des tassements absolus. La figure 4.9 montre un exemple du calage du modèle sur l'évolution du tassement différentiel du bâti C49, placé dans la rue Guérin transversale à l'axe du tunnel. Dans ce cas le seuil d'alerte du secteur (1,8 mm/m) a été dépassé mais il n'y a pas eu de dégâts majeurs pour le bâti.

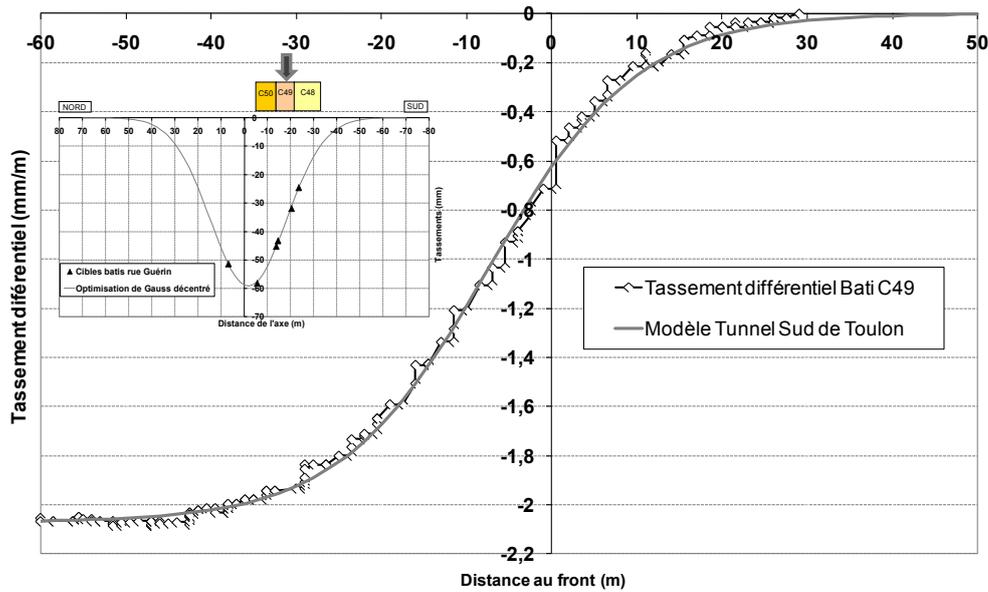


Figure 4.9 Application du Modèle Tunnel Sud de Toulon pour la prévision du tassement différentiel

4.4.2 Relevés du front de taille et sondages à l'avancement

Un autre élément fondamental sur lequel se basait le pilotage du chantier était représenté par les relevés du front de taille réalisés chaque pas d'avancement de 1,5 m (figure 4.10).

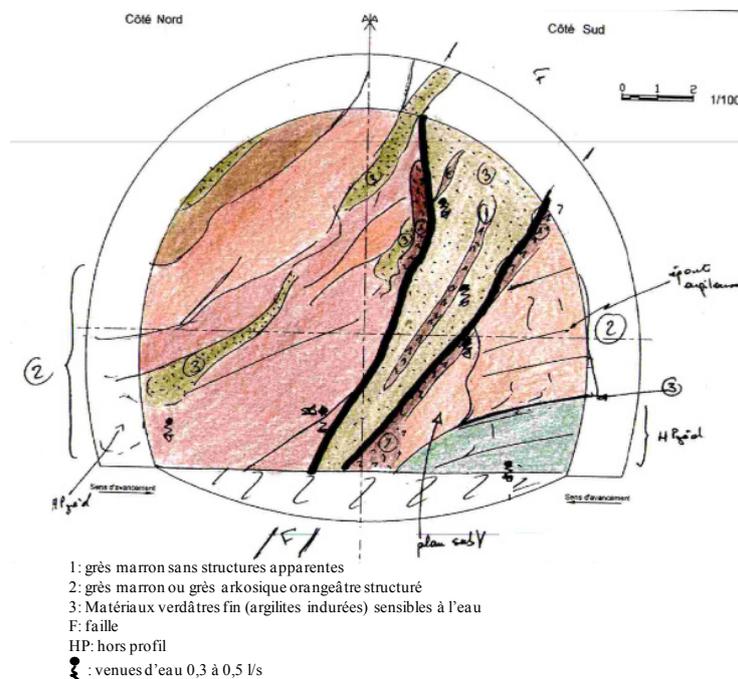


Figure 4.10 Exemple d'un relevé au front de taille du tube Sud de Toulon

Chaque front de taille a été analysé par les géologues de l'entreprise et de la Maîtrise d'Œuvre. Une distinction des sols au front était faite ainsi qu'une classification RMR. Sur chaque fiche, d'autres informations importantes, concernant par exemple une estimation des venues d'eau, de la stabilité du front et de hors profils géologiques, étaient annotées.

Afin de pouvoir faire des prévisions sur la géologie à l'avant du front de taille, des sondages destructifs et carotté subhorizontaux ont été également réalisés à l'avancement, de façon régulière. L'analyse des vitesses de forage et une estimation de l'indice RQD des carottes étaient ensuite faites par les géologues.

Tous les éléments de cette étude géologique pouvaient, en cas de nécessité, faire déclencher des réactions du chantier visant à modifier le (pré)soutènement.

4.4.3 Analyse des déformations en souterrain

En plus du suivi régulier des tassements de surface, les déformations en souterrain (convergence, tassement et extrusion) étaient également contrôlées. Le schéma des différentes mesures, réalisées par les topographes, est présenté en figure 4.11.

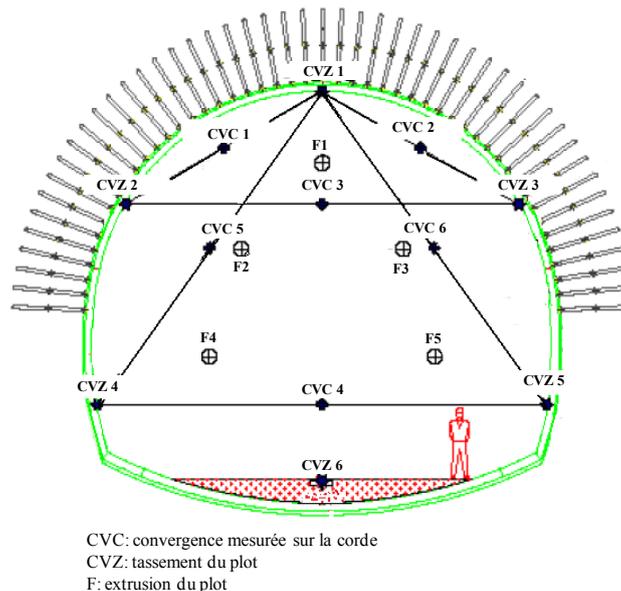


Figure 4.11 Schéma des mesures de déformation en souterrain

L'analyse de ces déformations a mis en évidence que les accélérations des tassements de surface étaient dues parfois à de fortes reprises des convergences (surtout convergence de la corde 4). Ce phénomène était souvent lié à l'excavation en pied de cintre pour la réalisation en retard du contreradier. Un exemple de ce phénomène est présenté en figure 2 Annexe 1. Dans les

Ce document a été constamment mis à jour au fur et à mesure que l'excavation avançait, ce qui a permis d'avoir une base de données de retour d'expérience très utile pour la suite du creusement et pour les retro-analyses numériques effectuées dans la suite de ce travail de recherche.

4.5 Conclusion

Lors de la phase de projet du tube Sud de Toulon, différents types de (pré)soutènement ont été conçus, le but étant d'assurer un bon déroulement du creusement et de limiter les tassements de surface. Afin de mieux adapter ces (pré)soutènements aux terrains réellement rencontrés et aux réactions du massif, le pilotage du chantier s'est principalement basé sur la prévision des tassements de surface à l'axe du tunnel. Cette approche repose sur un modèle analytique qui représente bien l'évolution du tassement absolu et différentiel en fonction de l'avancement du front de taille. La comparaison entre les courbes de prévision ainsi faites et les courbes de tassement de seuil amenait, si nécessaire, à une modification du (pré)soutènement. Outre cette prévision, le pilotage du chantier se calait également sur d'autres types d'analyses présentées dans ce chapitre.

Cette approche observationnelle a été possible grâce à un système d'auscultation performant, qui a garanti un suivi régulier des déformations du sol. Par ailleurs, trois profils instrumentés de manière plus conséquente ont été prévus au marché afin de mieux comprendre le comportement du massif lors de l'excavation. Dans la partie suivante, deux de ces profils, réalisés dans le cadre de ce travail de recherche, seront présentés.

3^{ème} Partie

Sections instrumentées

5 Section I dite « EDF »

Table des matières

5.1	<i>Introduction</i>
5.2	<i>Instrumentation</i>
5.3	<i>Coupe géologique</i>
5.4	<i>Présentation des instruments de mesure</i>
5.4.1	Inclinomètres
5.4.2	Extensomètre depuis la surface
5.4.3	Extensomètres radiaux depuis le tunnel
5.4.4	Jauges extensométriques
5.4.5	Capteurs de pression totale
5.4.6	Précision de mesure
5.5	<i>Présentation des résultats obtenus</i>
5.5.1	Inclinomètres
5.5.2	Analyses des mouvements des cibles de surface et de bâti
5.5.3	Extensomètre vertical
5.5.4	Jauges extensométriques
5.5.5	Capteurs de pression totale
5.5.6	Convergences et tassements en tunnel
5.5.7	Extensomètres radiaux
5.6	<i>Conclusion</i>

5.1 Introduction

Dans le marché des travaux du tube Sud de Toulon, le suivi régulier des tassements de surface et des déformations en souterrain a été renforcé en prévoyant trois profils instrumentés de manière plus conséquente. L'objectif était de mieux comprendre le comportement en termes de déformations dans le massif et de chargement du soutènement.

Dans le cadre du travail de recherche, deux sections instrumentées ont été ainsi mises en place et exploitées. Le présent chapitre décrit la première des deux sections renforcées positionnée au point d'avancement PM 2169. Le front d'Attaque Est a rejoint cette section à la mi-octobre 2008. Les instruments de mesure utilisés seront présentés ainsi que les résultats obtenus.

L'emplacement des deux sections renforcées a nécessité une réflexion préalable. Parmi les critères retenus pour ce choix les plus importants ont été :

- chercher des zones qui permettaient de mettre en place les instruments le long d'un profil perpendiculaire à l'axe du tunnel ;
- ne pas gêner les activités de surface (trafic, piéton..) et effectuer les mesures en sécurité ;
- prévoir le timing d'avancement du creusement et se positionner à une distance suffisante à l'avant du front pour avoir le temps de mettre en place les instruments et faire des mesures initiales de zéro fiables.

En ce qui concerne la première section renforcée, le jardin en face du bâtiment EDF au PM 2169 constituait une opportunité par rapport à ces critères (figure 5.1). Les différents instruments et les mesures ont été effectués par l'entreprise SOLDATA.

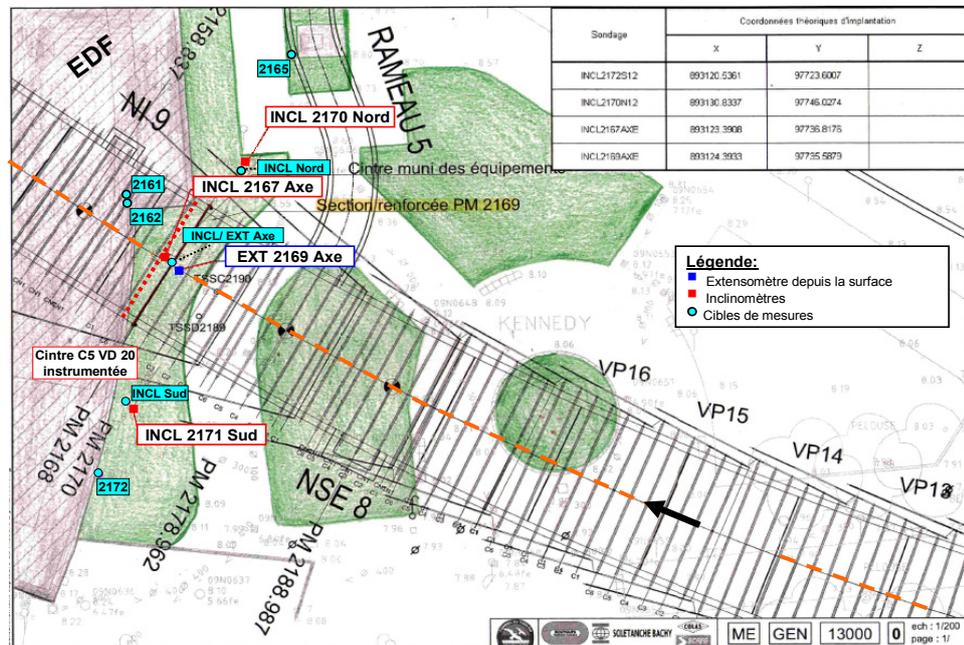


Figure 5.1 Section renforcée I (dite EDF), vue en plan

5.2 Instrumentation

L'instrumentation mise en place dans cette section est composée par :

1) Instruments depuis la surface (figure 5.1 et 5.2):

- **3 inclinomètres** de 40 m de profondeur : un à l'axe (INCL. 2167 Axe) et deux de part et d'autre du tunnel, entre 10 et 12 m environ de l'axe (INCL. 2171 Sud et INCL.2170 Nord).
- **1 extensomètre** à capteurs inductifs de 7 m de longueur réalisé depuis la surface (EXT. 2169 Axe).
- **3 cibles de bâti (X, Y, Z)** à proximité de l'extensomètre et des deux inclinomètres latéraux en plus des cibles et des points de nivellement habituels.

2) Instruments dans le tunnel (figure 5.2) :

- **4 extensomètres** radiaux de 13 m.
- **6 couples d'extensomètres** à corde vibrante placés sur les cintres.
- **5 capteurs de pression totale.**
- Les plots de mesure de convergence habituels.

Dans le marché, le profil de présoutènement, prévu sous le bâtiment EDF, comportait des boulons divergents de 18 m en voûte, inclinés à 14°. Les instruments ont été ainsi placés en dehors de la zone d'influence de ces boulons afin d'éviter toute détérioration lors des forages. C'est pour cette raison que l'extensomètre s'arrête à 7 m de profondeur (la clé se situe à 11,5 m) et que les inclinomètres latéraux ont été prévus à environ 12 m de l'axe.

En réalité, vu la bonne stabilité du front et les très faibles prévisions de tassements, l'excavation sous la section et le bâtiment EDF s'est poursuivie avec un profil de présoutènement type PS1 (avec retard du contreradier), c'est-à-dire sans boulons divergents. Si cette modification avait pu être prévue à l'avance, les instruments auraient été placés plus proches du tunnel.

Les forages et la mise en place des instruments de surface de cette section instrumentée ont débuté le 23 Juillet 2008 pour s'achever le 20 Août 2008.

5.3 Coupe géologique

Une coupe géologique de la section renforcée a été effectuée (figure 5.2).

- Les données ont été recueillies à partir de :
- Un sondage vertical carotté de 30 m réalisé en Juillet 2000. Sondage qui se trouve à l'aplomb de l'axe du tunnel au PM 2174.
- Les paramètres de forage, tels que vitesse d'avancement et perte d'eau, de trois inclinomètres de 40 m réalisés depuis la surface.
- Les paramètres de forage de l'extensomètre vertical à l'axe.

- Les relevés de front de taille.

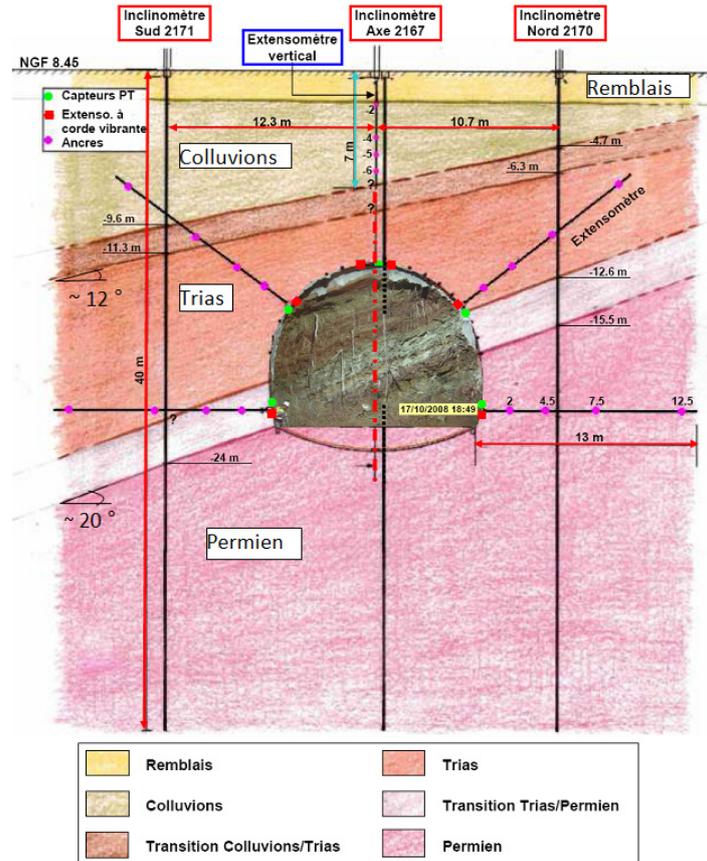


Figure 5.2 Coupe géologique et instruments de la section I

Après avoir réalisé la coupe géologique, une photo du front prise le 17/11/2008 a été insérée, lorsque le front a rejoint l'inclinomètre à l'axe. La correspondance entre nos hypothèses lithologiques et le front réel est évidente.

Remarques :

Lorsque les paramètres de forage indiquaient une brusque variation des caractéristiques du terrain, la valeur de la profondeur a été portée sur la figure 5.2 de manière précise. Si ces variations n'étaient pas nettes, un « ? » a été indiqué.

Le tableau 5.1 reporte les principales caractéristiques mécaniques des différents horizons retenues pour les calculs du projet de tube Sud de Toulon. Dans le chapitre 3, les différentes approches retenues pour le choix de ces paramètres ont été présentées.

Tableau 5.1 Hypothèses – Principales paramètres géomécaniques

Terrain	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Colluvions	20,8	40	10	30
Trias	21,0	90	40	25
Permien autochtone	24,4	500	150	40

Le Trias présente des caractéristiques beaucoup plus faibles que le Permien. Cela a eu des répercussions notamment sur les mesures inclinométriques.

5.4 Présentation des instruments de mesure

Une description des différents instruments choisis et de leur installation sera présentée dans les paragraphes suivants.

5.4.1 Inclinomètres

Les forages ont tous débutés avec un tricône de façon destructive puis, lorsqu'une certaine profondeur était atteinte, un carottier a été utilisé afin d'éviter que le forage ne se referme. Une fois une profondeur de 40 m atteinte, le tube inclinométrique a été mis en place.

Le tube est composé par des tronçons de 3 m reliés l'un avec l'autre avec des manchons. Une colle (et du scotch) entre le tube et le manchon a été utilisée afin d'en assurer l'étanchéité. Le dosage de la colle a été contrôlé avec attention pour éviter toute bavure dans les rainures internes, ce qui aurait empêché ensuite aux roulettes de la sonde de bien glisser, provoquant des problèmes de mesure (figure 5.3).



Figure 5.3 Mise en place des inclinomètres

Une fois le tube descendu en prenant soin de bien vérifier l'alignement des rainures, le tubage extérieur a été retiré, en évitant toute rotation. Des injec-

tions du bas vers le haut depuis deux niveaux ont été ensuite effectuées. Le coulis de scellement utilisé avait un rapport C/E de 1 et un dosage de 150 kg ciment, 150 l d'eau et 3 kg de bentonite. Cette formulation a été proposée par SOLDATA en fonction du type de sols attendus.

La figure 5.4 présente l'orientation des rainures des trois inclinomètres. Les principes sur lesquels se base la mesure inclinométrique sont présentés en Annexe 2.

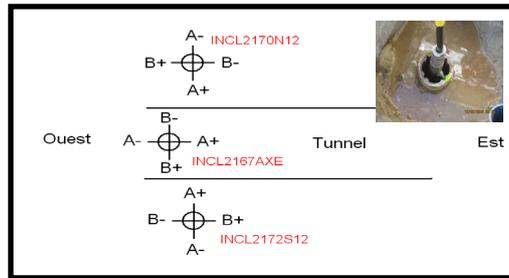


Figure 5.4 Orientation des rainures

Remarques :

Des défauts de fabrication dans les tubes inclinométriques ont été observés (surtout au niveau des manchons). Quand leur diamètre interne était trop petit, le diamètre externe des tubes a été réduit. Dans le cas contraire (diamètre interne trop grande par rapport aux tubes) des anomalies ont été répertoriées au niveau des mesures, qui seront analysées ensuite.

Lors de la vérification des rainures du tube Nord, la fausse sonde se coinçait. Un forage à coté de l'ancien tube a dû être effectué et un nouvel inclinomètre a été placé.

5.4.2 Extensomètre depuis la surface

Le modèle d'extensomètre choisi est le « Rod extensometer » de Slope Indicator (voir site www.slopeindicator.com). Cet instrument consiste en un ensemble de tiges en fibre de verre ancrées à différentes profondeurs dans un forage vertical, fait depuis la surface. On mesure le déplacement des ancres par l'intermédiaire d'une jauge de déplacement micrométrique en tête de forage. La lecture est manuelle et la précision annoncée des mesures de variations de distance entre chaque ancrage et la plaque de tête est de l'ordre de 0.5 mm.

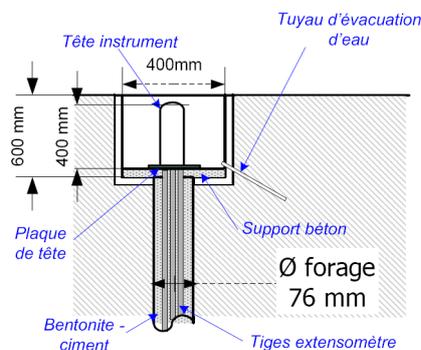


Figure 5.5 Schéma de l'extensomètre vertical

Après avoir réalisé un forage de 8 m, l'extensomètre, composé par 4 tiges avec 4 ancrages à différentes profondeurs (2 m, 4 m, 5 m, 6 m), a été descendu à l'intérieur avec un tube alcatène qui a permis l'injection gravitaire du coulis depuis le point bas du forage.

Le coulis de scellement utilisé avait un rapport C/E de 0.4 et un dosage de 350 kg de ciment, 1000 l d'eau et 40 kg de bentonite.

Une semaine après la pose, SOLDATA a fait les premières mesures de zéro (figure 5.6).



Figure 5.6 Mise en place de l'extensomètre et mesure zéro

5.4.3 Extensomètres radiaux depuis le tunnel

Les instruments en tunnel ont été placés le 20/10/2008, sur le cintre C5 (au PM 2165.5) de la voûte divergente VD 20. Les extensomètres radiaux ont été mis en place trois jours après, quand le front était déjà au PM 2160 ; cela pour avoir l'espace suffisant pour pouvoir faire les forages.

Ces extensomètres mesurent les déplacements et les déformations du terrain autour du tunnel creusé. Vu l'orientation des forages on a choisi des extensomètres GEOKON, modèle A5 (voir site [www. geokon.com](http://www.geokon.com)). Les tiges sont en fibre de verre, les ancrages de type cuivre avec déclenchement hydraulique (voir figure 5.7). Cette méthode est pratique pour des forages vers le haut puisqu'on évite le problème de l'injection. La précision de mesure annoncée est de l'ordre de 0,1 mm.



Figure 5.7 Extensomètres radiaux

5.4.4 Jauges extensométriques

Ces jauges ont été soudées sur le cintre avant qu'il soit mis en place. Le « modèle de surface » de Gage Technics International a été choisi (www.gage-technique.com). Elles mesurent les déformations avec une très grande précision, à partir desquelles on peut calculer les variations des contraintes de l'acier en connaissant son module de Young. Les jauges sur le cintre sont toujours placées en couple, une à l'extrados et l'autre à l'intrados (voir figure 5.8 en bas à gauche). La précision attendue des mesures de jauges est de l'ordre de 1 à 10 microstrains (déformation de 1 à $10 \cdot 10^{-6}$).



Figure 5.8 Pose du cintre instrumenté et jauges extensométriques

5.4.5 Capteurs de pression totale

Le capteur de pression totale est formé par deux plaques métalliques, à l'intérieur desquelles de l'huile est stockée. C'est en effet la pression d'huile comprise entre les deux plaques qui transmet la lecture de la pression totale appliquée au terrain (voir figure 5.9).

Des capteurs GEOKON ont été choisis (modèle radial) avec une plage de mesure 0-2 MPa (voir site www.geokon.com).

Les capteurs ont été installés à l'interface sol structure juste à l'aval du cintre instrumenté.

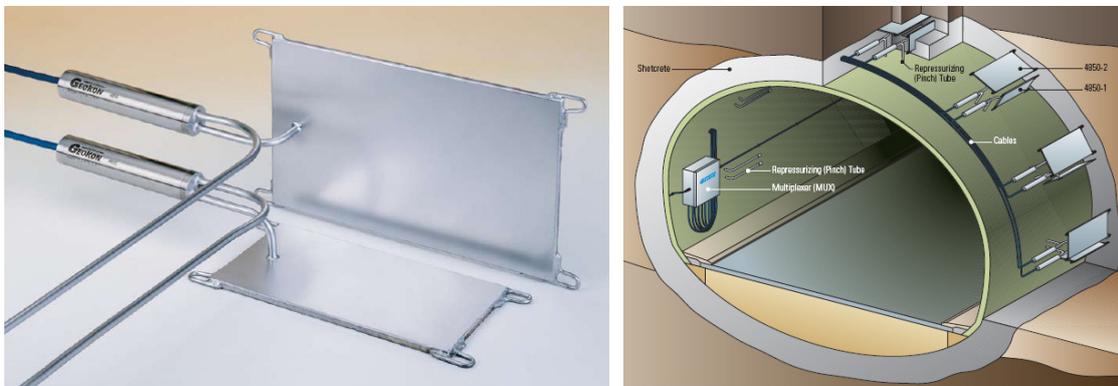


Figure 5.9 Capteur de pression totale et schéma d'installation

Remarques :

Afin d'assurer un bon contact avec le sol, les cellules ont été remises en pression après durcissement du béton projeté. Cette opération s'est révélée plus difficile que prévu et pourrait être la cause des problèmes de mesure observés.

5.4.6 Précision des mesures

Dans le tableau 5.2 un récapitulatif des précisions de mesure annoncés des différents instruments est présenté.

Tableau 5.2 Récapitulatif des précisions de mesure

Instruments / Mesures	Précision
Déformations de surface	0,5 mm
Déformations en tunnel	+/- 2 mm
Inclinomètre	+/- 1 mm
Extensomètre vertical	0,5 mm
Extensomètres radiaux	0,1 mm
Capteurs pression totale	+/- 0.1 % F.S. (2 kPa)
Jauges extensométriques	1 à 10 microstrains

5.5 Présentation des résultats obtenus

Les paragraphes qui suivent seront consacrés à la présentation des résultats principaux et des analyses réalisées à partir des mesures.

5.5.1 Inclinomètres

Les relevés inclinométriques ont été corrigés par rapport aux mouvements mesurés par la cible de surface placée à coté de la tête de l'inclinomètre (Annexe 2). Une correction a été faite aussi suite aux mesures de vrillage.

Les mouvements enregistrés par les trois inclinomètres ont été très faibles, inférieurs à 3 mm, probablement à cause des bonnes caractéristiques du terrain rencontré dans cette section. Les inclinomètres s'avèrent également assez bien encastrés en pied.

La figure 5.10 montre les déplacements de l'inclinomètre, placé à l'axe du tunnel (au PM 2167), aux dates les plus représentatives.

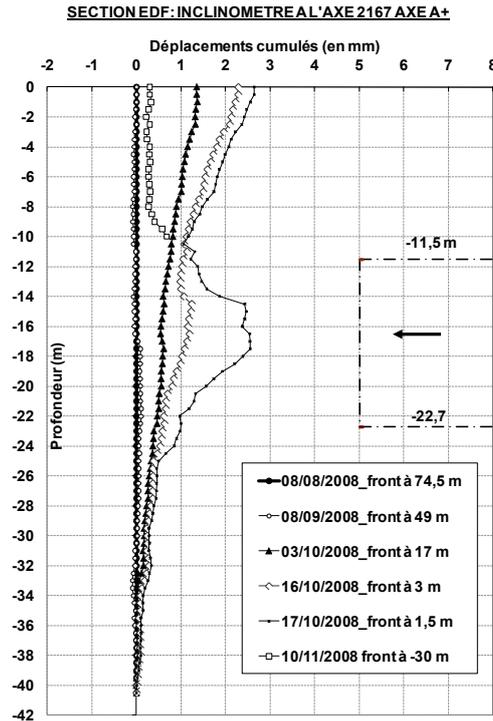


Figure 5.10 Déplacements de l'inclinomètre à l'axe

Lorsque le front était encore à environ 15 m de la section, un déplacement vers le tunnel a été enregistré. Les mesures suivantes, avant l'arrivée à l'aplomb du front, ont également montré un mouvement d'extrusion millimétrique vers le front de taille. Enfin, une dernière mesure sur les premiers 10 m de l'inclinomètre a été effectuée, lorsque le front avait déjà dépassé la section de 30 m. Celle-ci a montré un redressement du tube ; le terrain après le passage du front semble être influencé par le vide créé derrière. Ce mouvement a été confirmé par l'analyse des cibles de surface et du bâtiment EDF. Ce phénomène a été déjà mis en évidence par Serratrice [1999] lors des mesures des inclinomètres placés dans une section du premier tube de Toulon.

La figure 5.11 illustre les déformations enregistrées sur l'inclinomètre Sud (à gauche) et Nord (à droite).

Au moment de la pose, le tube Sud a eu des problèmes de raccords. Sollicités par les déformations du terrain, certains tronçons du tube, au niveau des joints (chaque 3 m), ont pris un peu d'angle à la profondeur de 11 et 16 m. L'effet apparaît visuellement spectaculaire mais n'est qu'un effet d'échelle. Si le graphe est pris localement on s'aperçoit qu'il s'agit d'un angle très faible (figure 5 en Annexe 2). L'analyse des courbes permet de souligner un mouvement des premiers mètres du terrain vers le tunnel jusqu'à l'interface Trias – Permien. Ceci est en accord avec les résultats obtenus par Bernat [1996] et Serratrice [1999].

Les mesures de l'inclinomètre Nord ont confirmé que le Permien limite fortement les déplacements horizontaux en raison de sa rigidité. En effet, les mouvements mesurables débutent juste au dessus dans le Trias, qui a des caractéristiques géomécaniques beaucoup plus faibles.

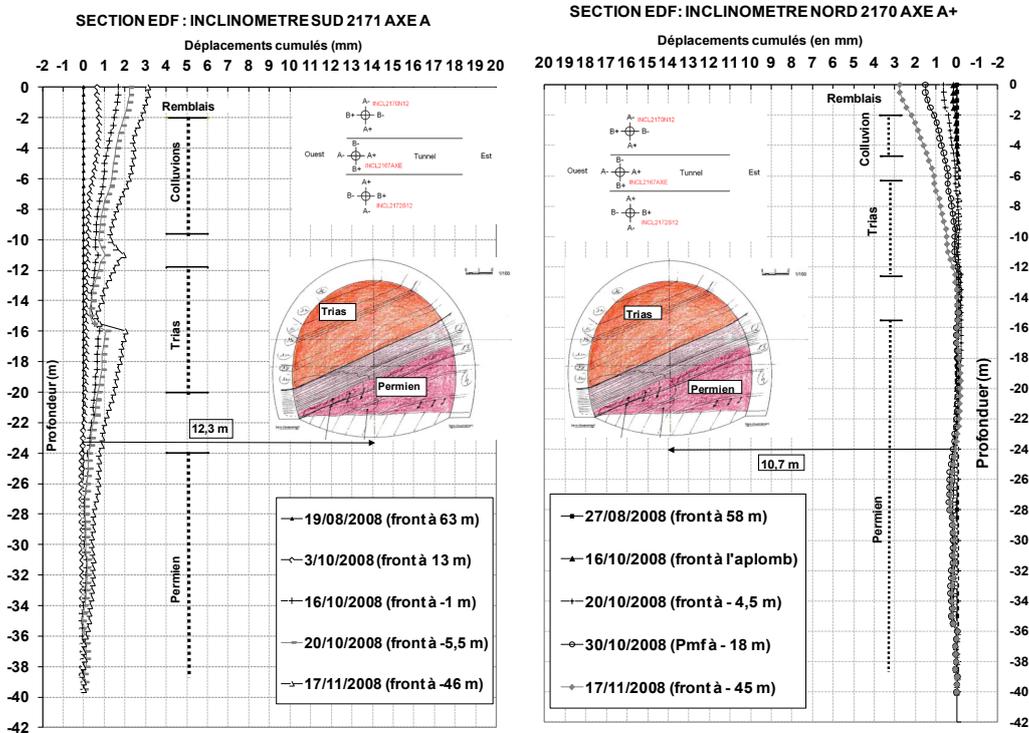


Figure 5.11 Inclinomètre Sud et Inclinomètre Nord

5.5.2 Analyses des mouvements des cibles de surface et de bâti

Les mouvements mesurés par les cibles de surface (celles placées à côté des 3 inclinomètres) et de bâti ont été analysés. En ce qui concerne le bâtiment EDF (L3), 4 cibles positionnées à proximité de l'axe du tunnel ont été choisies (deux sur la façade Est et deux sur la façade Ouest).

Les cibles considérées pour cette étude sont donc les suivantes (figure 5.12):

- EXT_2168_NO_0 (cible Extensio. et Inclino. à l'axe);
 - CL3_INCL_S (cible Inclinomètre Sud);
 - CL3_INCL_N (cible Inclinomètre Nord);
- } Cibles surface
- CL3_2162_EDF_E_03;
 - CL3_2161_EDF_E_04;
 - CL2_2152_EDF_O_04;
 - CL2_2153_EDF_O_05.
- } Cibles sur le bâtiment EDF

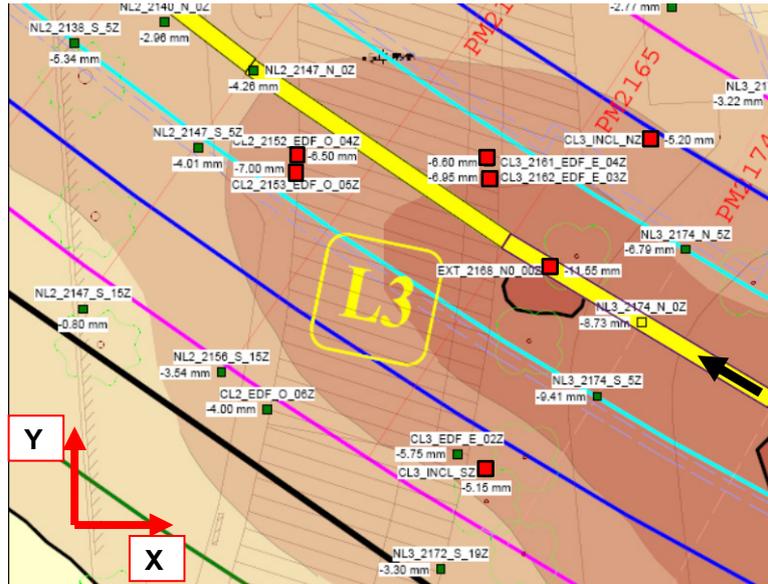


Figure 5.12 Vue en plan : cibles de surface et de bâti considérées dans l'analyse

5.5.2.1 Prise en compte de l'effet de la baisse du niveau de la nappe

Le creusement du tunnel provoque une baisse du niveau de la nappe. Des venues d'eau spontanées sont souvent visibles au front. Elles sont liées aux fractures, aux discontinuités géologiques ou même seulement à la porosité du terrain. Par ailleurs, des drainages sont régulièrement mis en place pour des raisons de sécurité du front de taille (notamment pour éviter d'avoir des poches d'eau en pression derrière le front). A cela on ajoute le drainage induit par le forage des boulons de voutes parapluie et de renforcement en fibres de verre.

Une baisse du niveau de la nappe est ainsi produite, même loin du front de taille, pouvant engendrer des déformations qui remontent jusqu'en surface.

Dans cette étude, les mouvements X,Y,Z, mesurés en surface et sur bâti par les théodolites, ont été corrigés par rapport à ce phénomène : l'effet de la baisse du niveau de la nappe sur les mouvements mesurés n'a pas été pris en compte, seule la contribution de l'avancement du creusement a été considérée.

A titre d'exemple, en figure 5.13 la correction sur le tassement de surface mesuré à l'axe du tunnel (PM 2168) est bien évidente.

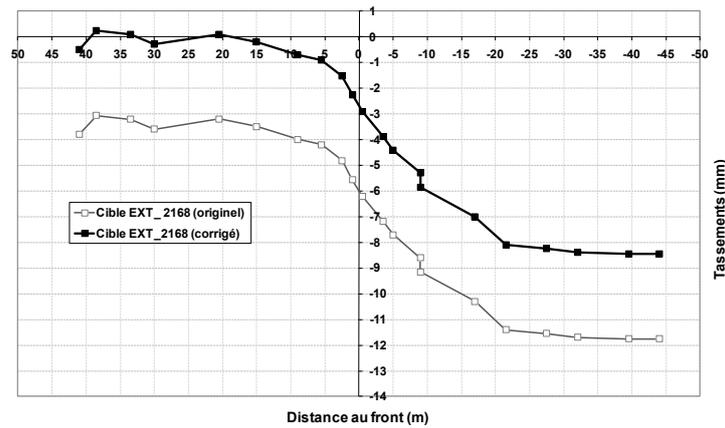


Figure 5.13 Effet de la baisse du niveau de la nappe sur tassement

La courbe originelle montre un tassement stabilisé d'environ 3 mm dû à la baisse du niveau de la nappe. Quand le front de taille arrive à environ 15 m du point, le tassement en lien avec le creusement commence. En soustrayant les 3 mm initiaux de tassement, on représente alors l'effet isolé de l'avancement du creusement sur le tassement de surface, corrigé de celui lié au rabattement. Le même recalage à zéro a été fait pour les mouvements en X et Y.

5.5.2.2 Mouvements horizontaux

A partir des mouvements des cibles en X et Y, mesurés par les théodolites automatiques, le déplacement horizontal de ces points selon une direction parallèle à celle de l'axe du tunnel a été déterminé, en utilisant les formules de rotation du système de référence (figure 5.14). L'avancement du tunnel influence d'abord les cibles de surface puis celles du bâtiment. Cela est tout à fait logique du moment qu'elles sont placées sur le terrain avant la façade Est du bâtiment.

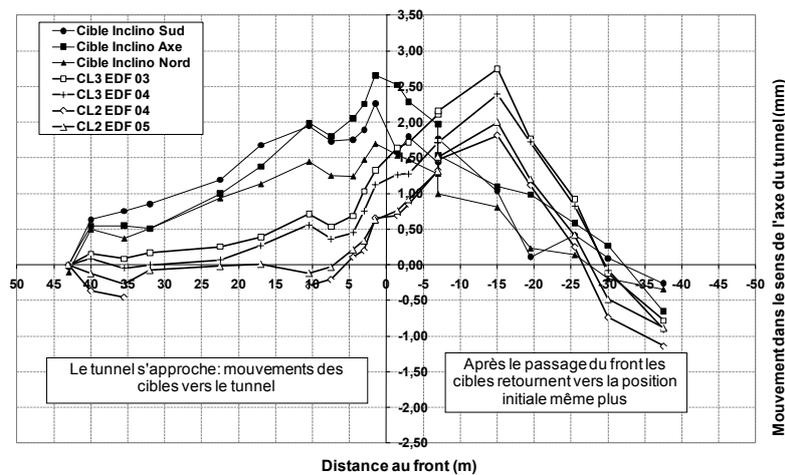


Figure 5.14 Mouvements des cibles analysées selon la direction de l'axe du tunnel

Toutefois la réaction du bâtiment, même si elle est décalée dans le temps, ressemble beaucoup à celle du terrain. Lorsque le tunnel approche, les cibles se déplacent vers le vide créé. Ensuite, après le passage du front, elles retournent vers leur position initiale et même au-delà. Ce phénomène a été déjà montré par les mesures des inclinomètres.

Sur le bâtiment, les cibles coté Est (CL3) montrent une valeur maximale de mouvement supérieure par rapport à celle des cibles coté Ouest. Toutefois, vu que l'écart entre les courbes est de l'ordre de 1 mm maximum, le bâtiment EDF peut être considéré comme très rigide horizontalement.

5.5.2.3 Mouvements verticaux

Le tassement de la cible à l'axe a été comparé avec ceux mesurés par les cibles à coté de l'inclinomètre Sud et Nord. Chaque courbe présente le tassement d'un point en fonction de la distance au front (figure 5.15).

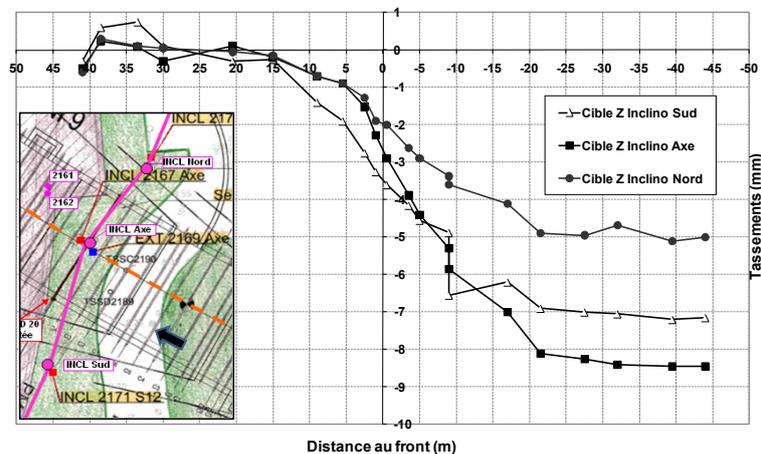


Figure 5.15 Tassements mesurés par les cibles de surface en fonction de la distance au front

Les trois cibles commencent à mesurer des déplacements lorsque le front est à environ 15 m (soit 1.25 fois le diamètre) puis le tassement se stabilise lorsque le front a dépassé la section de 20 m (environ deux fois le diamètre). L'influence de la distance du front de taille par rapport à la réaction du sol en surface est souvent reliée au diamètre du tunnel. Cependant il faut souligner que la couverture du tunnel joue également un rôle important sur la propagation des déformations vers la surface. Dans ce cas la couverture était de 12 m environ.

Le tassement maximum est enregistré par la cible à l'axe et la cible au Sud tasse plus par rapport à la cible Nord. Ce qui peut être justifié par le contexte géologique (cf. figure 5.2).

Le rapport $S_{\text{front}} / S_{\text{stabilisé}}$ a été dans cette zone compris entre 33 % et 50 % et le tassement maximum est resté bien en dessous des limites imposés par le

Marché des Travaux dans ce secteur (seuils du tassement : 22 mm vigilance, 26 mm anomalie, 29 mm alerte).

La cuvette transversale de tassement correspondant à la section instrumentée a été aussi tracée grâce aux points de nivellement et aux cibles placées au sol à côté des inclinomètres (figure 5.16). A chaque courbe correspond une distance différente du front par rapport à la section.

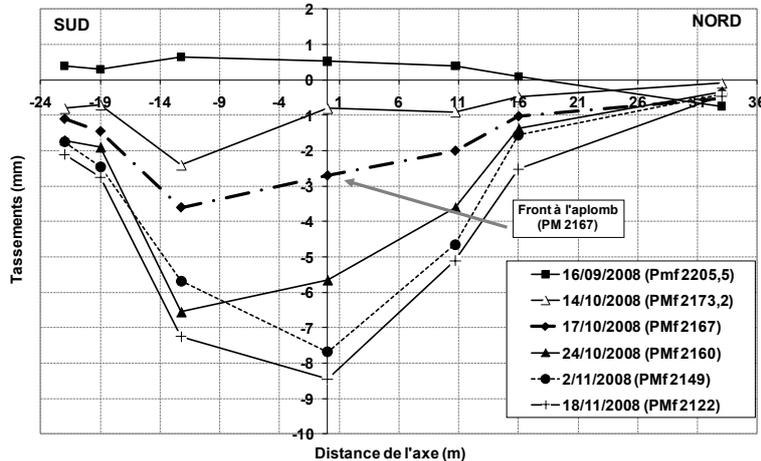


Figure 5.16 Evolution des cuvettes transversales

Les cuvettes transversales restent bien décentrées vers le Sud par rapport à l'axe jusqu'au moment où le front dépasse cette section d'environ 10 m. Ce phénomène peut être lié au massif qui, étant hétérogène est moins rigide dans la partie Sud, se déforme plus facilement. La cuvette semble se recentrer ensuite vers l'axe du tunnel montrant que, à partir d'un certain moment, c'est la cavité créée qui gère les déformations imposant ainsi la forme finale de la cuvette.

Toutefois ce phénomène pourrait être lié seulement au faible nombre de points de mesure à disposition.

Une optimisation de la cuvette de Peck (gaussienne inversée) sur la cuvette stabilisée a été effectuée. Etant donné que le profil final (18/11/2008) semble encore légèrement décentré au Sud du massif et dissymétrique par rapport à son axe vertical, l'optimisation a été faite séparément pour les points placés au Sud et pour les points situés dans la partie Nord.

La formule utilisée pour cette étude est celle de Peck en ajoutant le paramètre x_0 , qui représente le possible décentrement de la cuvette par rapport à l'axe.

Il en résulte la formule suivante :

$$S(x) = S_{\max} \exp\left(\frac{-(x - x_0)^2}{2i^2}\right) \quad (5.1)$$

Avec $S(x)$: tassement vertical à une certaine abscisse x ,

- x : abscisse par rapport à l'axe,

- x_0 : décentrement,
- S_{max} : le tassement maximum mesuré
- i : abscisse du point d'inflexion à partir de l'axe de symétrie verticale du tunnel.

Une telle analyse ponctuelle sur un nombre de points de mesure aussi faible n'aurait aucun intérêt, la stratégie suivante a été choisie :

- tous les points de mesure de surface du PM 2210 au PM 2138 ont été considérés ;
- chaque mesure de tassement (S) a été normalisée par rapport au tassement maximum de la section à laquelle le point appartient. Ces valeurs (S_{max}) ont été déduites après une optimisation de la formule de Gauss décentré sur chaque profil transversal réel ;
- du moment que cette zone est apparue assez homogène du point de vue géologique, tous ces points de tassement normalisés (S/S_{max}) ont été placés sur un même plan transversal, considéré comme représentatif de toute la zone.

De cette façon, l'analyse a pu être faite sur un nombre de points assez satisfaisant. Le résultat de l'étude est montré en figure 5.17.

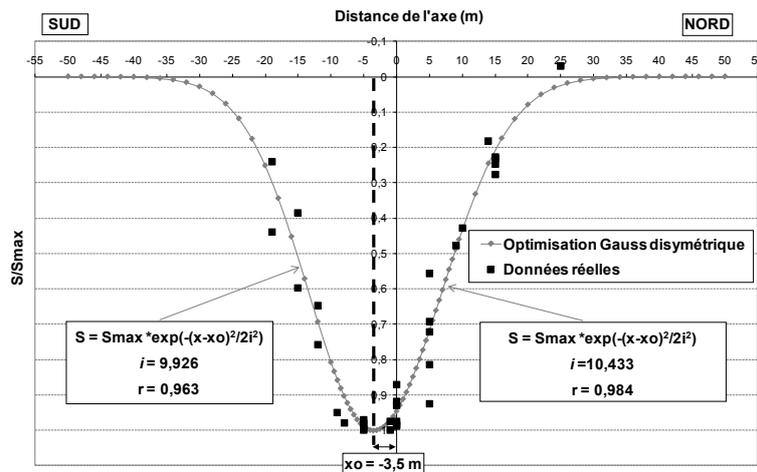


Figure 5.17 – Optimisation de la cuvette transversale avec Gauss décentré et dissymétrique (points de mesure de tassements normalisés)

Cette analyse confirme le décalage entre l'axe vertical de la cuvette de Gauss optimisée et l'axe du tunnel ($x_0 = -3,5 \text{ m}$ vers le Sud). Elle montre aussi que la cuvette est dissymétrique par rapport à son axe vertical : la valeur de « i » optimisée pour la partie gauche de la cuvette est de 0,5 m inférieure par rapport à celle de la partie droite. Par conséquent l'inclinaison du point d'inflexion ($\beta = 0,61 S_{max} / i$) est plus élevée dans la partie Sud que dans la partie Nord.

On peut enfin calculer le volume (pour 1 m excavé) de la cuvette de tassement (V_s) avec l'expression suivante :

$$V_s = i \cdot S_{MAX} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi} \quad (5.2)$$

Avec une valeur moyenne de $i = 10,18 \text{ m}$, $S_{\max} = 0,00845 \text{ m}$, on trouve $V_s = 0,22 \text{ m}^3/\text{m}$.

La perte de volume par rapport au volume théorique excavé (120 m^3) résulte être $V = 0,18 \%$, montrant ainsi une bonne maîtrise des déformations du massif.

5.5.3 Extensomètre vertical

L'extensomètre vertical mis en place est composé par 4 tiges avec 4 ancrages à différentes profondeurs, à 2, 4, 5, 6 m du T.N. En utilisant une jauge de déplacement micrométrique, le déplacement dans le temps entre chaque ancre et la tête de l'instrument a été mesuré. La fréquence des mesures variait selon la distance entre le front et la section renforcée, avec un maximum d'une mesure par jour quand le front était à +/- 5 m de l'instrument.

Le tassement de la tête de l'extensomètre a du être ajouté à chaque relevé afin d'obtenir le mouvement absolu de chaque ancre. Cela a été possible grâce à la mesure en Z de la cible installée à côté de l'instrument et fixée dans le terrain sur une base de béton.

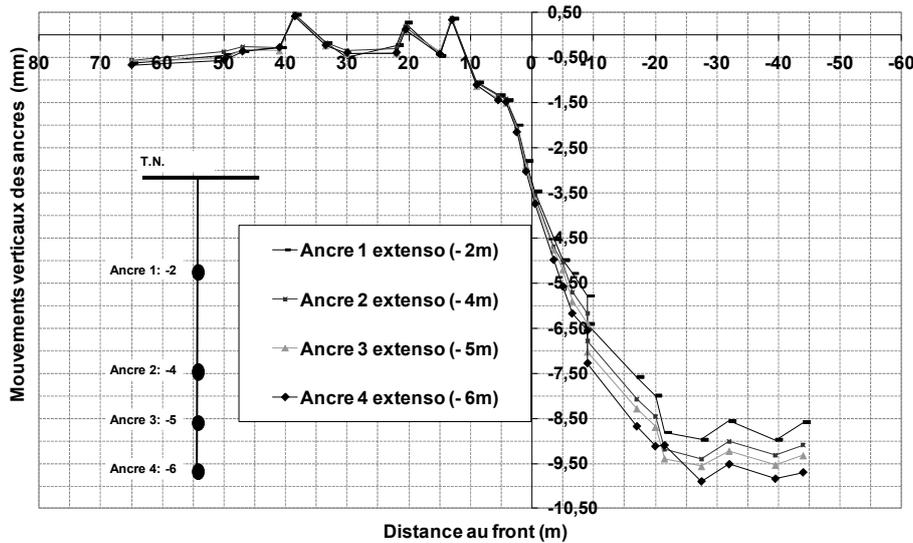


Figure 5.18 Mouvements totaux des ancrages de l'extensomètre

L'analyse des résultats (figure 5.18) montre que les quatre ancrages ont réagi de façon similaire comme si le terrain était un bloc rigide. Cela peut être justifié par le fait que toutes les ancrages se trouvaient dans le même terrain, les collutions, qui ont tassé de manière homogène. Il faut également souligner que l'ancre la plus profonde est éloignée de la clé du tunnel (environ 6 m).

5.5.4 Jauges extensométriques

Sur le cintre de cette section instrumentée 6 couples (intrados et extrados) de jauges ont été posés (figure 5.19). Sauf pour la mesure faite tout de suite après la mise en place des instruments, les relevés suivants ont été automatiques et enregistrés dans un boîtier installé à côté de la section. Les mesures des capteurs de pression totale et des extensomètres radiaux ont suivi la même démarche.

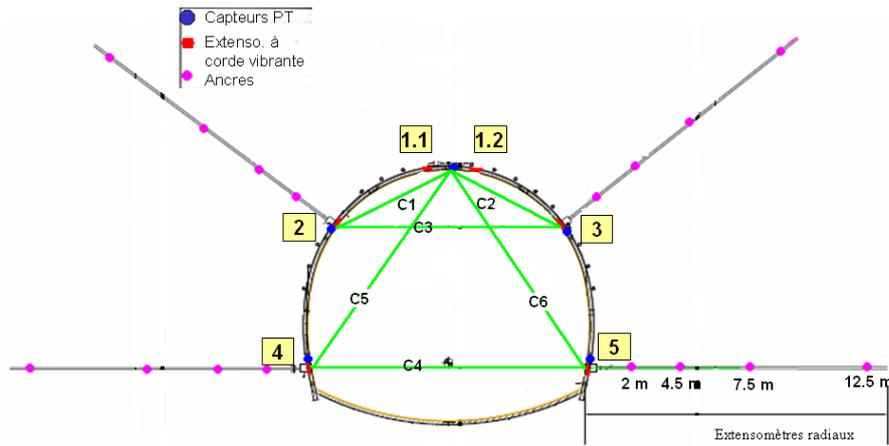


Figure 5.19 Mesures et instruments en souterrain

Les données enregistrées, lorsque la température des jauges s’était stabilisée, ont été retenues comme mesures de zéro. Ces instruments sont en effet très sensibles aux variations de température, comme le montre le graphe en figure 5.20.

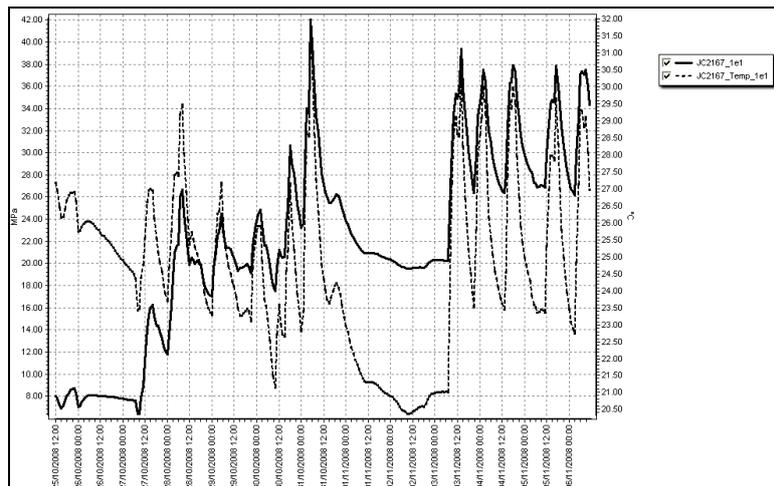


Figure 5.20 – Relation entre la mesure et la température de l’instrument

Un palier horizontal, du 31/10 au 03/11, où les déformations mesurées ainsi que la température restent constantes, apparaît sur le graphe. Ce palier correspond exactement à une période d'arrêt chantier lors des fêtes de la Toussaint (figure 6 en Annexe 2). Les différentes phases de travaux souterrains ont influencé ainsi la température dans le tunnel qui, à son tour, a influencé les températures de chaque instrument et la valeur mesurée.

Les contraintes finales (intrados et extrados) mesurées par les jauges sont assez faibles. Les valeurs maximales ont été enregistrées en clé du cintre : 31 MPa environ en extrados et 19 MPa en intrados (figure 7 en Annexe 2). Ces résultats sous-estiment probablement les contraintes réelles reprises par le cintre du moment que la mesure de zéro (stabilisation des températures des jauges) est décalée de 4 jours par rapport à la pose du cintre. En outre, à ce délai de temps correspond également à un avancement du front de taille de 5,5 m par rapport à la section.

5.5.5 Capteurs de pression totale

Les capteurs de pression totale (CPT) ont été placés de la manière suivante :

- projection du béton de protection (environ 5 cm) ;
- mise en place de mortier pour aplanir la zone où sera fixé le capteur ;
- fixation du capteur de pression sur la zone aplanie à l'aide de clous ;
- phase de béton projeté de remplissage (environ 20 cm) ;
- remise en pression des cellules, après durcissement du béton, pour assurer un bon contact avec le sol.

Cette dernière opération a posé plusieurs problèmes. Les variations de pression très faibles mesurées sur certains capteurs pourraient être donc dues à cette difficulté.

De même que les jauges extensométriques, ces instruments se sont révélés très sensibles aux variations de température (figure 8 en Annexe 2). Par conséquent, les données enregistrées, lorsque la température des jauges s'était globalement stabilisée, ont été retenues comme mesures zéro.

Les mesures des CPT, difficiles à exploiter, sont présentées en figures 8 et 9 en Annexe 2.

5.5.6 Convergences et tassements en tunnel

Les mesures de convergences et de tassements en tunnel, faites par les topographes, ont donné des valeurs de déformations très faibles. Cela est probablement dû aux caractéristiques favorables du terrain, à la rigidité du soutènement et à la faible profondeur du tunnel dans ce secteur.

A partir des données topographiques, la déformée du cintre a été tracée (figure 5.21). Ce tracé n'est pas calé horizontalement, dans la mesure où il re-

pose sur le fait que le mouvement horizontal de la cible en clé est considéré fixe.

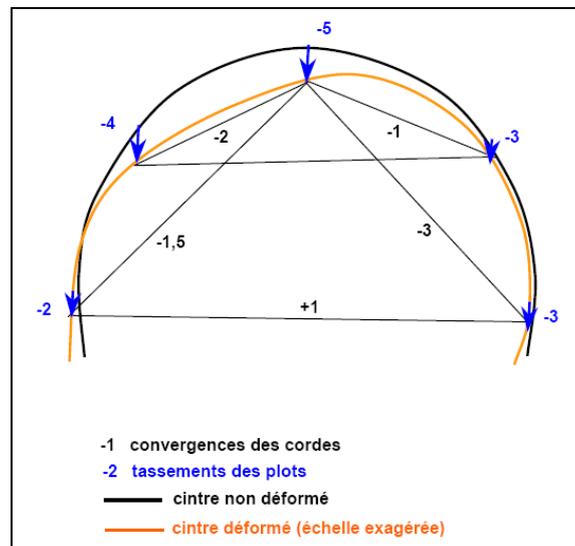


Figure 5.21 – Déformée du cintre, interprétation qualitative des mesures

Il en résulte que le piédroit gauche (Sud) du cintre s'est déformé vers le massif, puisqu'il s'est appuyé sur le Trias, terrain de caractéristiques plus faibles. Le piédroit Nord au contraire est resté plutôt encastré parce qu'il se trouvait contre le Permien, beaucoup plus rigide.

Même si cette considération semble logique il ne faut pas oublier que la plage de valeurs mesurées est proche de la précision de mesure.

5.5.7 Extensomètres radiaux

Quatre extensomètres radiaux ont été placés à partir du tunnel (figure 5.19). La pose de ces instruments n'a pas été facile en raison de la fermeture des forages. Par ailleurs, les extensomètres 2 et 5 ont subi un choc en tête à cause de travaux postérieurs à leur mise en place.

Par conséquent, les seules données exploitables sont celles enregistrées par les extensomètres 3 et 4. Elles confirment des valeurs de déplacements très faibles autour du tunnel, de l'ordre de la précision de mesure de l'instrument. A titre d'exemple, la figure 5.22 montre l'évolution du déplacement entre une ancre et la tête de l'extensomètre n°4, en fonction de la distance au front.

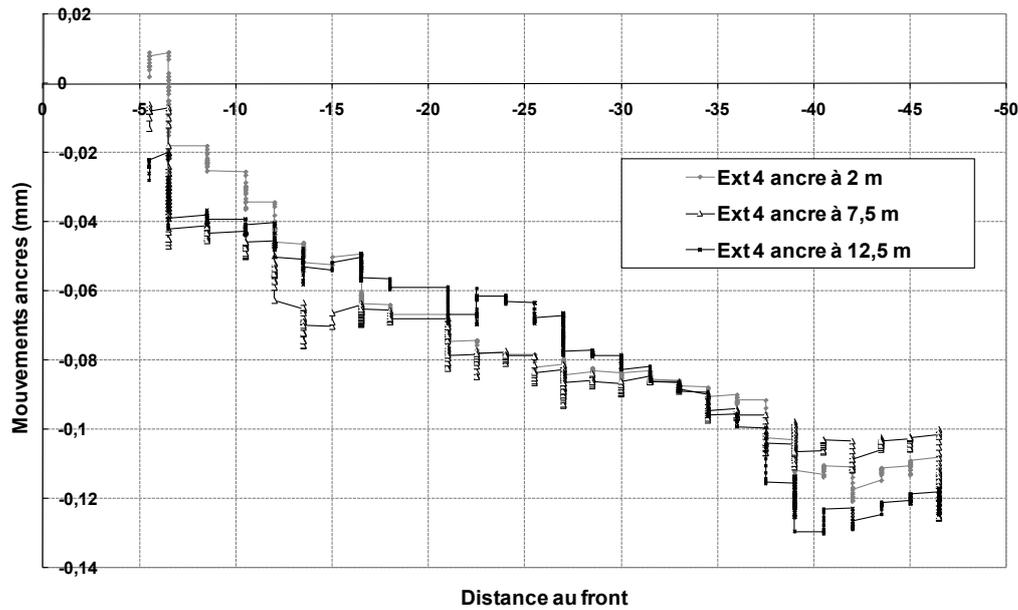


Figure 5.22 – Mouvements des ancrages de l'extensomètre n°4

Si les courbes, comme c'est le cas en figure 5.22, ne partent pas de zéro c'est que des mouvements ont été enregistrés par les capteurs entre la date de mesure zéro et le lancement des acquisitions automatiques. Il ne faut pas corriger ces mouvements qui sont bien réels.

Une variation négative sur les courbes correspond à un allongement de la distance entre l'ancre et la tête. On note donc, de manière logique, une déformation en extension du terrain consécutive au creusement.

Les mesures relatives à l'extensomètre n°3 sont présentées en figure 10 de l'Annexe 2.

5.6 Conclusion

La première section renforcée du Tube Sud du tunnel de Toulon, mise en place avant un bâtiment EDF, a été équipée par différents instruments de mesure de surface et en tunnel. La zone concernée par la section est caractérisée par différents horizons géologiques inclinés (Colluvions, Trias et Permien).

Les déformations dans le massif et les contraintes dans le soutènement mesurées dans cette section ont été faibles, probablement à cause de la profondeur limitée du tunnel dans ce secteur et des caractéristiques favorables du terrain. Toutefois, les résultats obtenus sont satisfaisants, vue la cohérence constatée entre les mesures de surface, en tunnel et la géologie rencontrée.

6 Section II dite « Jardin Alexandre 1^{er} »

Table des matières

6.1	<i>Introduction</i>
6.2	<i>Instrumentation</i>
6.3	<i>Coupe géologique</i>
6.4	<i>Description du (pré)soutènement mis en place</i>
6.5	<i>Présentation des résultats obtenus</i>
6.5.1	Inclinomètres
6.5.2	Analyses des mouvements de surface
6.5.3	Extensomètre vertical
6.5.4	Capteurs de pression totale
6.5.5	Jauges extensométriques
6.5.6	Convergences et tassements en tunnel
6.5.7	Extensomètres radiaux
6.5.8	Cohérence entre les différentes mesures
6.6	<i>Conclusion</i>

6.1 Introduction

Une deuxième section instrumentée a été réalisée dans le cadre de ce travail de recherche. Les mêmes critères retenus pour la première section ont déterminé l'emplacement de la deuxième. Elle a été positionnée au PM 880 environ, dans le jardin « Alexandre I^{er} » (figure 6.1). Le front de l'Attaque Ouest a atteint cette section à la mi-mars 2009.

Cette section, succédant à celle « EDF », a pu profiter du retour d'expérience de la première, en termes de mise en place des instruments et de déroulement des mesures. Elle a été ensuite choisie comme base de données pour l'analyse en retour par modélisation numérique. Dans ce chapitre, les principaux résultats des mesures, obtenus dans cette section, seront présentés.

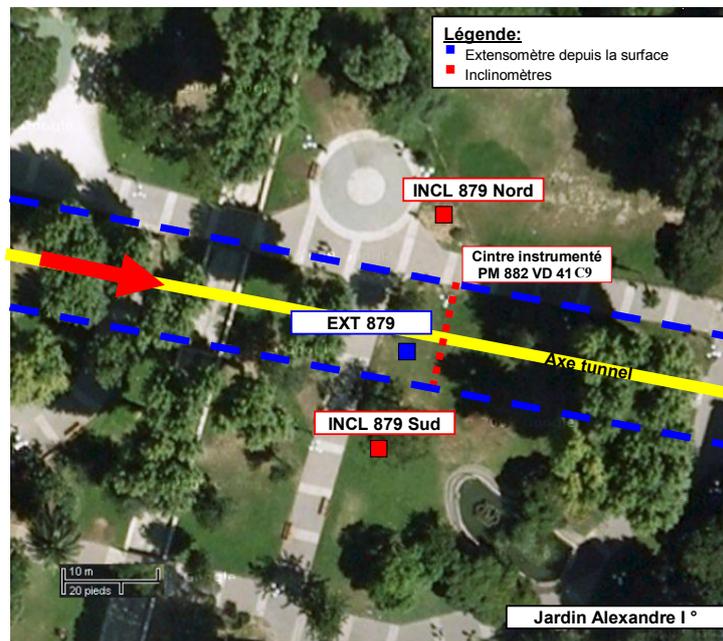


Figure 6.1 Section renforcée II, vue en plan

6.2 Instrumentation

L'instrumentation mise en place dans cette section se compose de :

- 1) Instruments depuis la surface (figure 6.1 et 6.3):
 - **2 inclinomètres** de 52 m de profondeur, de part et d'autre du tunnel, à 13 m environ de l'axe (INCL. 879 Sud et INCL.879 Nord).
 - **1 extensomètre** à capteurs inductifs de 20 m de longueur réalisé depuis la surface (EXT. 879), à 2 m environ au Sud de l'axe.
 - **3 cibles de bâti (X, Y, Z)** à proximité de l'extensomètre et des deux inclinomètres latéraux en plus du profil habituel de nivellement.
- 2) Instruments mis en place dans le tunnel (voir schéma en figure 6.2) :

- **4 extensomètres** radiaux de 13 m.
- **6 couples d'extensomètres** à corde vibrante placés sur les cintres.
- **5 capteurs de pression totale.**
- Les plots de mesure de convergence habituels.

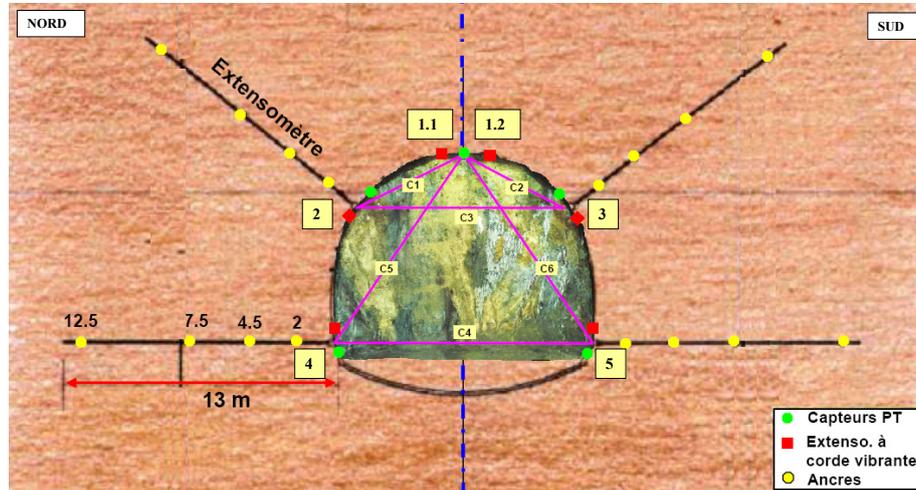


Figure 6.2 Schéma des instruments dans le tunnel

Les instruments sont du même type que ceux choisis pour la section I « EDF » et décrits dans le chapitre 5.

6.3 Coupe géologique

Une coupe géologique de la section renforcée a été effectuée (figure 6.3).

Les données ont été recueillies à partir de :

- un sondage vertical carotté (SC 34) de 35 m réalisé depuis la surface le 16/06/1986. Ce sondage se trouve à l'aplomb de l'axe du tunnel au PM 890 environ ;
- les paramètres de forage, tels que vitesse d'avancement et perte d'eau, des deux inclinomètres de 52 m réalisés depuis la surface ;
- les paramètres de forage de l'extensomètre vertical à l'axe ;
- les relevés de front de taille.

Remarques :

A partir de l'analyse des sondages et des données recueillies il en résulte ce qui suit :

- le pendage des couches de sol en surface est généralement horizontal,
- le socle a un degré d'altération qui entraîne des variations importantes des caractéristiques du matériau.

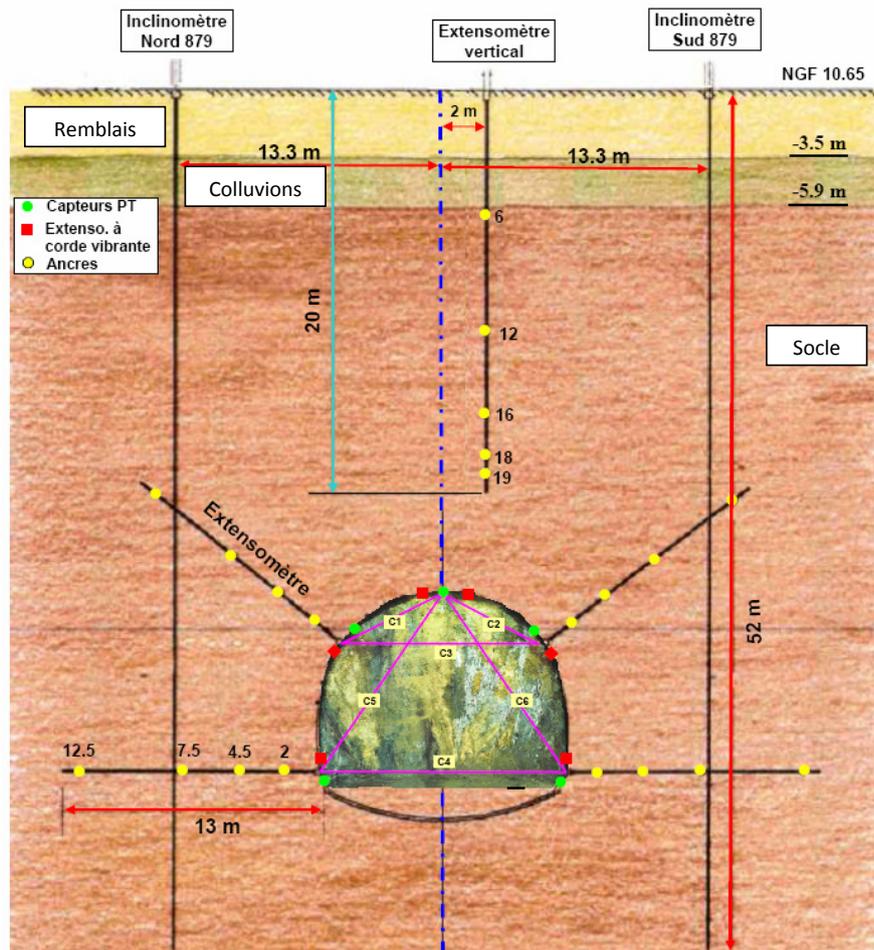


Figure 6.3 Coupe géologique et instruments de mesure de la section II

Les caractéristiques géomécaniques principales des différents horizons sont présentées dans le tableau 6.1. Elles correspondent aux principales caractéristiques retenues pour les calculs du projet du tube Sud de Toulon. Les différentes approches retenues pour le choix de ces paramètres ont présentées dans le chapitre 3.

Tableau 6.1 Hypothèses de base – Principaux paramètres géomécaniques

Terrain	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Colluvions	20.8	40	10	30
Socle	24.2	120	30	25

6.4 Description du (pré)soutènement mis en place

Le présoutènement utilisé au droit la zone de la section instrumentée est schématisé en figure 6.4. Il est composé de :

- une rangée de 25 boulons autoforeurs en voute inclinés à 14° et scellés au coulis, renouvelés juste après la section renforcée;
- 10 boulons actifs (ancrage > 9 m) ISCHBECK scellés au coulis à l'aplomb de la section, correspondant à une faible densité de boulonnage égale à 1 boulon pour 12 m².

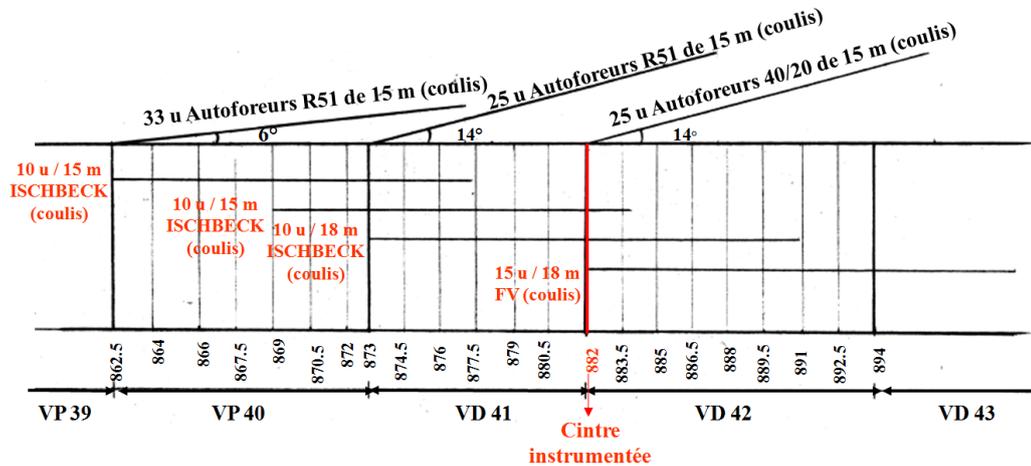


Figure 6.4 Schéma du présoutènement au droit de la section instrumentée II

Le choix du soutènement dans la zone a été le suivant :

- cintres avec appuis par pattes d'éléphant sans contre-cintre ;
- contre radier réalisé avec un retard de 40 m environ par rapport au front de taille.

6.5 Présentation des résultats obtenus

Les principaux résultats et les analyses réalisées à partir des mesures seront illustrés dans les paragraphes suivants.

6.5.1 Inclinomètres

Dans la figure 6.5, les déplacements des inclinomètres Nord et Sud, selon la direction A, sont présentés aux dates les plus significatives. Les deux inclinomètres ont été placés à 13,3 m de l'axe vertical du tunnel.

Les données de l'inclinomètre Sud ont été corrigées par rapport aux mouvements mesurés par la cible de surface placée à côté de la tête (figure 11 en Annexe 2). Cela n'a pas été possible pour l'inclinomètre Nord, la cible ayant été endommagée. Une correction par rapport à la mesure de vrillage a été faite sur les mesures des deux inclinomètres.

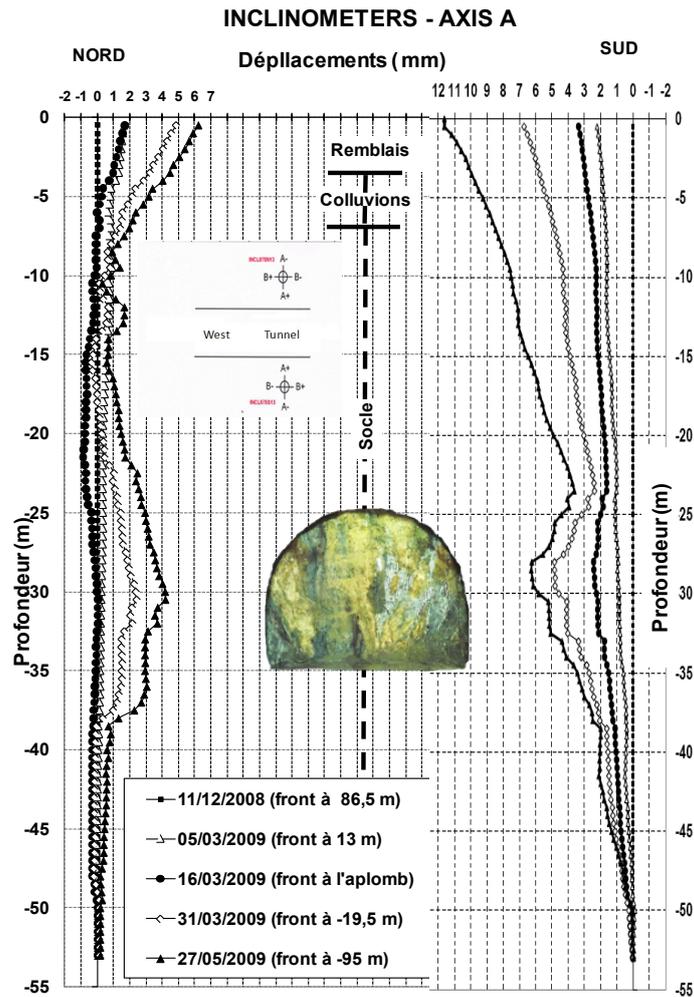


Figure 6.5 Déplacements selon axe A de l'inclinomètre Nord et Sud.

L'analyse des courbes montre deux phénomènes :

- un basculement des premiers mètres des inclinomètres vers le tunnel ;
- un « ventre » qui progresse vers la zone excavée ;
- une dissymétrie des déplacements entre la partie Nord et Sud, qui confirme l'hétérogénéité du sol dans cette zone.

La stabilisation définitive des mouvements s'est produite lorsque le front a dépassé la section de 80 m environ

Des mouvements, aussi faibles qu'ils soient, apparaissent au dessous du niveau du radier du tunnel jusqu'à une fois et demi la valeur du diamètre. Cela confirme qu'il est nécessaire de descendre les inclinomètres bien au dessous du tunnel afin d'avoir une zone d'ancrage sûre et des mesures exploitables.

Les mouvements mesurés par les deux inclinomètres selon l'axe B (direction parallèle à celle de l'axe du tunnel) ont été également analysés. La figure 6.6

montre les déplacements de l'inclinomètre Sud, qui ont pu être corrigés par la cible de surface. En figure 12 de l'Annexe 2, le graphe relatif à l'inclinomètre Nord (Axe B) est présenté.

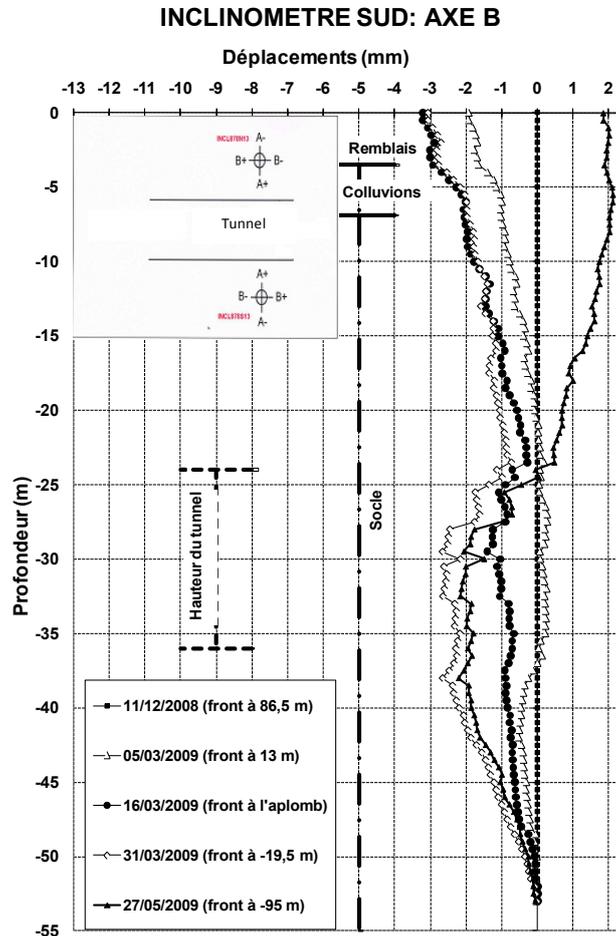


Figure 6.6 Déplacements de l'inclinomètre Sud selon l'axe B

Les premiers 25 m environ du tube ont basculé vers le tunnel qui était en train de se rapprocher de la section. Ce mouvement a atteint sa valeur maximale lorsque le front a rejoint le profil instrumenté. Ensuite il y a un redressement du tube, suivi par un nouveau basculement vers le vide créé à l'avant de la section par l'avancement du tunnel (voir la courbe du 27/05/2009). Ce phénomène est particulièrement intéressant et il confirme les résultats obtenus par Serratrice [1999].

La figure relative aux mouvements de l'inclinomètre SUD montre un autre phénomène remarquable. Outre le basculement des premiers 25 m de l'inclinomètre, un « ventre » a progressé avec l'approche du tunnel. Ce ventre montre que le phénomène d'extrusion ne se limite pas seulement à la surface du front, mais il est également présent à 13 m de l'axe.

Malheureusement aucune mesure d'extrusion du front n'a pu être faite sur cette section. Il aurait été intéressant de comparer cette donnée à celle mesurée par l'inclinomètre. Contrairement à la partie de l'inclinomètre au dessus du tunnel, ce mouvement d'extrusion persiste même après le passage du tunnel. C'est un volume de terrain « perdu » qui ne peut pas être récupéré. Cette allure aussi a été déjà étudiée par Serratrice [1999] lors des analyses des mesures sur les inclinomètres placés dans une section du premier tube de Toulon.

6.5.2 Analyses des mouvements de surface

Les mouvements mesurés sur les trois cibles de surface placées à coté des 2 inclinomètres et de l'extensomètre ont été analysés (figure 6.1). Les cibles considérées sont les suivantes:

- EXT_879 (cible Extensomètre à l'axe);
 - INCL_879 NORD (cible Inclinomètre NORD) ;
 - INCL_879 SUD (cible Inclinomètre SUD) ;
- } Cibles de surface

6.5.2.1 Corrections des valeurs brutes

Les mouvements X, Y, Z des cibles peuvent être altérés par deux phénomènes :

- une baisse du niveau de la nappe qui engendre des déplacements indépendants de l'avancement du tunnel ;
- des « manipulations » accidentelles des cibles.

Dans cette section renforcée, contrairement à la première « dite » EDF, il n'y a eu aucun mouvement évident dû exclusivement à une baisse du niveau de la nappe. Toutefois, sur cette section renforcée, les cibles, pourtant fixées à des blocs de ciment ancrés dans le terrain, ont subi plusieurs fois des actions de vandalisme. Pour cette raison, les résultats de la cible INCLINO NORD n'ont pas pu être exploités.

En revanche, les mouvements des cibles INCL_879 SUD et EXT_879 ont pu être corrigés (mesures brutes dans les figures 13 et 14 en Annexe 2).

6.5.2.2 Mouvements horizontaux

Les déplacements horizontaux des deux cibles, dans une direction parallèle à l'axe du tunnel, sont présentés en figure 6.7. Ils confirment les résultats obtenus avec les inclinomètres.

Lorsque le tunnel se trouvait à 35 m environ de la section les cibles ont commencé à bouger horizontalement vers le vide créé. Juste après le passage du front elles ont atteint le déplacement maximum (4 mm environ). Ensuite elles sont retournées vers leurs positions initiales et l'ont dépassé même en se

dirigeant vers le nouveau vide créé par l'avancement du tunnel. La stabilisation de ce mouvement commence à être visible seulement quand le front a dépassé la section de 80 m.

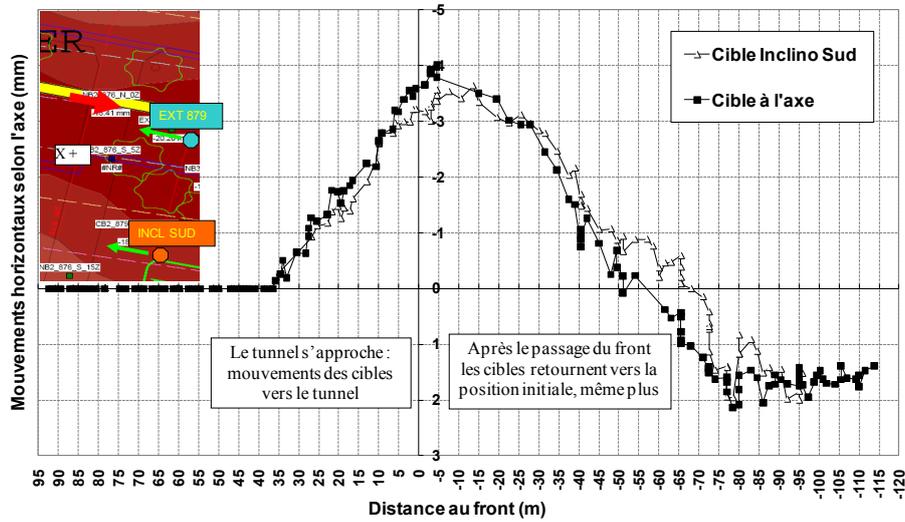


Figure 6.7 Mouvements des cibles analysées selon la direction parallèle à l'axe du tunnel.

6.5.2.3 Mouvements verticaux

Les déplacements verticaux des cibles ont été également analysés (figure 6.8). Ils confirment que l'excavation a commencé à avoir une influence sur les tassements 35 m à l'avant du front de taille (soit 3 fois le diamètre). Les mouvements ont accéléré lors du passage du front à l'aplomb de la section. Par la suite, la vitesse de tassement par mètre creusé diminue pour, enfin, se stabiliser lorsque le front a dépassé la section de 90 m (environ 7.5 fois le diamètre).

L'amorce de l'excavation sur les mouvements du sol et surtout la distance à laquelle les tassements se sont stabilisés est très importante. A ce propos, on peut noter que les tassements semblaient se stabiliser 55 m derrière le front de taille. Au-delà de cette distance, une reprise des tassements assez « anormale », par rapport à ce qui avait été constaté dans la zone précédant ce PM, s'est produite. L'analyse des déformations en souterrain a montré que probablement ce phénomène a été causé par l'excavation en pied de cintre pour la réalisation retardée d'une partie du contre radier au droit de la section. Ces travaux ont provoqué un redémarrage des convergences en pied de cintre et des tassements en tunnel qui ont eu une répercussion sur les tassements en surface (figure 15 et 16 en Annexe 2).

Le tassement maximum, enregistré par la cible à l'axe, se situe autour de 20 mm. Le rapport $S_{\text{front}} / S_{\text{stabilisé}}$ a été dans la zone de la section renforcée de l'ordre de 30 %. Même dans ce secteur, le tassement est resté bien en dessous des limites imposés par le Marché des Travaux (seuils du tassement : 37 mm

vigilance, 45 mm anomalie, 55 mm alerte). La figure 17 en Annexe 2 présente le profil en long qui concerne ce secteur.

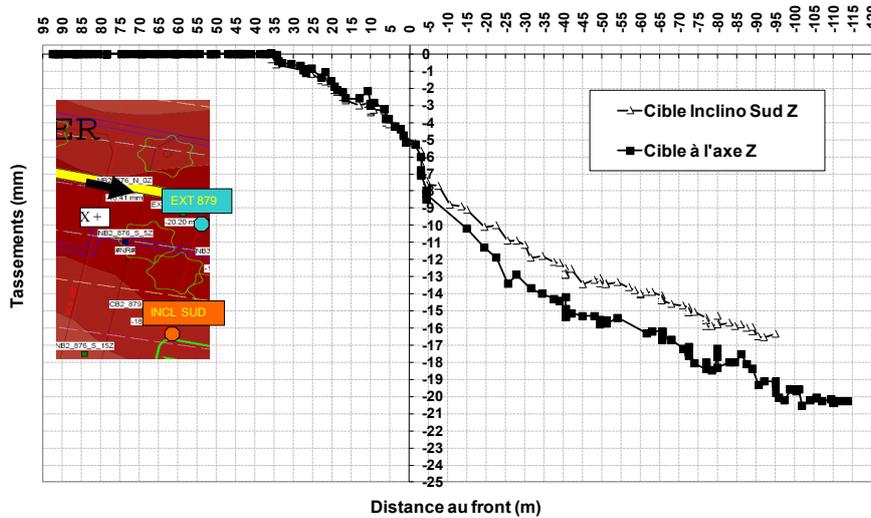


Figure 6.8 Tassements des cibles de surface en fonction de la distance au front

La cuvette transversale de tassement correspondant à la section instrumentée a été également tracée grâce aux autres points de nivellement présents dans le secteur (figure 6.9). Afin d'avoir plusieurs points de mesure, la démarche est identique à celle utilisée pour la section I : les profils transversaux de tassements proches de la section ont été considérés et, après les avoir normalisés, ils ont été ramenés au même plan.

La formule de Peck avec possible décentrement de l'axe a été utilisée. L'optimisation aux moindres carrés montre un certain décentrement de la cuvette vers le Sud du massif, probablement dû toujours à l'hétérogénéité du sol. Il faut toutefois souligner que l'absence de point de mesure au delà du point d'inflexion limite sûrement la précision de calage de la courbe de Gauss.

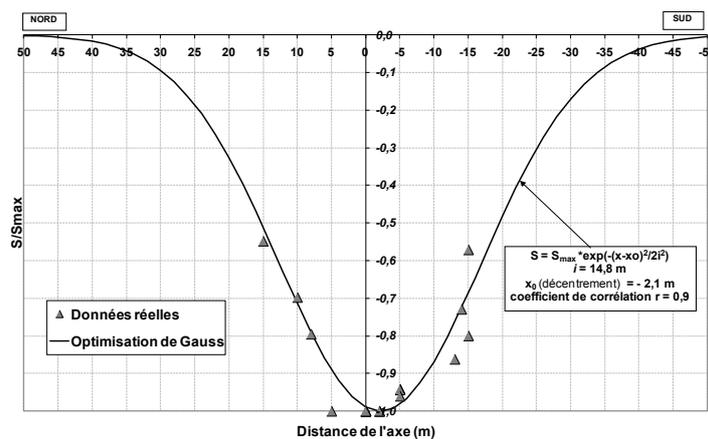


Figure 6.9 Optimisation de la cuvette transversale avec Gauss décentré et dissymétrique (points de mesure de tassements normalisés)

En utilisant la relation de Selby [1988] et New [1991], $i = K \cdot Z$ (avec Z , profondeur de l'axe du tunnel), une valeur de $K = 0,48$ est obtenue à partir de l'analyse faite. Ce résultat est proche de la valeur moyenne de K , calculée par Bilotta, Russo et Viggiani [2002] après avoir analysé environ 90 profils en travers différents dans le cas de la réalisation de tunnels urbains à faible profondeur.

On peut enfin calculer le volume (pour 1 m excavé) de la cuvette de tassement (V_s) avec l'expression suivante :

$$V_s = i \cdot S_{MAX} \cdot \sqrt{(2 \cdot \pi)} \quad (6.1)$$

Avec $i = 14,8$ m, $S_{max} = 0,020$ m, on trouve $V_s = 0,74$ m³/m. La perte de volume par rapport au volume théorique excavé (120 m³) est ainsi $V' = 0,62$ %. Cette valeur concorde avec celles obtenues par Bilotta, Russo et Viggiani.

6.5.3 Extensomètre vertical

L'extensomètre vertical est composé de 5 tiges pour 5 ancres positionnées à différentes profondeurs (6, 12, 16, 18 et 19 m du T.N). Le scellement, au coulis bentonite-ciment, a été difficile et plusieurs compléments ont dû être faits. Les mesures ont été effectuées avec une jauge de déplacement micrométrique portant sur le déplacement dans le temps entre chaque ancre et la tête de l'instrument. La fréquence des mesures a varié selon la distance entre le front et la section renforcée, avec un maximum de deux mesures par semaine quand le front était à +/- 30 m environ de l'instrument. Pour obtenir le mouvement absolu de chaque ancre, le tassement de la cible placée à côté de la tête de l'extensomètre a été ajouté. A cause des problèmes de scellement, seules les mesures des deux ancres les plus superficielles ont pu être exploitées.

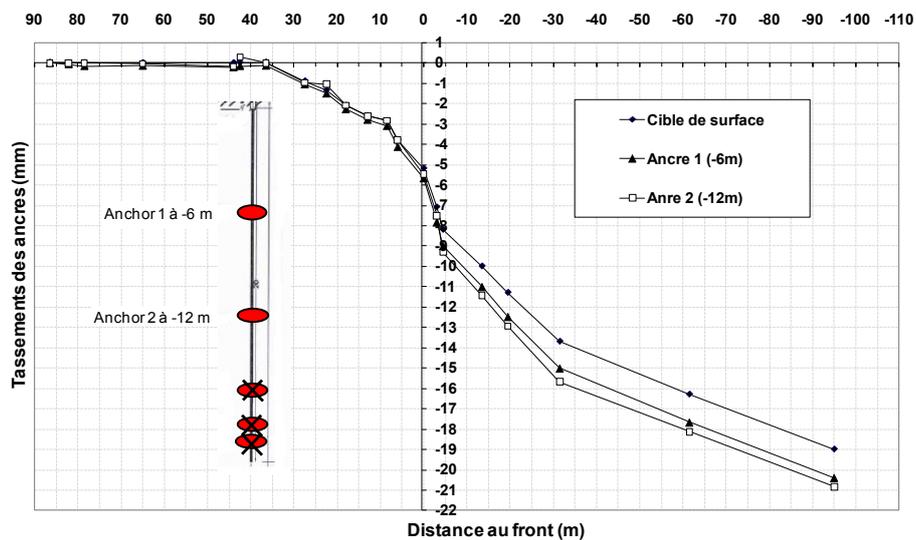


Figure 6.10 Tassements absolus des ancres de l'extensomètre

La figure 6.10 montre le tassement absolu des deux ancres en fonction de la distance au front. L'allure du tassement des deux ancres est très similaire et il pourrait indiquer que les premiers 12 m de sol au dessous du tunnel se sont comportés comme un bloc rigide. La stabilisation des mouvements, survenue lorsque le front a dépassé de 90 m l'instrument, n'est pas visible sur le graphe ci-dessus par manque de relevés à cette distance du front.

6.5.4 Capteurs de pression totale

Les capteurs de pression totale ont été placés entre le terrain et le béton projeté au niveau de la section instrumentée (figure 6.11). En Annexe 2, le déroulement simultané de l'excavation au niveau de la section et de la pose des différents instruments est présenté.

L'installation des CPT a été compliquée à cause principalement des hors profils présents derrière le cintre, qui ont causé un mauvais contact entre le sol et les instruments. Pour cette raison, et à cause de la forte sensibilité des capteurs aux variations de températures, les mesures obtenues n'ont pas été satisfaisantes. La figure 18 en Annexe 2 montre les mesures brutes des CPT.

Ces instruments ont encore une fois donné lieu à des problèmes lors de l'installation en chantier et ils fournissent des résultats qui sont difficiles à exploiter.

6.5.5 Jauges extensométriques

Sur le cintre de cette section renforcée, 6 couples (intrados et extrados) de jauges ont été soudés pour calculer les contraintes dans le cintre même (figure 6.11). La mesure zéro a été faite environ 42 h après la pose et le réglage du cintre.

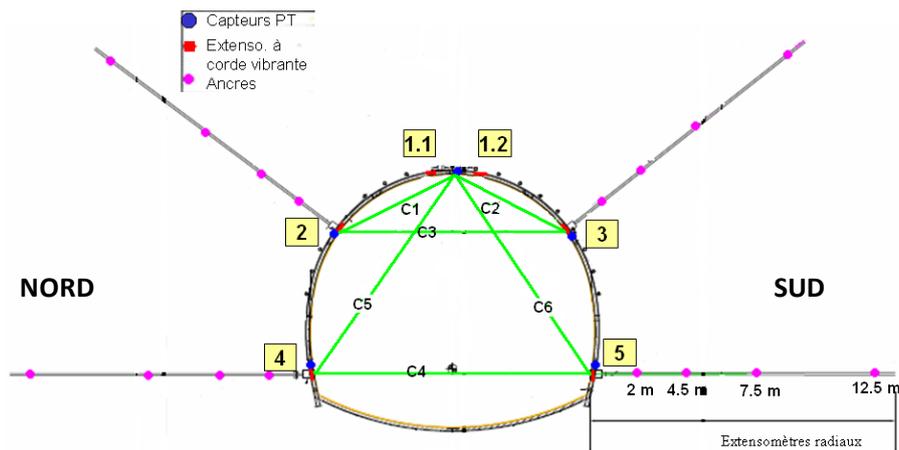


Figure 6.11 Mesures et instruments en souterrain

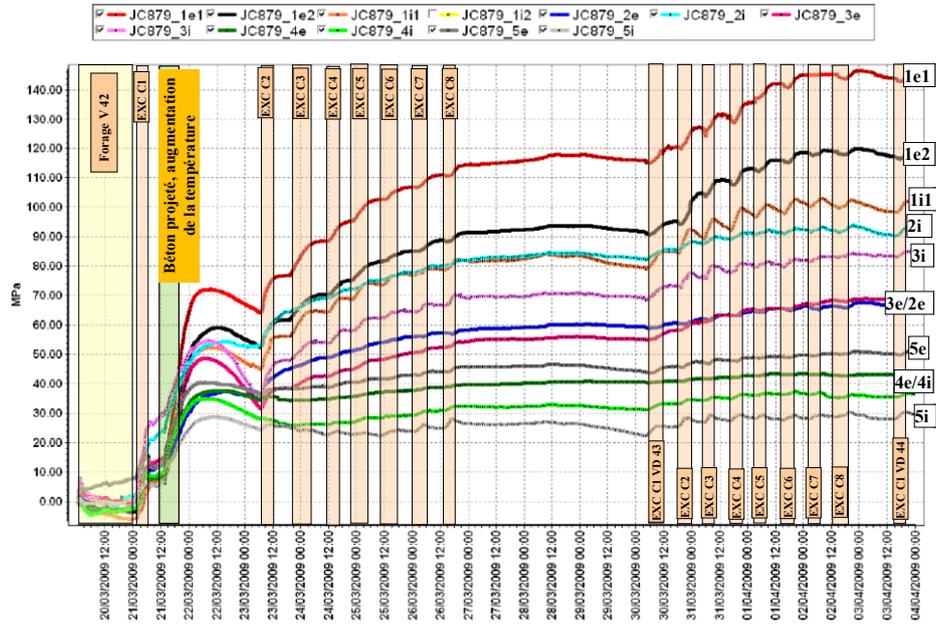


Figure 6.12 Relation entre les mesures et les travaux réalisés en souterrain

Juste après l’installation des jauges, les mesures apparaissent strictement liées aux variations de température (figure 19 en Annexe 2). Ensuite, une étroite corrélation apparaît entre les phases d’excavation et les paliers d’augmentation des contraintes dans le cintre (figure 6.12).

En représentant les variations des contraintes en fonction de la distance au front (figure 6.13), une augmentation régulière des efforts apparaît jusqu’au moment où le front a dépassé la section de 20 m environ. Ensuite, cette augmentation devient plus faible. Enfin, à plus de 100 m de la section, les mesures semblent se stabiliser. En regardant les valeurs stabilisées des autres jauges, les efforts diminuent de la clé vers le radier du cintre.

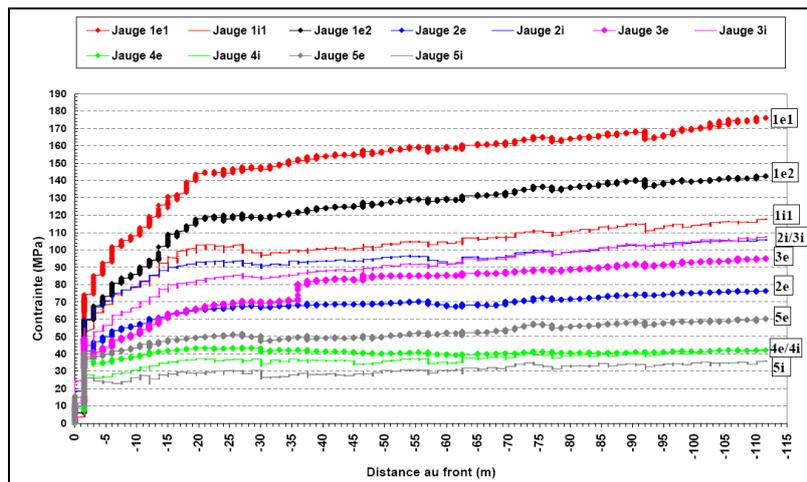


Figure 6.13 Relation entre les contraintes dans le cintre et la distance au front

Grâce aux valeurs des contraintes extrados (σ_e) et intrados (σ_i) mesurées avec les jauges, l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) ont été calculés dans les cinq positions différentes (voir schéma 6.2). La jauge (1i2) placée en clé n'a pas fonctionné.

Les formules pour déterminer l'effort normal et le moment sont les suivantes :

$$N = \frac{S \cdot (\sigma_e + \sigma_i)}{2} ; \quad M = \frac{I}{v} \cdot \frac{(\sigma_e - \sigma_i)}{2} \quad (6.2)$$

Avec S : section du profil du cintre,

I : inertie du cintre,

v : distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure.

Les caractéristiques du cintre HEB 180, mis en place sur ce chantier, sont reportées dans le Tableau 6.2.

Tableau 6.2 Caractéristiques du profil du cintre HEB 180

S (cm ²)	65.3
I _x (cm ⁴)	3831
v _x (cm)	9

La valeur maximale de l'effort normal est atteinte en clé pour diminuer progressivement vers les deux piédroits (tableau 6.3). Ces résultats sont cohérents du fait que le cintre n'était pas fermé.

Table 6.3 Effort axial et moment fléchissant dans le cintre

	σ_e (MPa)	σ_i (MPa)	N (MN)	M (KN·m)
1	175.9	117.9	0.96	12.37
2	76.4	106	0.60	-6.32
3	95.1	107.4	0.66	-2.61
4	42.2	42.5	0.28	-0.07
5	60.5	36.1	0.32	5.18

Le moment fléchissant est positif et maximal en clé. Ensuite, aux points 2 et 3 il change de signe et devient négatif. Enfin, une dissymétrie entre les valeurs apparaît en pied de cintre.

La valeur positive du moment en piédroit sud peut s'expliquer par le fait que la liaison sol / cintre est de type encastrement. En revanche la valeur nulle du moment en piédroit Nord pourrait être liée à deux raisons :

- il est possible que le terrain soit plus « mou » au piédroit Nord (M=0) qu'au piédroit sud (M>0). Dans ce cas, la non homogénéité du comportement du massif serait confirmée.

- il est possible que la méthodologie de mise en œuvre du cintre et ensuite du contrecintre sur un terrain remanié et peu compact soit la cause d'un mauvais encastrement de l'appui Nord dans le sol.

6.5.6 Convergences et tassements en tunnel

- Des problèmes de mesures ont été rencontrés sur les cibles du cintre instrumenté, surtout celle de la corde 4. Par conséquent, les valeurs stabilisées de convergence et tassement mesuré au PM 878 ont été retenues. A partir de ces valeurs la déformée du cintre a été tracée (figure 6.14). Ce tracé n'est pas calé horizontalement, dans la mesure où il repose sur le fait que le mouvement horizontal de la cible en clé est considéré fixe. Une autre hypothèse de base est que les convergences soient symétriques.

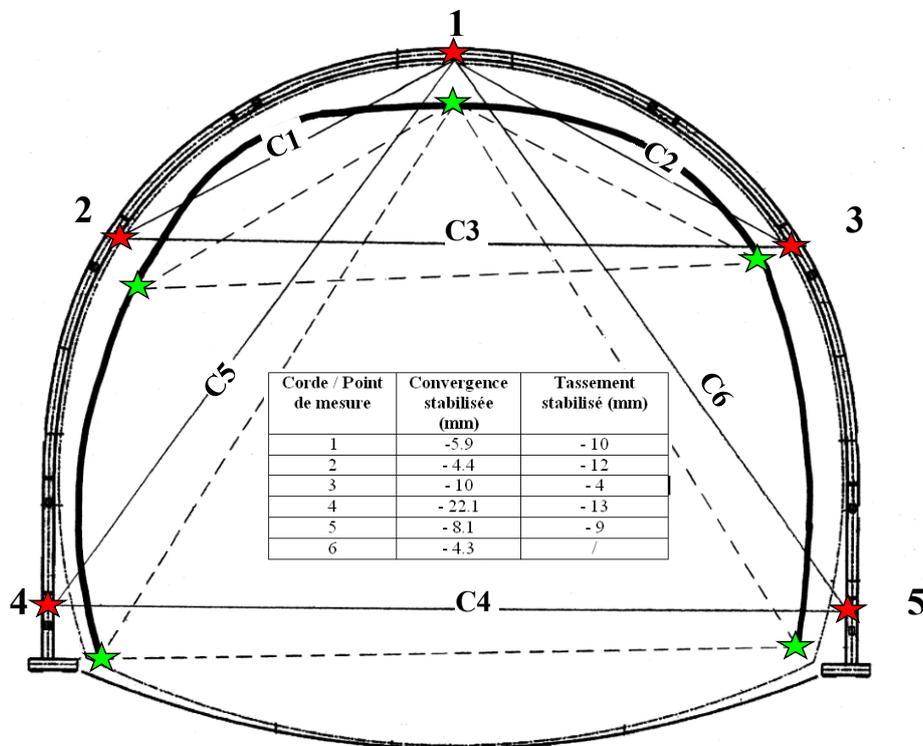


Figure 6.14 Déformée du cintre, interprétation qualitative des mesures

6.5.7 Extensomètres radiaux

Quatre extensomètres radiaux ont été placés à partir du tunnel (voir schéma en figure 6.11). La pose de ces instruments n'a pas été facile. Dans trois cas (extensomètre n°3, 4 et 5) le forage a dû être repris plusieurs fois à cause de la fermeture du trou. Finalement, la dernière ancre (la 4^o) de ces extensomètres a dû être coupée afin d'arriver à enfiler les instruments. Seul

l'extensomètre n°2 a pu être équipé avec les 4 ancres. L'extensomètre n°3 a probablement subi un choc à cause des travaux successifs au moment de sa mise en place et les mesures ont été faussées.

L'extensomètre enregistre les déplacements des ancres par rapport à sa tête. Des variations négatives sur les courbes correspondent à un allongement de la distance entre l'ancre et la tête

La figure 6.15 présente les variations de la distance entre les ancres et la tête de l'extensomètre n°2 en fonction du temps et des travaux réalisés en souterrain.

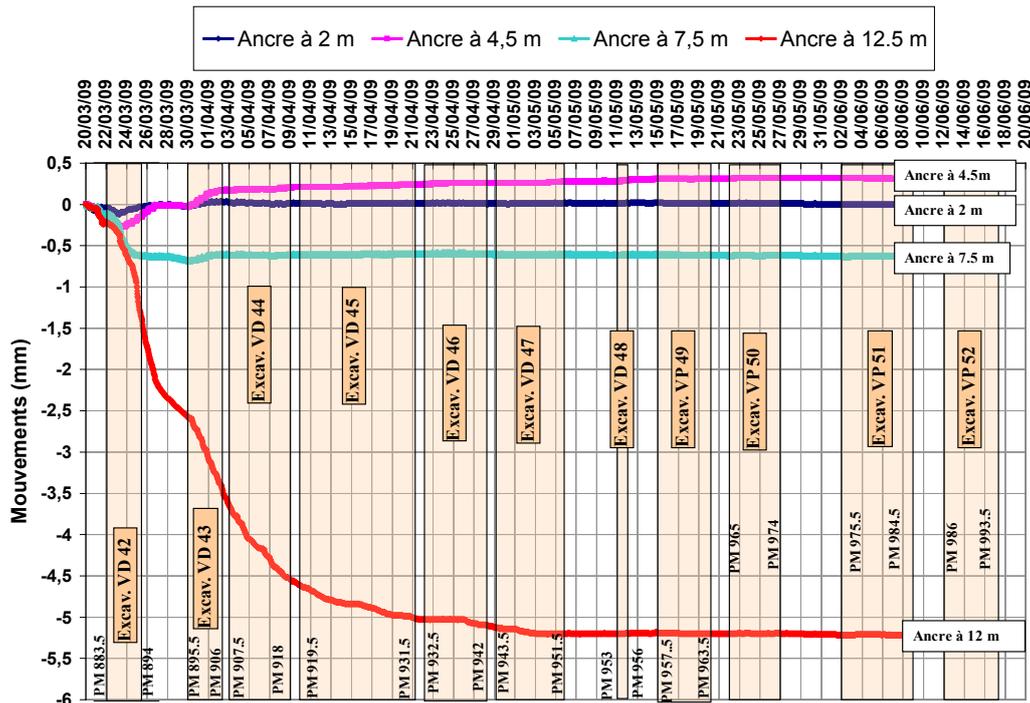


Figure 6.15 Mouvements des ancres de l'extensomètre n°2

Les mesures montrent que la bague à 12,5 m était ancrée dans une zone du massif beaucoup moins déformable que celle où les trois autres ancrées étaient installées. Il est évident que l'avancement du front de taille (excavation sous les voutes VD 42, VD 43, VD 44) a provoqué une accélération des mouvements qui se sont stabilisés définitivement lorsque le front se trouvait à 50 m environ à l'avant de la cintre.

En figure 6.16, les mesures enregistrées par l'extensomètre n°4 (piédroit Nord) sont présentées. Dans ce cas, l'ancre à 12,5 m a dû être coupée pour les raisons précédemment expliquées. Les ancrées à 7,5 m et 4,5 m semblent se situer dans une partie du massif homogène, différente de celle où se situait l'ancre à 2 m, qui s'est déplacée 2 fois plus vers le tunnel.

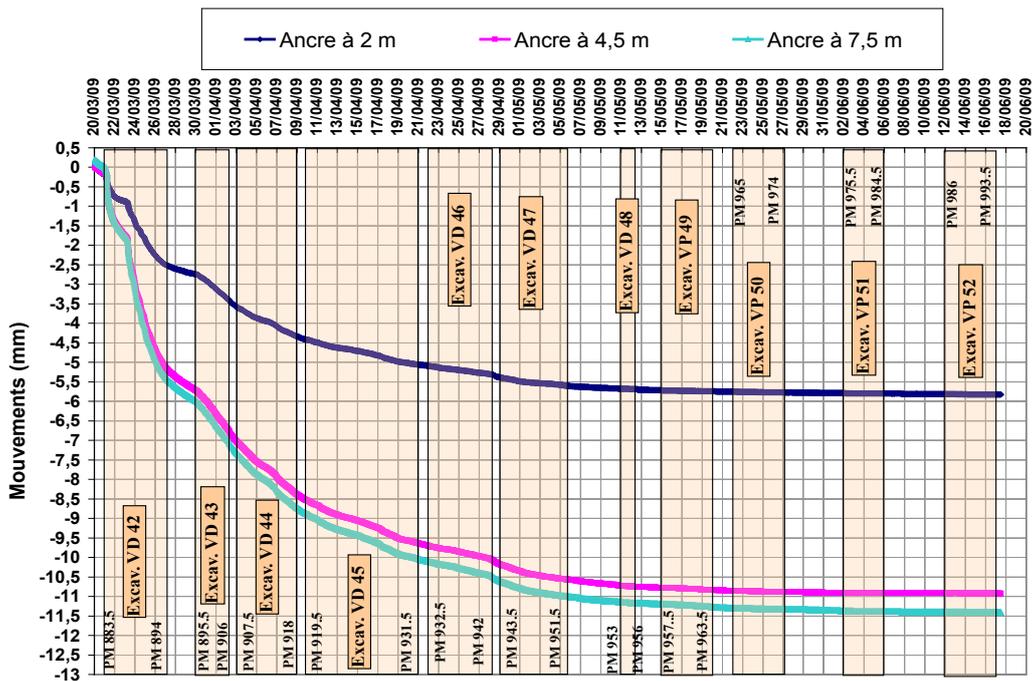


Figure 6.16 Mouvements des ancrages de l'extensomètre n°4

L'extensomètre n° 5 (piédroit Sud) a montré un déplacement plus homogène des trois ancrages (à 7,5 m, 4,5 m et 2 m) par rapport à celui situé en piédroit Nord (figure 20 en Annexe 2).

6.5.8 Cohérence entre les différentes mesures

Afin de vérifier la cohérence et la précision de l'ensemble des mesures, une comparaison entre les mesures de déformation du massif autour de l'excavation, enregistrées par les différents instruments, a été réalisée (figure 6.17).

Du fait que les deux inclinomètres verticaux Nord et Sud, installés depuis la surface, croisaient respectivement les extensomètres radiaux n°4 et n°5 au niveau de l'ancrage à 7,5 m, les mouvements radiaux des deux piédroits du tunnel ont pu être calculés.

Le mouvement radial d'un piédroit (U_r) est donné par la somme de la valeur de l'extension mesurée entre l'ancrage à 7,5 m et la tête de l'extensomètre et le mouvement de l'ancrage, déduite du déplacement horizontal mesuré par l'inclinomètre. La somme des mouvements des deux piédroits doit être égale à la convergence mesurée par le topographe sur la corde C4.

La comparaison des deux méthodes de mesure s'avère très satisfaisante, en considérant aussi que la précision de la mesure manuelle de la corde est de +/- 2 mm. Cette cohérence des résultats met aussi en évidence, par ailleurs, que les mesures inclinométriques ont été bien réalisées.

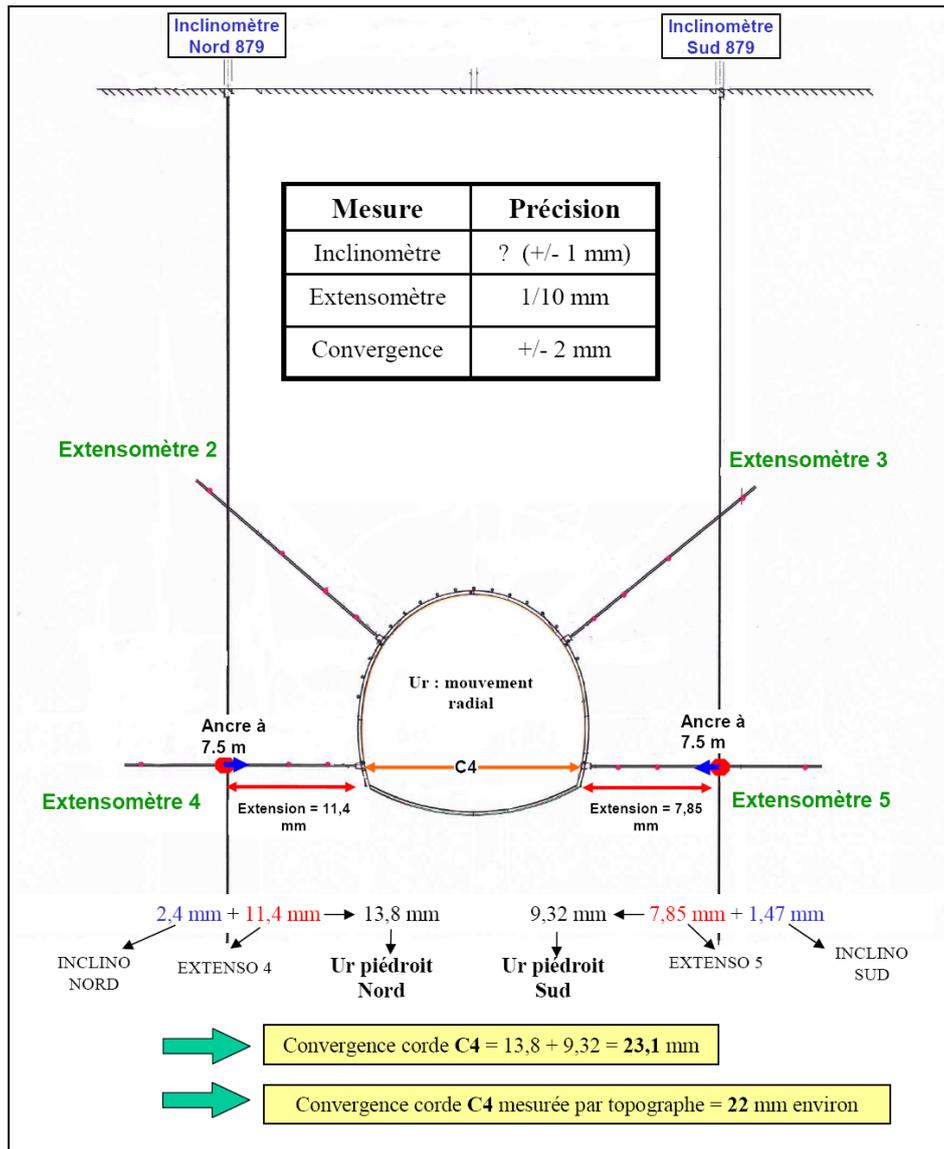


Figure 6.17 Cohérence entre les différentes mesures

6.6 Conclusion

La section renforcée au niveau du jardin Alexandre 1^{er} représente la deuxième section d'étude expérimentale et scientifique mise en place dans le cadre des travaux du second tube de la traversée souterraine de Toulon. La zone concernée par la section est caractérisée par trois horizons géologiques horizontaux (Remblais, Colluvions et Socle) dont le Socle occupe toute la zone du massif autour de l'excavation.

Les différents instruments installés en surface et en souterrain ont permis d'analyser l'évolution des déformations du massif en fonction de

l'avancement du creusement. Cette deuxième section a pu profiter du retour d'expérience de la première et d'un niveau de déformabilité du massif plus important. La bonne cohérence entre les différents résultats a mis en évidence la qualité des mesures réalisées dans ce profil instrumenté.

Pour ces différentes raisons, les mesures recueillies sur cette section ont été utilisées comme base de données sur laquelle des analyses en retour numériques 2D et 3D ont été faites. Ces simulations, qui seront présentées dans la partie suivante du mémoire, ont comme objectif celui d'explicitier l'effet des présoutènements sur les déformations du massif et sur la valeur du taux de déconfinement.

4^{ème} Partie

Modélisation numérique

7 Présentation des outils numériques et du choix du modèle de comportement du sol

Table des matières

7.1	<i>Introduction</i>
7.2	<i>Description des codes de calcul PLAXIS 2D et PLAXIS 3D</i>
7.2.1	Principes des codes de calcul
7.2.2	Présentation des éléments structuraux utilisés
7.3	<i>Modélisation du creusement d'un tunnel en 2D</i>
7.4	<i>Modèle de comportement du sol adopté</i>
7.4.1	Choix du modèle de comportement du sol
7.4.2	Principes du modèle Hardening Soil
7.5	<i>Conclusion</i>

7.1 Introduction

La quatrième partie de ce mémoire présente l'analyse en retour par modélisation numérique sur les mesures du chantier. La deuxième section instrumentée a été choisie comme référence pour la simulation. L'objectif principal de cette étude est d'évaluer l'influence des différents systèmes de (pré)soutènement sur la réaction du massif et sur la valeur du taux de déconfinement dans une simulation numérique bidimensionnelle de creusement de tunnel. Afin d'aboutir à ce résultat, des simulations numériques tridimensionnelles et bidimensionnelles ont été menées en parallèle. Les principes de cette démarche seront exposés dans les prochains chapitres. Les codes de calculs, qui ont été utilisés pour cette analyse, sont PLAXIS 2D (version v9 et 2010) et PLAXIS 3D 2010.

Dans ce chapitre, les principes de base de ces codes de calculs seront dans un premiers temps exposés ainsi que les éléments structuraux mis en oeuvre dans les modélisations. Suite à une description de la méthode avec laquelle le code de calcul permet de simuler en 2D le creusement d'un tunnel, le modèle de comportement du sol adopté dans les calculs sera présenté.

7.2 Description des codes de calcul PLAXIS 2D et PLAXIS 3D

7.2.1 Principes des codes de calcul

Le code commercial PLAXIS se base sur la méthode aux éléments finis. Ce code bidimensionnel a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft en 1987 pour analyser initialement les digues en sols mous. Son champ d'application s'est ensuite étendu à différents types de problèmes comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ des contraintes et les états de rupture du sol.

Une fois mis en oeuvre le modèle sur une section plane (PLAXIS 2D) ou tridimensionnelle (PLAXIS 3D) et avoir défini la lithologie du massif, le code génère automatiquement le maillage. Les éléments sur lesquels se base le maillage et qui ont été choisis dans le cadre de cette étude sont les suivants (figure 7.1):

- éléments triangulaires avec 15 nœuds dans la modélisation PLAXIS 2D;
- éléments tétraédriques avec 10 nœuds dans PLAXIS 3D.

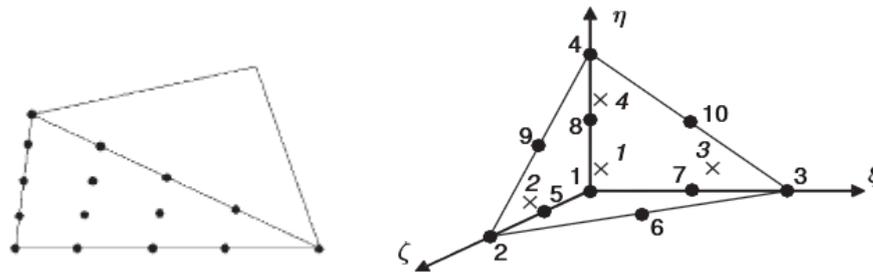


Figure 7.1 Eléments de base dans le maillage dans PLAXIS 2D (gauche) et PLAXIS 3D (droite)

A partir des conditions aux limites et hydrauliques et des valeurs de K_0 imposées, l'état de contraintes initiales du massif est calculé. Ensuite, les codes de calcul permettent de définir les différentes phases qui simulent le processus d'excavation. Chaque phase du calcul implique un changement dans l'état de contraintes et de déformations du massif. Le code cherche alors à atteindre un équilibre pour ce nouvel état par le biais de plusieurs pas de calculs, appelés « load steps ». Dans chaque pas de calcul, les erreurs d'équilibre sont réduites à travers une série d'itérations. Cette procédure se termine lorsque le nouvel état est atteint où lors qu'il y a rupture dans le sol.

7.2.2 Présentation des éléments structuraux utilisés

Deux types d'éléments structuraux, présents dans les codes PLAXIS, ont été utilisés pour simuler le soutènement et les boulons mis en place lors de l'excavation du deuxième tube de Toulon.

7.2.2.1 Plates (plaques)

Les plaques sont des éléments de structure ayant une rigidité en flexion et une raideur normale. Ils ont été choisis pour simuler le soutènement provisoire mis en place sur les parois du tunnel et au front de taille (dans la simulation 3D).

Dans le cas bidimensionnel, ils sont représentés par des éléments barres ayant chacune 5 nœuds et 3 degrés de liberté par nœud. Dans l'approche 3D, les plaques sont composées par des éléments triangulaires ayant 6 nœuds et 6 degrés de liberté par nœud.

Leurs rigidités équivalentes ont été obtenues par homogénéisation en fonction, selon le cas, des épaisseurs de béton projeté, des types de cintres et de l'entraxe (1,5 m). Le tableau 7.1 présente les différentes valeurs introduites dans les calculs et obtenues en considérant un module court-terme du béton projeté de 10 GPa et un module d'acier de 210 GPa. La valeur du coefficient de Poisson (ν) a été prise égale à 0,2.

Tableau 7.1 Caractéristiques des plaques introduites dans les calculs

	Type soutènement	Modélisation 3D		Modélisation 2D		
		E _{équivalent} (GPa)	épaisseur (m)	EA (kN/m)	EI (kN*m ² /m)	w (kN/m/m)
Voûte	HEB 180 esp 1,5 +BP 25 cm	13,5	0,25	3,37 E+06	1,75 E+04	6,32
Radier	HEB 220 esp 1,5 +BP 30 cm	14	0,3	4,2 E+06	3,15 E+04	7,56
Front	BP 15 cm	10	0,15	-	-	-

Dans les modélisations numériques, la liaison voûte/radier a été supposée parfaite, de même que l'adhérence avec le sol.

Les efforts normaux et fléchissants dans les plaques ont été analysés.

7.2.22 *Embedded piles*

Dans la modélisation 3D, l'effet des différents types de présoutènement mis en place lors du creusement du tube Sud de Toulon a été testé. Pour simuler ainsi les boulons, l'élément structural « embedded pile » a été choisi. Il est constitué de 3 nœuds et 6 degrés de liberté par nœud et il peut résister à des efforts axiaux et de flexion. Cet élément rectiligne peut être placé dans n'importe quelle direction dans le massif et il interagît avec le sol environnant par le biais d'une loi d'interface. Grâce aux essais en traction réalisés lors de creusement du tunnel, une valeur réaliste de la résistance au frottement latéral unitaire entre le boulon et le sol a pu être introduite.

Les différents types de boulons mis en place sur le chantier (tube pétroliers, tube autoforeurs, boulons en fibre de verre...) ont pu être modélisés par cet élément structural en jouant sur son diamètre, son épaisseur, son module élastique et son inertie. Les valeurs de ces paramètres seront présentées dans la suite de l'étude selon le cas analysé.

Pour ces éléments, l'effort normal et fléchissant a pu être également étudié.

7.3 Modélisation du creusement d'un tunnel en 2D

L'effet du creusement d'un tunnel sur les contraintes et les déformations du massif est tridimensionnel. Seuls les calculs tridimensionnels peuvent simuler en prenant en compte toute la complexité des phénomènes d'interaction entre le sol, le présoutènement à l'avant du front de taille et le soutènement du tunnel. Toutefois, l'approche tridimensionnelle nécessite encore au-

aujourd'hui des temps de calcul assez importants. Pour cette raison, dans la plupart des études de projet de tunnels, des calculs 2D sont réalisés. Ils se basent, dans la plupart des cas, sur le principe de la méthode dite convergence-confinement, décrite dans la partie bibliographique.

Dans l'esprit de cette méthode, une pression fictive est placée sur le contour de l'excavation. La relation entre cette pression et, par exemple, le tassement de surface est représentée en figure 7.2. La pression qui est initialement égale aux contraintes initiales du terrain, diminue progressivement jusqu'au passage du front à l'aplomb de la section. A ce moment, une partie de la charge est reprise par le sol et un tassement S_{front} apparaît en surface. La charge se répartit ensuite également sur le soutènement mis en place derrière le front de taille. Un état d'équilibre est enfin atteint et le tassement en surface se stabilise sur la valeur S_{final} .

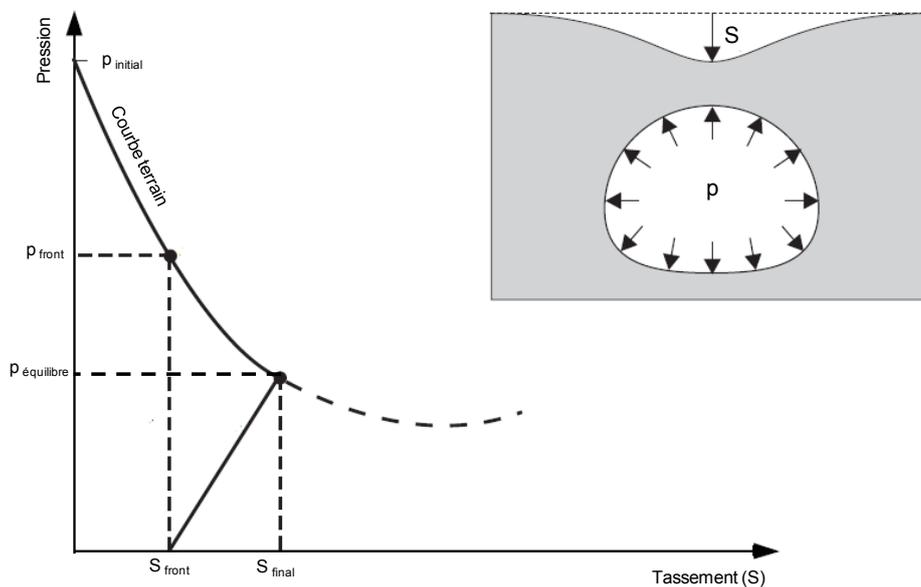


Figure 7.2 Méthode convergence-confinement, relation entre la pression sur le contour du tunnel et le tassement de surface

Le code de calcul Plaxis 2D permet d'intégrer cette méthodologie par le biais d'une construction par étapes du tunnel qui s'appuie sur le concept du taux de déconfinement λ . Ce paramètre est très influant à la fois sur les tassements (qui augmentent avec λ) et sur les efforts dans les soutènements (qui diminuent avec λ). Il représente le pourcentage de réduction des contraintes qui s'effectue avant la mise en place du soutènement complet.

Les étapes principales de cette approche sont ainsi les suivantes :

1) *Initialisation des contraintes.*

A partir des caractéristiques des terrains (γ , K_0) et des conditions hydrauliques, les contraintes initiales du massif sont calculées.

2) *Excavation du tunnel*

Le creusement du tunnel est simulé par l'élimination du terrain qui se trouve à l'intérieur du tunnel. Lors de cette phase un certain pourcentage de relaxation des contraintes λ est appliqué.

3) *Mise en place du soutènement*

Le soutènement est activé et le déconfinement est complété. Les charges se répartissent entre le sol et le soutènement et l'équilibre final peut être atteint.

D'autres étapes peuvent être introduites dans la modélisation, avant le déconfinement final, afin de mieux simuler le phasage réel des travaux réalisés en tunnel (excavation du front en différentes phases, réalisation du contreradier retardée etc.). A chacune de ces phases, une certaine valeur de taux de déconfinement doit être appliquée. Il représente le pourcentage de relaxation des contraintes par rapport à celles existantes à la fin de la phase précédente. Le choix de ce paramètre constitue la principale difficulté de cette approche. Le principal objectif de l'étude, présentée dans les prochains chapitres, sera de comprendre l'effet sur cette variable des différents systèmes de (pré)soutènement.

7.4 Modèle de comportement du sol adopté

7.4.1 Choix du modèle de comportement du sol

Les calculs de projet de tunnel utilisent habituellement la loi de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (MC). Elle présente l'avantage de définir le comportement du sol par le biais de seulement 5 paramètres : le module de Young (E), l'angle de frottement (φ), la cohésion (c), l'angle de dilatance (ψ) et le coefficient de Poisson (ν). Ce modèle a été choisi pour les calculs du projet du tube Sud de Toulon.

Toutefois, ce modèle de comportement ne permet pas de représenter la non-linéarité du comportement réel du sol et impose que le module en chargement soit le même que celui en déchargement. Lors de l'excavation d'un tunnel, les zones en déchargement jouent un rôle prédominant, cette simplification a donc un impact négatif dans les modélisations.

Le choix d'un modèle de comportement pour cette étude a du répondre à deux exigences. D'une part, celle de réussir à mieux représenter le comportement du massif par rapport au modèle de Mohr-Coulomb. De l'autre part, il ne devait pas comporter un nombre élevé de paramètres afin de pouvoir être utilisé dans le cas de Toulon, où la caractérisation géomécanique des sols a

été extrêmement difficile. Le modèle Hardening Soil (HSM), implémenté dans le logiciel PLAXIS, a été ainsi choisi.

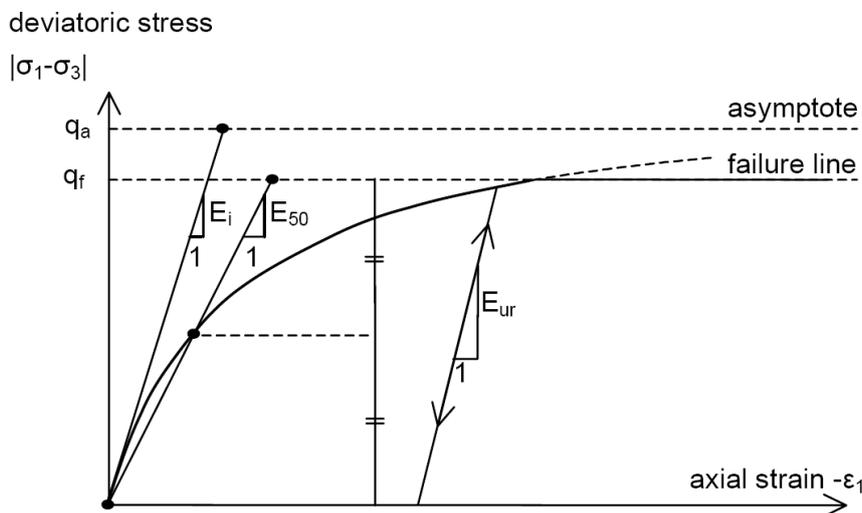
Hejazi [2008] en testant l'impact de différents modèles de comportement sur les déplacements au sein du massif, a montré que l'utilisation d'un modèle de comportement adapté au problème du creusement d'un ouvrage souterrain, tel que HSM, améliore sensiblement la prédiction des déplacements autour de l'ouvrage. En particulier, ce modèle conduit à une cuvette de tassement qui représente mieux les données expérimentales: elle est en effet plus profonde et moins large de celle obtenue avec le modèle MC.

7.4.2 Principes du modèle Hardening Soil

Le modèle Hardening Soil (HSM) s'appuie sur les modèles à double écrouissage développé par Schanz et al. [1999]. Le critère plastique adopté est celui de Mohr-Coulomb (MC). Un écrouissage plastique avant la rupture est pris en compte au lieu du comportement purement élastique supposé dans le modèle MC. La rigidité du sol est décrite à l'aide de trois raideurs :

- E_{50} : raideur triaxiale en chargement (plus précisément le module sécant à 50% de la résistance, Fig. 7.3) ;
- E_{oed} : raideur oedométrique ;
- E_{ur} : raideur triaxiale en déchargement-rechargement.

Le module en déchargement peut être donc distingué de celui en chargement.



7.4.11 Courbe « contrainte-déformation » et surface de charge

Le modèle HSM dérive du modèle hyperbolique de Duncan-Chang [1970] car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques et il est adapté à tous les types de sols. La relation entre les déformations axiales (ε_1) et la contrainte déviatorique (q) est la suivante :

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2.E_{50}} \times \frac{q}{q_a - q} \quad (7.1)$$

où q_a est l'asymptote de la contrainte de rupture (Fig. 7.3). Elle est liée à la contrainte de rupture maximale (q_f) de la façon suivante :

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \text{ avec } q_f = (c' \cot \varphi' - \sigma'_3) \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{R_f \cdot (1 - \sin \varphi')} \quad (7.2)$$

Avec $R_f = 0,9$ pour la plupart des sols.

Le module E_{50} dépend du niveau de contrainte et il détermine l'ampleur des deux déformations : élastiques et plastiques. Il est donné par l'expression :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cdot \cos \varphi' - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (7.3)$$

Dans cette expression, E_{50}^{ref} est le module de référence qui correspond à la pression de confinement de référence (100 kPa par défaut). En ce qui concerne le paramètre m , une valeur typique de 0,5 pour le sable et 1,0 pour l'argile sont suggérées.

Le module élastique E_{ur} détermine, avec le coefficient de Poisson ν_{ur} , le comportement du sol lors de déchargement-rechargement. Il dépend lui aussi du niveau de contrainte et sa définition est la suivante :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (7.4)$$

La surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écrouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques (Figure 7.4). Sa formulation est explicitée en Annexe 3.

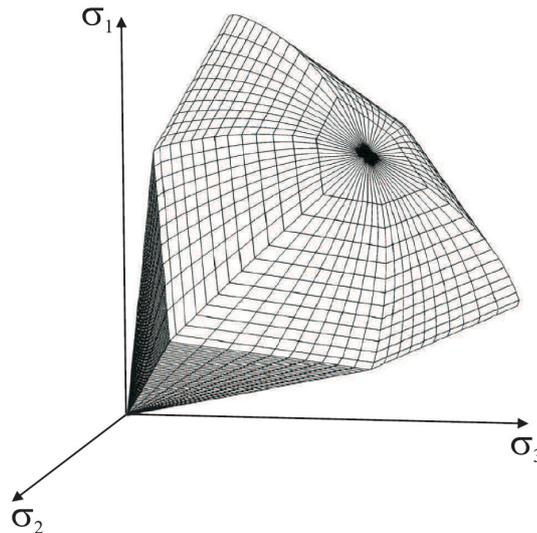


Figure 7.4 Surfaces de charge adoptées par le modèle HS (Schanz et al [1999])

7.4.12 Paramètres du modèle HS

Les paramètres du modèle Hardening Soil se regroupent en trois catégories :

Paramètres plastiques de Mohr-Coulomb :

- c' : cohésion du sol ;
- φ' : angle de frottement interne ;
- ψ : angle de dilatance.

Paramètres basiques pour la raideur :

- E_{50}^{ref} : module d'Young triaxial ;
- E_{oed}^{ref} : module d'Young oedométrique ;
- E_{ur}^{ref} : module d'Young en déchargement-rechargement
($E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$ par défaut) ;
- m : exposant du niveau de contrainte (une valeur de 0,5 est souvent retenue).

Paramètres avancés :

- ν_{ur} : coefficient de Poisson en déchargement-rechargement (0,2 par défaut) ;
- p^{ref} : pression de confinement de référence (100 kPa par défaut) ;
- K_0^{nc} : K_0 dans le cas de consolidation normale ($K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi'$, par défaut)

R_f : rapport d'approchement de la rupture q_f/q_a (0,9 par défaut);

En faisant l'hypothèse simplificatrice que $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ et en retenant les autres valeurs conseillées par défaut, on s'aperçoit que le modèle HSM ne comporte pas plus de paramètres libres par rapport au critère de Mohr-Coulomb. Grâce à sa simplicité, il se révèle ainsi adapté pour la réalisation de calculs de projet en bureau d'étude et pour la caractérisation du comportement de sols, où un nombre limité de paramètres mécaniques a pu être défini (cas du tunnel de Toulon).

7.5 Conclusion

La suite de l'étude présentera une analyse en retour bidimensionnelle et tridimensionnelle sur les mesures enregistrées dans la section instrumentées dite « Jardin Alexandre Ier » mise en place lors du creusement du tube Sud de Toulon. Les codes de calculs aux éléments finis PLAXIS 2D et 3D ont été utilisés. Le modèle de comportement du sol Hardening Soil Model a été enfin choisi du moment que, même en se basant toujours sur un nombre limité de paramètres, arrive à mieux simuler le comportement du massif lors de l'excavation d'un tunnel.

8 Retro-analyse numérique bidimensionnelle sur la section instrumentée II

Table des matières

8.1	<i>Introduction</i>
8.2	<i>Présentation de la procédure de simulation</i>
8.2.1	Caractéristiques générales du modèle
8.2.2	Simulation de la réalisation du tunnel
8.3	<i>Etude paramétrique sur les caractéristiques du sol</i>
8.3.1	Paramètres géomécaniques de référence et réflexions sur la valeur de K_0
8.3.2	Démarche de l'étude paramétrique
8.4	<i>Critère de comparaison avec les mesures in situ</i>
8.4.1	Choix des mesures de référence pour le critère
8.4.2	Définition analytique du critère
8.5	<i>Présentation des résultats obtenus</i>
8.6	<i>Conclusion</i>

8.1 Introduction

L'objectif des études numériques menées dans ce travail de recherche est d'améliorer les méthodes de prévisions des tassements de surface dans le cadre des simulations numériques de creusement de tunnels, réalisés avec la technique du présoutènement.

La section instrumentée II a été choisie comme référence pour la simulation numérique. Cette section a pu profiter du retour d'expérience de la première et d'un niveau de déformabilité du massif plus important. Par conséquent, les mesures enregistrées ont été retenues pour créer la base de données nécessaire pour la validation de l'étude.

Une première analyse en retour, par modélisation bidimensionnelle, sur la section instrumentée a été réalisée, l'objectif étant de réduire l'incertitude sur les paramètres géomécaniques et le coefficient des terres au repos K_0 , qui caractérisent le massif. Une étude paramétrique a été ainsi menée en calant les résultats numériques sur les mesures in situ par le biais d'un critère de comparaison. A la suite de cette démarche, un jeu de paramètres géomécaniques des sols a été retenu pour la suite de l'étude numérique tridimensionnelle.

8.2 Présentation de la procédure de simulation

8.2.1 Caractéristiques générales du modèle

Cette première analyse en retour a été effectuée avec le code de calcul PLAXIS 2D v.9. Sur la base de la coupe géologique de la section instrumentée (figure 6.3), le modèle bidimensionnel a été réalisé (figure 8.1).

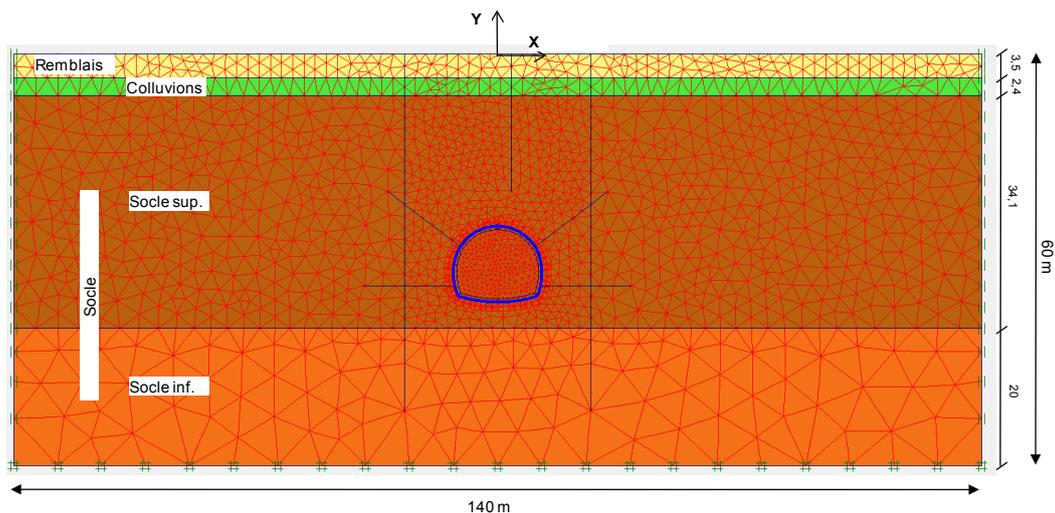


Figure 8.1 Géométrie et maillage du premier modèle numérique 2D de la section instrumentée II

Les différentes couches du sol sont ainsi représentées. La couche du Socle a été divisée en deux parties dans le cadre de l'étude paramétrique qui sera explicitée dans les prochains paragraphes.

Afin d'éviter les effets de bord, la taille du modèle a été fixée à 140 m de largeur et à 60 m de profondeur. La couverture au dessus du tunnel est de 25 m. La section du tunnel a été reproduite en se basant sur les données géométriques présentées en figure 21 en Annexe 3 (« Traversée souterraine de Toulon 2^{ème} tube du tunnel routier » ref. 06301). Par rapport au cintre réel mis en place à l'aplomb de la section instrumentée II, un cintre « type » du projet de Toulon a été retenu comme référence pour la création du modèle numérique. La modélisation des pattes d'éléphant a été considérée en effet trop compliquée surtout en vue de la suite de l'étude avec l'approche tridimensionnelle. Le soutènement, formé par la voûte et le radier contrevoûté, a été ainsi simulé par des éléments plaques ayant les caractéristiques présentées dans le tableau 8.1 et dérivées du calcul d'homogénéisation (chapitre 7). La position des différents instruments de mesures figure également dans le modèle.

Tableau 8.1 Caractéristiques du soutènement dans la modélisation 2D

		Modélisation 2D			
	Type soutènement	EA (kN/m)	EI (kN*m²/m)	w (kN/m/m)	v
Voûte	HEB 180 esp 1,5 +BP 25 cm	3,37 E+06	1,75 E+04	6,32	0,2
Radier	HEB 220 esp 1,5 +BP 30 cm	4,2 E+06	3,15 E+04	7,56	0,2

Le maillage comprend environ 3600 zones et 29300 nœuds. Tous les mouvements sont bloqués sur le fond du modèle alors que seuls les mouvements horizontaux sont fixés sur les cotés latéraux.

8.2.2 Simulation de la réalisation du tunnel

Selon les principes énoncés dans le chapitre 7, la simulation du creusement du tunnel a été réalisée en différentes phases (tableau 8.2).

Dans la zone de cette section instrumentée, le radier contre-voûté a été placé en retard par rapport au soutènement en voûte. Une partie du déconfinement a donc été appliquée sur la voûte seule. Cet aspect est pris en compte dans la modélisation par l'intermédiaire de deux valeurs de taux de déconfinement λ_1 et λ_2 .

Tableau 8.2 Phasage des calculs

Phase	Description
1	Initialisation des contraintes : comportement drainé du terrain
2	Excavation et déconfinement de λ_1
3	Mise en place du soutènement en voûte et déconfinement de λ_2
4	Mise en place du radier contre-voûté et fin du déconfinement

Lors de l'initialisation des contraintes, phase 1, un comportement drainé des terrains a été considéré (pas de génération de pressions interstitielles). La nappe est ainsi placée en bas du modèle. Ce choix est justifié par le fait que des rabattements de nappe lointains ont souvent été mesurés dans la zone du Socle à cause de la présence de failles et de fractures (chapitre 3).

Le terrain compris dans la section du tunnel est ensuite supprimé et un taux de déconfinement λ_1 est appliqué sur les pourtours de l'excavation (phase 2). Dans l'étape suivante, le soutènement en voûte est activé et un taux de déconfinement λ_2 est pris en compte. Dans ce cas λ_2 représente le pourcentage de relaxation à appliquer aux contraintes existantes à la fin de la phase précédente (phase 2). Enfin, dans la phase 4, le profil de soutènement est fermé avec l'activation du radier contre-voûté et le déconfinement est finalisé. Les principales étapes sont représentées en figure 8.2.

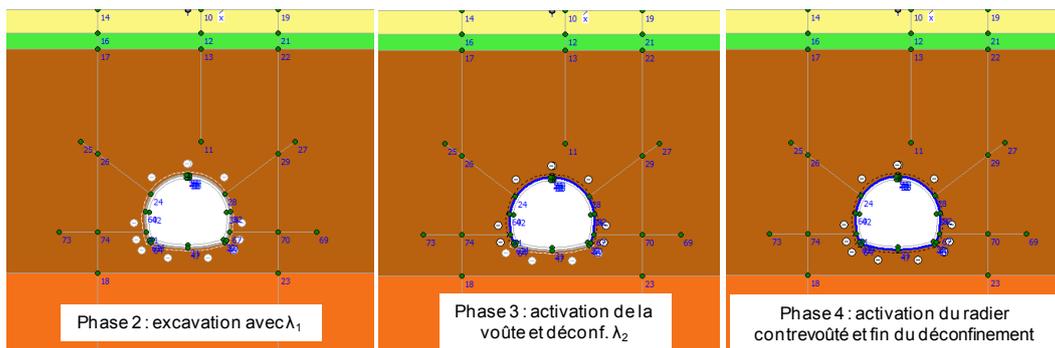


Figure 8.2 Différentes phases de la simulation en 2D

8.3 Etude paramétrique sur les caractéristiques du sol

8.3.1 Paramètres géomécaniques de référence et réflexions sur la valeur de K_0

Les différentes approches considérées pour le choix des caractéristiques géomécaniques des terrains, à introduire dans les calculs numériques du projet du tube Sud, ont été présentées dans le chapitre 3. Sur la base des paramètres proposés dans le « Mémoire de synthèse géologique, hydrogéologique

et géotechnique» (ref. XN08, 2005) et de l'étude du CETE, les valeurs retenues pour cette étude numérique ont été dans un premier temps les suivantes (Tableau 8.3) :

Tableau 8.3 Paramètres géomécaniques de référence (HSM model)

Terrain	γ (kN/m ³)	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ (MPa)	$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)
Remblais	19	1,6	4,8	2	20	0
Colluvions	20,8	40	120	10	30	0
Socle	24,2	120	360	30	25	0

Le coefficient de Poisson ν a été considéré égal à 0,2 pour tous les terrains (ref. dossier CETE 188008.02/01 du 18/12/2002) et l'exposant du niveau de contrainte a été fixé à 0,5. Dans les premiers calculs, aucune division dans la couche du Socle n'a été considérée.

Lors des calculs du projet du tube Sud, le coefficient des terres au repos K_0 a été fixé égal à 0,5 dans tous les terrains. Cette valeur a été retenue sur la base d'analyses réalisées sur le comportement des soutènements du tube Nord.

Les premiers calculs en retro-analyse sur la section instrumentée ont toutefois montré que, en considérant cette valeur de K_0 , un écart important apparaît entre les résultats numériques et les mesures des inclinomètres. Indépendamment de la valeur des taux de déconfinement, les calculs en effet n'arrivent pas à simuler le « ventre » que la déformée des inclinomètres montre au niveau de l'excavation. Les mouvements des premiers mètres de l'inclinomètre sont assez bien simulés, par contre ceux obtenus à la hauteur du tunnel vont dans la direction opposée.

Un exemple de ce phénomène est montré en figure 8.3. Le calcul a été réalisé avec les paramètres géomécaniques susmentionnés et des valeurs de déconfinement $\lambda_1=0,3$ et $\lambda_2=0,5$ qui permettent de se caler avec une bonne approximation aux tassements de surface mesurés in situ.

Même en augmentant le K_0 à 0,6 ou bien à 0,7, le « ventre » apparu sur les mesures inclinométriques du chantier n'est pas retrouvé lors de la simulation numérique.

Afin de résoudre ce problème, deux approches ont été considérées :

- 1) augmentation de la valeur de K_0 dans la couche du Socle ;
- 2) séparation du Socle en deux couches (voir figure 8.1) et diminution du module E_{50}^{ref} dans l'horizon supérieur.

Une étude paramétrique a été ainsi lancée en se basant sur ces deux principes.

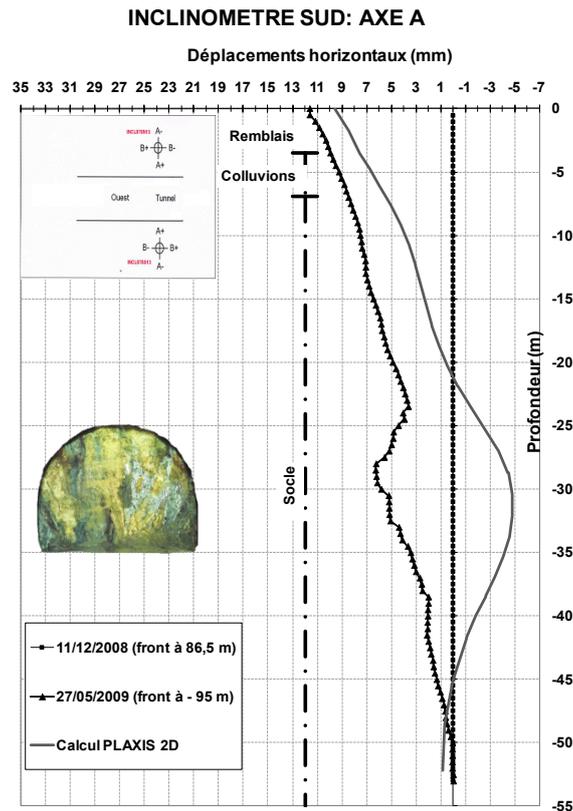


Figure 8.3 Comparaison entre mesures inclinométriques et résultats numériques, problème du « ventre »

8.3.2 Démarche de l'étude paramétrique

L'étude paramétrique a concerné le module E_{50}^{ref} de la couche supérieure du Socle et la valeur de K_0 dans le Socle même. Le modèle utilisé est toujours celui représenté en figure 8.1.

Les principes sur lesquels cette analyse s'est basée sont les suivants :

- trois valeurs possibles du module E_{50}^{ref} (40, 60, 120 MPa) de la couche supérieure du Socle ont été considérés; le module de la couche inférieure a été fixé à 120 MPa ;
- pour chacun de ces cas, trois valeurs différentes de K_0 dans le Socle ont été testées ($K_0 = 0,8 - 0,9 - 1$). La valeur de K_0 dans les couches superficielles du Remblais et des Colluvions a été maintenue égale à 0,5.
- les calculs ont été lancés selon le phasage présenté dans le tableau 8.2. Dans chaque cas de calcul (9 combinaisons différentes $E_{50}^{ref} - K_0$), les taux de déconfinement λ_1 et λ_2 ont été fait varier dans une plage de valeurs

comprise entre 0,25 et 0,7. Afin de limiter le nombre de calculs bidimensionnels à réaliser et à exploiter, les hypothèses suivantes ont été considérées :

$$\lambda_1 < \lambda_2 \quad (8.1)$$

$$\lambda_1^{(i)} = \lambda_1^{(i-1)} + \Delta\lambda \quad (8.2)$$

$$\Delta\lambda = 0,05 \quad (8.3)$$

- pour chacune des 9 combinaisons $E_{50}^{ref} - K_0$, le couple de valeur λ_1 / λ_2 qui permettait de mieux se caler aux mesures du chantier a été retenu. A ce propos, un critère de comparaison entre les résultats numériques et les mesures in situ a été défini (il sera présenté dans le paragraphe suivant) ;
- les caractéristiques du sol correspondant au jeu de paramètres (E_{50}^{ref} , K_0 , λ_1 , λ_2) qui donnait la meilleure valeur du critère de comparaison ont été enfin retenues pour la suite de l'étude numérique tridimensionnelle.

8.4 Critère de comparaison avec les mesures in situ

8.4.1 Choix des mesures de référence pour le critère

Un critère de comparaison entre les résultats numériques et les mesures in situ a dû être défini afin de pouvoir déterminer quel jeu des paramètres susmentionnés permettait le meilleur calage avec les données expérimentales.

Tout d'abord il a fallu choisir quelles mesures, parmi celles prises sur chantier, pouvaient être considérées plus fiables et donc être utilisées dans le critère de comparaison.

Le choix a utilisé dans un premier temps les données suivantes :

- cuvette de tassements transversale (valeurs de S_{max} et i) ;
- tassements enregistrés par l'extensomètre vertical ;
- mouvements horizontaux de l'inclinomètre SUD.

Les mesures des CPT, des jauges extensométriques et des extensomètres radiaux n'ont pas été retenues du fait de leur faible fiabilité liée aux difficultés lors de l'installation et de mesure du zéro.

Une première analyse, cependant, a mis en évidence que l'extensomètre vertical n'apportait pas d'informations supplémentaires, utiles à la comparaison avec les résultats numériques. Comme le montre l'exemple en figure 8.4, les tassements des couches plus profondes sont directement liés à celui de surface. Par conséquence, si le calcul numérique se cale bien sur celui-ci, les

autres valeurs sont aussi respectés. Pour cette raison ces mesures n'ont pas été retenues dans la définition du critère de comparaison.

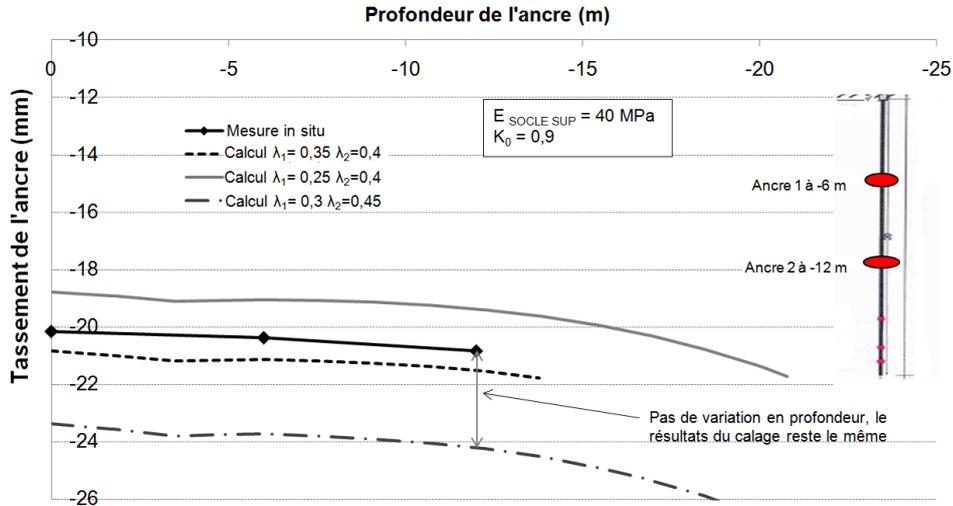


Figure 8.4 Comparaison entre les résultats numériques et les mesures de l'extensomètre vertical

8.4.2 Définition analytique du critère

Suite aux considérations faites dans le paragraphe précédent, la formulation du critère de comparaison entre les résultats numériques et les mesures in situ a été la suivante :

$$f(S, i, T, V) = \left(\frac{S_{calc} - S_{mes}}{S_{mes}} \right)^2 + \left(\frac{i_{calc} - i_{mes}}{i_{mes}} \right)^2 + \left(\frac{T_{calc} - T_{mes}}{T_{mes}} \right)^2 + \left(\frac{V_{calc} - V_{mes}}{V_{mes}} \right)^2 \quad (8.4)$$

Avec :

- S : profondeur maximale de la cuvette de tassement.
- i : abscisse du point d'inflexion à partir de l'axe de symétrie verticale du tunnel. Sa valeur a été obtenue par optimisation aux moindres carrés de la formule de Peck sur les mesures in situ et sur les résultats numériques.
- T : mouvement horizontal à la tête de l'inclinomètre.
- V : mouvement horizontal au ventre de l'inclinomètre (à 28,5 m de profondeur environ).

Pour chaque cas analysé, la valeur de $(1/f)$ a été enfin calculée et celle optimale a été retenue.

8.5 Présentation des résultats obtenus

Les résultats de cette étude paramétrique, de retro-analyse numérique 2D sur les mesures de la section instrumentée II, sont présentés dans le tableau 8.4. Pour chacune des 9 combinaisons possibles $E_{50}^{ref} - K_0$, le couple (λ_1, λ_2) qui permet d'optimiser la fonction du critère de comparaison est montré. La valeur de $1/f$ correspondante à chaque cas est également affichée.

Tableau 8.4 Résultats de l'étude paramétrique sur les caractéristiques du massif

E50 (MPa)	$K_{0\text{SOCLE}}$	λ_1 / λ_2 optimum	$1/f$
40	0,8	0,3 / 0,35	2,2
	0,9	0,35 / 0,4	11,7
	1	0,25 / 0,55	10,4
60	0,8	0,35 / 0,45	2,2
	0,9	0,4 / 0,5	6,7
	1	0,4 / 0,55	27,0
120	0,8	0,45 / 0,5	1,4
	0,9	0,5 / 0,55	3,9
	1	0,45 / 0,65	22,4

Deux jeux de combinaison des différents paramètres permettent de mieux se caler sur les mesures retenues dans cette analyse (en gras sur le tableau 8.4). Une comparaison graphique entre les résultats numériques correspondant à ces deux cas et les données expérimentales a été effectuée (figure 8.5 et 8.6).

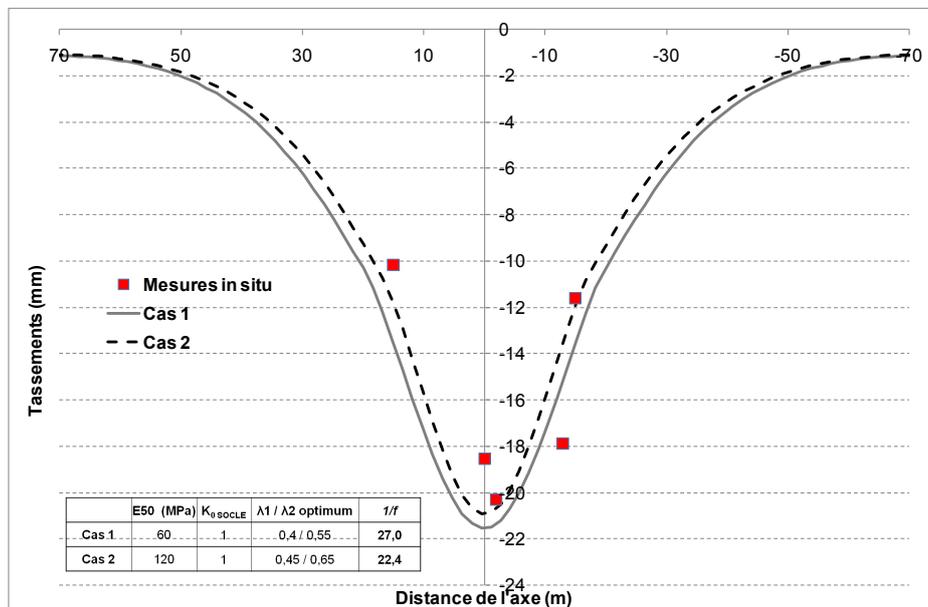


Figure 8.5 Cuvette de tassements, comparaison entre les deux cas optimum numériques et les mesures in situ

Globalement les deux cas de calcul arrivent à bien simuler les mesures in situ, prises en compte dans cette étude. La valeur du tassement à l'axe et la largeur de la cuvette sont respectées. Au passage, il faut toutefois retenir que, malgré l'étendue horizontale importante du modèle numérique, des tassements apparaissent encore sur le bord du modèle (environ 1 mm). Cette considération sera prise en compte pour la réalisation des modèles suivants cette étude préliminaire.

L'allure de l'inclinomètre est également assez bien simulée par les deux cas de calcul, aussi bien en tête qu'au niveau du « ventre » (figure 8.6). Ce résultat confirme que la valeur du coefficient des terres au repos $K_0 = 0,5$ était probablement sous-estimée dans les calculs du projet.

Le jeu de paramètres donnant la meilleure valeur de l'inverse de la fonction 8.4 a pu être défini. Un module $E_{50}^{ref} = 60$ MPa de la couche supérieure du Socle et un coefficient des terres au repos $K_0_{SOCCLE}=1$ seront donc utilisés pour la suite de l'étude. La même valeur de K_0 a été utilisée par Dias [1999] lors de ses calculs numériques calés sur le premier tube du tunnel de Toulon. Elle est également conforme aux conclusions et aux études faites par Constantin [1988] sur les terrains de Toulon.

Cette analyse, toutefois, montre aussi clairement que le taux de déconfinement a une forte influence sur les résultats numériques. En jouant sur sa valeur et sur les autres paramètres du sol, il existe probablement une infinité de solutions, qui se calent de façon satisfaisante sur les mesures in situ. Il est donc nécessaire de passer aux simulations 3D pour éliminer la variable taux de déconfinement, qui joue un rôle important.

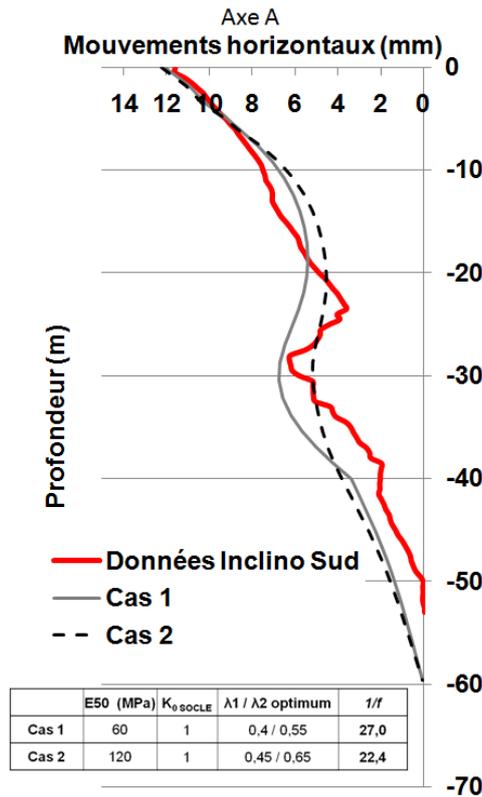


Figure 8.6 Inclinomètre Sud, comparaison entre les deux cas optimum numériques et les mesures in situ

8.6 Conclusion

Des calculs numériques bidimensionnels, modélisant la section instrumentée II, ont été réalisés afin de chercher à réduire les incertitudes sur les caractéristiques mécaniques du massif. Les paramètres concernés par cette analyse ont été le module en moyenne déformation du Socle et le coefficient K_0 .

Une étude paramétrique, faisant varier les deux caractéristiques susmentionnées et les taux de déconfinement, a été ainsi menée. Les résultats numériques ont été comparés, dans chaque cas de calcul, aux mesures in situ par le biais d'un critère analytique préalablement défini.

L'analyse des résultats obtenus a mis en évidence que la valeur de K_0 dans le Socle qui permet de retrouver l'allure de l'inclinomètre, surtout à la hauteur de l'excavation, s'approche de l'unité.

Le jeu de paramètres qui a optimisé le critère de comparaison a été défini. Les valeurs correspondantes seront introduites dans la modélisation tridimensionnelle, qui devra montrer l'influence des présoutènements sur les valeurs du taux de déconfinement.

En conclusion, vu le nombre de variables du problème, seule une approche en retour 3D sur les mesures in situ pourra confirmer ou non si les paramètres obtenus par cette première étude numérique sont corrects.

9 Modélisation 3D : influence des différents systèmes de présoutènement

Table des matières

9.1	<i>Introduction</i>
9.2	<i>Principes de la simulation tridimensionnelle</i>
9.2.1	Caractéristiques géométriques et géotechniques du modèle
9.2.2	Modélisation des présoutènements
9.2.3	Simulation du creusement
9.3	<i>Critères utilisés dans l'étude</i>
9.3.1	Quantités prises en compte dans la comparaison
9.3.2	Choix de la section de référence dans le modèle 3D
9.3.3	Cas de calculs traités
9.4	<i>Analyses des résultats obtenus</i>
9.4.1	Cas 1- Aucun présoutènement
9.4.2	Cas 2- Voûte parapluie
9.4.3	Cas 3- Voûte divergente
9.4.4	Cas 4- Boulonnage au front en acier
9.4.5	Cas 5- Voûte parapluie et boulonnage au front
9.4.6	Cas 6- Boulonnage au front en fibre de verre
9.4.7	Cas 7- Etude sur la densité du boulonnage
9.4.8	Cas 8- Boulonnage au front avec renouvellement réel
9.4.9	Cas 9- Influence du retard du radier
9.5	<i>Conclusion</i>

9.1 Introduction

La première étude en analyse en retour sur les mesures de la section instrumentée II a souligné la forte influence du taux de déconfinement sur les résultats numériques bidimensionnels (chapitre 8). Seule une approche 3D peut permettre de s'affranchir de cette variable qui joue un rôle si important.

Un modèle numérique tridimensionnel, calé sur les caractéristiques du tunnel Sud de Toulon dans la zone de la section II, a été ainsi réalisé. L'influence des différents systèmes de (pré)soutènement sur les déformations du massif, lors de l'excavation du tunnel, sera analysée.

Dans un deuxième temps (chapitre 10), les valeurs du taux de déconfinement correspondant à chaque configuration de (pré)soutènement testée lors de ces simulations seront déterminées par le biais de calculs bidimensionnels calés sur les résultats numériques 3D.

9.2 Principes de la simulation tridimensionnelle

9.2.1 Caractéristiques géométriques et géotechniques du modèle

Par le biais du code de calcul PLAXIS 3D 2010, un modèle tridimensionnel du tunnel sud de Toulon a été créé (figure 9.1).

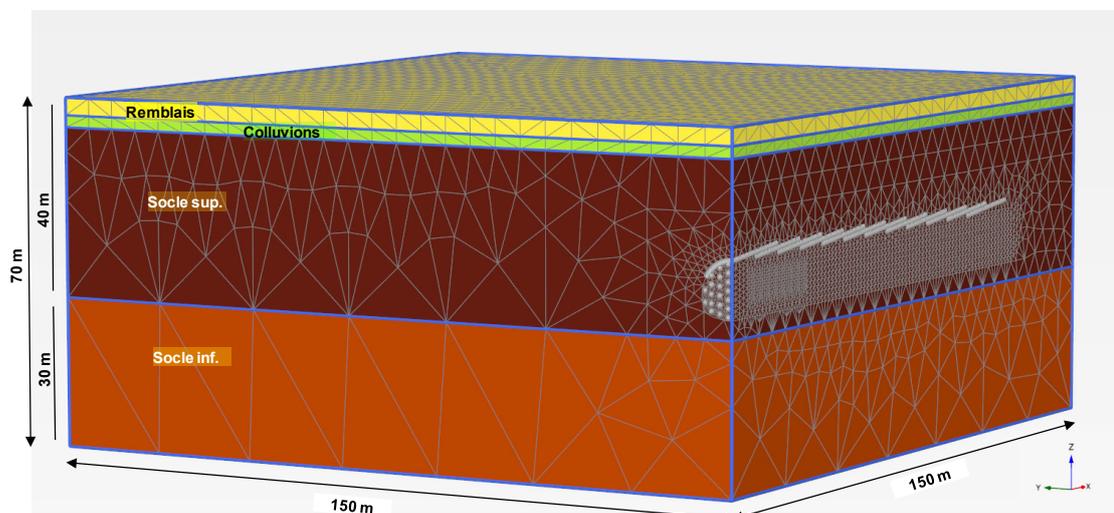


Figure 9.1 Modèle 3D adopté, vue du maillage

La zone retenue comme référence pour l'étude sur les effets du (pré)soutènement est celle de la section instrumentée II (Jardin Alexandre I). Sur la base de la coupe géologique de la section et des résultats obtenus lors

de la première étude bidimensionnelle (chapitre 8), le modèle numérique 3D a été ainsi réalisé.

En considérant les temps de calcul significativement plus importants par rapport à l'approche 2D et la symétrie du problème, seulement une demi-section de la géométrie est modélisée.

Pour pouvoir négliger l'influence des bords, la taille du maillage est fixée à 150 m dans la direction longitudinale X (direction du creusement) et transversale Y et de 70 m en profondeur. Le profil du tunnel a été réalisé par translation, selon la direction X, de la demi-section utilisée lors des calculs bidimensionnels. La couverture au dessus du tunnel est toujours de 25 m. Le maillage est raffiné autour de l'excavation. Au final le nombre de zones du maillage est d'environ 158000 et il comporte 247000 nœuds.

Le fond du modèle numérique est bloqué dans les trois sens (X, Y, Z) alors que seuls les mouvements horizontaux sont fixés sur les faces latérales.

Le soutènement est modélisé par des éléments plaques ayant les caractéristiques présentées dans le tableau 9.1. En ce qui concerne la voûte et le radier, les paramètres dérivent toujours d'un calcul d'homogénéisation entre les caractéristiques du cintre et celles du béton projeté (chapitre 7). La liaison entre la voûte et le radier est considérée parfaite et l'interface entre le soutènement et le sol est rigide.

Tableau 9.1 Caractéristiques du soutènement dans le modèle 3D

	Type soutènement	E _{équivalent} (GPa)	épaisseur (m)	ν
Voûte	HEB 180 esp 1,5 +BP 25 cm	1,35	0,25	0,2
Radier	HEB 220 esp 1,5 +BP 30 cm	1,40	0,3	0,2
Front	BP 15 cm	10	0,15	0,2

Lors de cette étude, les caractéristiques géomécaniques des terrains ont été fixées en se basant sur les résultats de la retro-analyse numérique bidimensionnelle présentée dans le chapitre 8 (Tableau 9.2). Le modèle de sol adopté est HSM. Le module en déchargement de référence a été à nouveau considéré égal à trois fois le module E_{50}^{ref} .

Tableau 9.2 Caractéristiques géomécaniques retenues dans la modélisation 3D (modèle HSM)

Terrain	γ (kN/m ³)	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	ν	K_0
Remblais	19	1,6	2	20	0	0,2	0,5
Colluvions	20,8	40	10	30	0	0,2	0,5
Socle sup.	24,2	60	30	25	0	0,2	1
Socle inf.	24,2	120	30	25	0	0,2	1

9.2.2 Modélisation des présoutènements

Les différents types de présoutènement, mis en place sur le chantier du tube Sud de Toulon, ont été modélisés par les éléments « embedded piles ». Leurs caractéristiques principales ont été décrites dans le chapitre 7.

Ces éléments structuraux ne sont pas indépendants du maillage. Lors qu'un « embedded pile » est ajouté dans le modèle ou que sa direction est changée, le mailleur automatique doit être en effet relancé et, à la fin du processus, le nombre des éléments du maillage qui en résulte modifié. Pour cette raison, afin de pouvoir comparer les différentes configurations de présoutènement avec le même maillage, un modèle « complet » a été considéré dès le départ des simulations numériques. Les « embedded piles » ont pu être ensuite activés ou désactivés selon la configuration considérée (aucun présoutènement, voûte parapluie seule, boulons au front seuls ...). Ce processus a permis de s'affranchir des écarts de résultats liés au maillage.

9.2.2.1 Boulons en voûte

En se basant sur une configuration « type » du présoutènement mis en place sur le chantier, une demi-voûte parapluie, composée de 13 boulons, de 18 m de longueur et espacement de 50 cm, a été modélisée. Les boulons sont inclinés de 6° par rapport au plan XY et renouvelés tous les 9 m, ce qui fait en total 12 demi-voûtes parapluies (figure 9.2). Selon le cas étudié, les caractéristiques des boulons (diamètre et module) ont pu être changées sans modifier le maillage. Le maillage a dû être refait seulement dans le cas de la simulation de la voûte divergente, qui présente une inclinaison des tubes différente (14°). Il faut enfin souligner que, dans le modèle 3D réalisé dans cette étude, la section du tunnel reste toujours la même. En réalité, cela représente une simplification par rapport au chantier où, dans le cas de la voûte parapluie, la section augmentait progressivement pour pouvoir créer l'espace suffisant pour la réalisation des forages des boulons (voir chapitre 3).

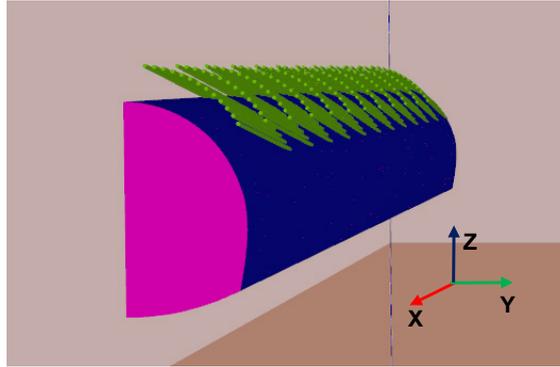


Figure 9.2 Modélisation des voûtes parapluies

9.2.22 Boulons au front

Pour rendre ‘complet’ le modèle, le boulonnage au front a été également considéré : 20 boulons horizontaux, répartis de façon homogène sur la demi-surface du front de taille, ont été ainsi modélisés (figure 9.3). La longueur de chaque boulon a pu être ensuite réglée librement du moment que chacun des 20 « embedded piles » a été divisé en sous-éléments de longueur égale au pas d’excavation. Une étude sur l’influence des caractéristiques et de la densité du boulonnage a pu être menée sans changer le maillage. La démarche suivie sera explicitée dans les paragraphes suivants.

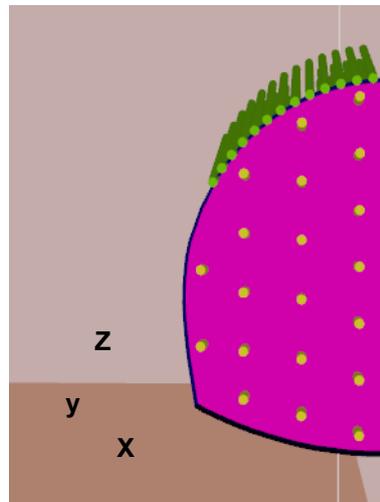


Figure 9.3 Répartition du boulonnage au front

9.2.23 Détermination de la résistance au frottement latéral de référence

Les « embedded piles » interagissent avec le sol environnant, par le biais d’une interface. Le paramètre nécessaire dans notre cas, pour caractériser cette interface, est la résistance au frottement latéral unitaire (q_s) entre le

boulon et le sol. Sa valeur a pu être déterminée grâce aux essais en traction réalisés dans le Socle, lors de creusement du tunnel sud.

Dans le tableau 5 en Annexe 3, les résultats des essais en quatre différentes zones du Socle sont présentés. Deux types de scellement ont été testés sur le chantier de Toulon, celui au coulis de ciment avec rapport C/E=2 et celui à la résine. Contrairement à ce qu'on aurait pu imaginer, les résultats obtenus sont similaires et présentent des valeurs même plus élevées pour le scellement au coulis. En écartant les valeurs 'anormales', les moyennes arithmétiques des différentes données sont présentées dans le tableau 9.3.

Tableau 9.3 Moyennes des résultats des essais en traction réalisés dans le Socle

	Effort de pic (kN)		Contrainte de frottement lat (kPa)	
	Coulis C/E =2	Résine	Coulis C/E =2	Résine
Moyenne	270	248	527	503

Dans la plupart des cas, les boulons testés étaient scellés sur une longueur de 2 m. Par conséquent, on a enfin considéré comme référence une valeur de résistance au frottement latéral unitaire égale à $q_s = (270 / 2) \text{ kN} = 135 \text{ kN/m}$.

9.2.3 Simulation du creusement

Etant donné que les valeurs de déformation du massif, dues au creusement des premiers 30 m environ, étaient affectées par le début du modèle, des passes d'excavation plus longues en début de modèle ont été mises en œuvre afin de réduire le temps de calcul et la mémoire requise par le logiciel. Ensuite, des pas d'avancement de la même longueur que ceux sur le chantier de Toulon ont été simulés. Le creusement a été ainsi simulé avec 10 premières passes de 3 mètres et ensuite 60 passes de 1,5 mètre, soit un linéaire total de 120 m à partir du début du modèle.

Dans la simulation la plus simple, celle sans présoutènement, une phase de calcul est définie de la façon suivante (figure 9.4):

- excavation d'une passe de 1,5 m,
- activation du béton projeté fibré sur le nouveau front de taille (et désactivation du précédent),
- avancement du soutènement (voûte + radier) jusqu'à 1,5 m du front.

La longueur non soutenue de la voûte a été dans toutes les simulations de 1,5 m. La radier contre-voûté, au contraire, a été également mis en place avec un retard de 9 et 39 m du front de taille.

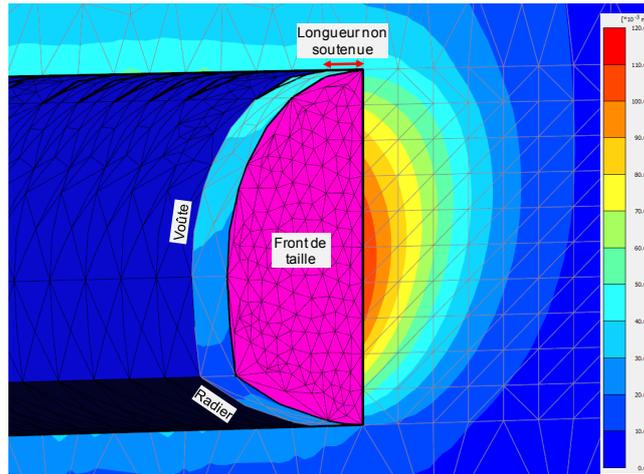


Figure 9.4 Simulation sans présoutènements, mouvements totaux à une phase « n » du calcul

Les caractéristiques des boulons et leur mise en place dans le phasage du calcul, lors des simulations avec le présoutènement activé, seront explicitées dans les prochains paragraphes.

9.3 Critères utilisés dans l'étude

9.3.1 Quantités prises en compte dans la comparaison

Afin d'évaluer les effets des différents systèmes de présoutènement, les quantités suivantes ont été comparées :

- 1) Cuvette transversale de tassement.
- 2) Profil en long du tassement (figure 9.5).
- 3) Déformation d'un inclinomètre à 13,3 m de l'axe du tunnel, selon la direction perpendiculaire à l'avancement (Axe A).

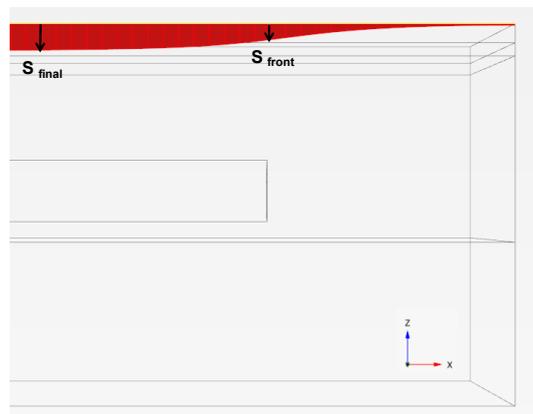


Figure 9.5 Profil en long du tassement

- 4) Déformation du cintre (Δ entre les mouvements finaux et la déformation jusqu'à avant l'activation du soutènement).
- 5) Efforts sur le soutènement.
- 6) Extrusion au front de taille le long de l'axe vertical du tunnel.
- 7) Tassement en clé de vouté U_C (figure 9.6).
- 8) Soulèvement en radier U_R .
- 9) Demi-convergence U_Y .
- 10) Zones plastiques.

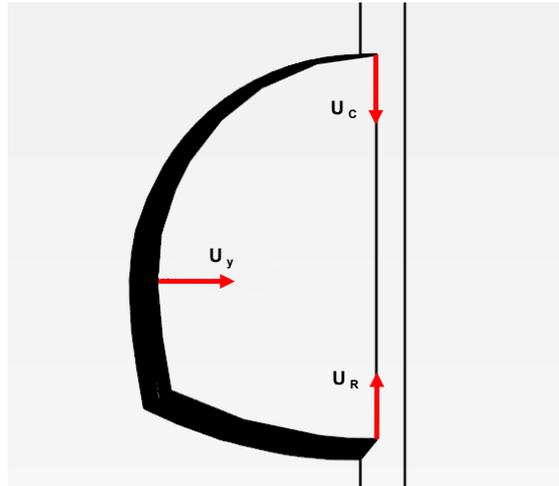


Figure 9.6 Déformations en tunnel

9.3.2 Choix de la section de référence dans le modèle 3D

Une section de référence a dû être choisie le long du modèle tridimensionnelle afin d'exploiter les différents résultats numériques (cuvette de tassement transversale, déformation inclinométrique ...).

Pour s'éloigner des effets de bord, la section a été placée à environ moitié du modèle ($X = 60$ m). Ensuite, il a fallu déterminer la distance à laquelle la simulation d'une nouvelle passe d'excavation n'avait plus d'influence sur les déformations mesurées sur cette section. La démarche ci-dessous a été ainsi suivie :

- 1) Prise en compte du cas de simulation numérique sans présoutènements.
- 2) Etude de la cuvette transversale de tassement à l'aplomb de la section ($X = 60$ m).
- 3) Choix de retenir, sur ce profil, le tassement maximum instantané, c'est-à-dire celui relatif uniquement à une passe d'excavation.
- 4) Analyse de l'allure de ce tassement en fonction de l'avancement du front.

Le graphe en figure 9.7 montre que la simulation d'une passe d'excavation de 1,5 m, à l'aplomb de la section choisie, provoque un tassement instantané

maximum de l'ordre de 1 mm. Ensuite, comme prévisible, au fur et à mesure que le front s'éloigne, l'influence des nouvelles passes de creusement sur les tassements du profil sélectionné diminue. Enfin, au-delà d'une distance de 40 m environ entre le front et la section, cette influence devient négligeable. En conclusion, lors des différentes simulations numériques, on a retenu comme valeurs stabilisées de déformations celles mesurées sur la section à $X = 60$ m quand le front se trouvait à 45 m de distance ($X = 105$ m, phase de calcul n° 60).

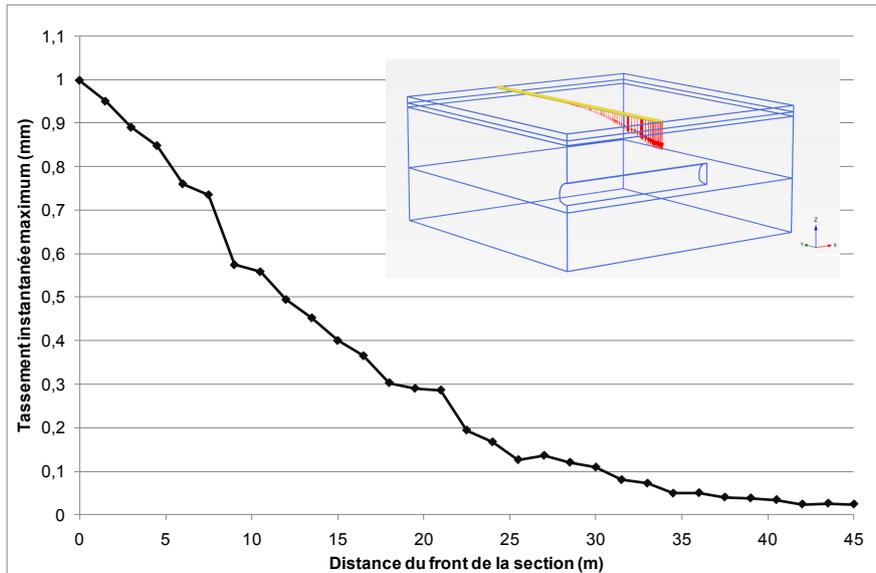


Figure 9.7 Allure du tassement maximum instantané à l'aplomb de la section $X = 60$ m en fonction de la distance au front

Le calcul numérique a confirmé un autre phénomène intéressant, visible sur chantier. Lors du passage du front de taille dans la zone de la section, le tassement instantané maximum se situe logiquement sur l'axe vertical du tunnel ($Y = 0$). Cependant, à un certain moment, quand la distance entre le front et le profil devient plus importante, le tassement maximum s'éloigne de l'axe du tunnel, en provoquant un élargissement de la cuvette totale transversale. Ce phénomène, qui a été bien noté sur le chantier, est présenté par la figure 22 en Annexe 3.

9.3.3 Cas de calculs traités

Plusieurs simulations ont été effectuées afin d'évaluer les effets de chaque système de (pré)soutènement. Les différents cas sont résumés dans le tableau 9.4.

Tableau 9.4 Récapitulatif des différents cas de simulation numérique

Cas	Présoutènement	Radier
1	Aucun	à 1,5 m du front
2a	Voûte parapluie (VP) avec tubes pétrolier	à 1,5 m du front
2b	Voûte parapluie (VP) avec autoforeurs	à 1,5 m du front
3	Voûte divergente (VD) avec tubes pétrolier	à 1,5 m du front
4	Boulonnage au front : acier (0,33 b/m ²)	à 1,5 m du front
5	VP (tubes pétrolier) + Boulons au front (acier)	à 1,5 m du front
6	Boulonnage au front : fibre de verre (0,33 b/m ²)	à 1,5 m du front
7	Etude sur la densité boulonnage (fibre de verre)	à 1,5 m du front
8	Boulonnage au front avec vrai renouvellement	à 1,5 m du front
9 a	VP (tubes pétrolier) + Boulons au front (acier)	à 9 m du front
9 b	VP (tubes pétrolier) + Boulons au front (acier)	à 39 m du front

Dans les prochains paragraphes, les différentes simulations numériques seront décrites et les résultats seront comparés entre eux.

9.4 Analyses des résultats obtenus

9.4.1 Cas 1 – Aucun présoutènement

Dans ce cas de simulation, aucun présoutènement n'est activé et le soutènement est fermé complètement (voûte + radier) à 1,5 m du front de taille. Malgré l'absence du présoutènement, le calcul réussit à atteindre l'équilibre avec un tassement de surface stabilisé de 24 mm environ. Les autres résultats seront présentés dans les prochains paragraphes et serviront de référence pour la comparaison avec les autres cas de simulation.

9.4.2 Cas 2 – Voûte parapluie

L'effet de la voûte parapluie a été ensuite étudié. Sur le chantier de Toulon, deux types de renforcement, inclinés à 6°, ont été principalement utilisés : les tubes pétroliers 89/70 et les boulons autoforeurs 51/33. Lors de la simulation numérique, les deux cas ont été modélisés avec les caractéristiques présentées en tableau 9.5. Les autres paramètres (longueur, espacement, qs ...) sont les mêmes que ceux décrits dans le paragraphe 9.2.2.

Tableau 9.5 Caractéristiques des renforcements en voûte parapluie

Cas	Type	E (GPa)	Section (m ²)	Inertie (m ⁴)
2a	Tubes pétroliers 89/70	210	2,036 10 ⁻³	1,689 10 ⁻⁴
2b	Boulons autoforeurs 51/33	210	0,939 10 ⁻³	0,198 10 ⁻⁴

9.4.21 Influence sur les tassements

L'effet de la voûte parapluie sur la cuvette transversale stabilisée de tassement est montré en figure 9.8. La diminution du tassement à l'axe, provoquée par ces renforcements, est de l'ordre de 6 %. Le changement des propriétés des boulons a un effet négligeable sur les résultats (< 2%).

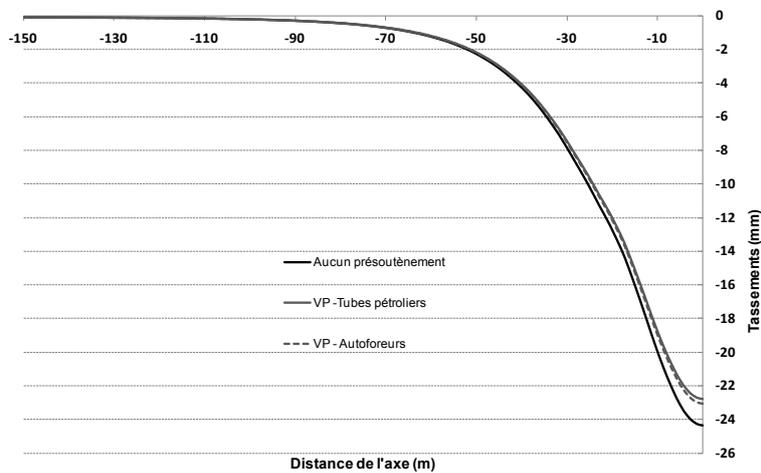


Figure 9.8 Effet de la voûte parapluie sur la cuvette de tassement

Dans notre cas de simulation, l'apport de la voûte parapluie sur la réduction des tassements de surface semble ainsi limité. Ce résultat est conforme aux conclusions de Eclaircy-Caudron [2006] et Juneja [2010]. Cependant, comme montré en figure 9.9, ce présoutènement semble réduire les mouvements au dessus de la clé du tunnel et leur propagation vers la surface. Ce phénomène a été montré aussi par Kamata & Mashimo [2003], Volkmann & Schubert [2006], Shin et al [2008]. A 1 m environ au dessus de la clé, l'activation de la voûte parapluie permet en effet une diminution du tassement de l'ordre de 10 % par rapport au cas sans présoutènement. Cette valeur est du même ordre de grandeur de celle retrouvée par Kim et al [2005] dans des conditions similaires.

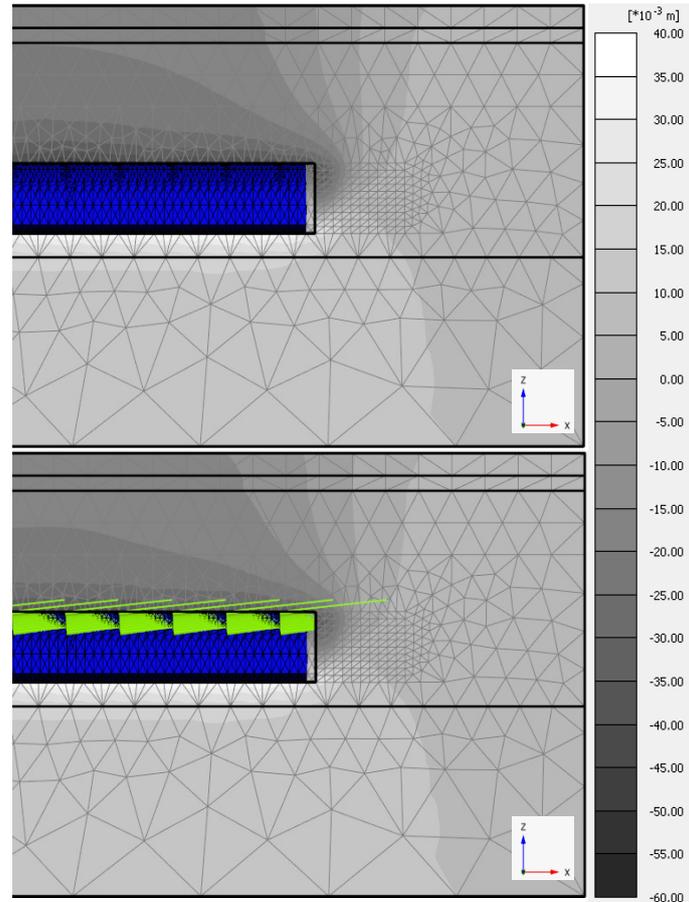


Figure 9.9 Isovaleurs de tassement – effet de la voûte parapluie

Enfin, la mise en place de ces inclusions ne semble pas avoir d'effet sur l'extrusion et la pré-extrusion mesurée au front (figure 23 en Annexe 3). Ce même résultat a été souligné par Kamata & Mashimo [2003], Song [2006] et Eclaircy-Caudron [2006].

9.4.22 Efforts dans les tubes

Les efforts repris par les tubes pétroliers ont été analysés. En ce qui concerne le moment fléchissant, les valeurs maximums sont inférieures à 10 kNm. Ce résultat est en accord avec les valeurs obtenues par Wang et al [2009]. L'effort axial, en revanche, est plus important (figure 9.10).

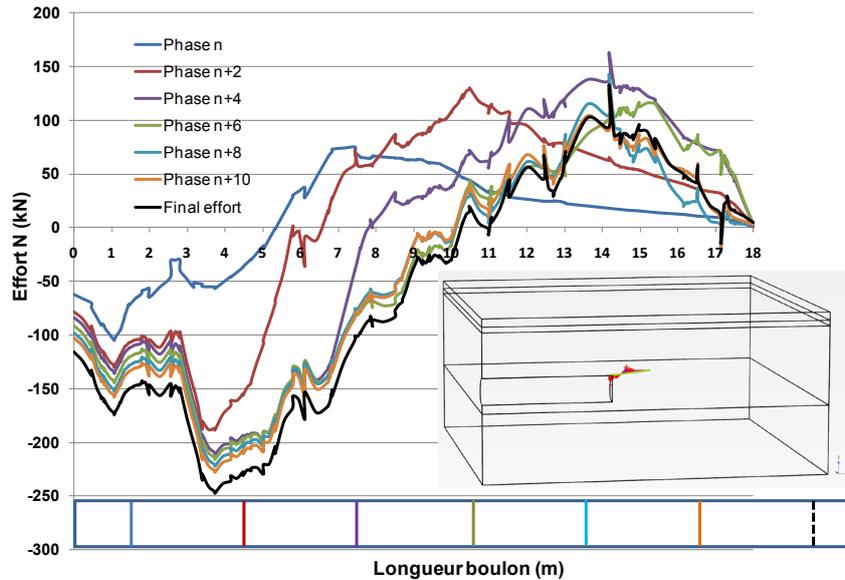


Figure 9.10 Evolution de l'effort axial dans le tube pétrolier

Le graphe montre l'évolution de l'effort axial dans le boulon en clé en fonction de la position du front de taille. Des valeurs positives correspondent à un effort en traction, des valeurs négatives à de la compression. Dès la phase suivante à son installation (le front est 1,5 m devant le début du tube), un effort en compression apparaît dans le premier tiers du boulon et un effort en traction dans la restante partie. La compression est due au contact entre les tubes inclinés et le soutènement rigide mise en place derrière le front. Ce contact, modélisé dans nos simulations, est recherché en chantier afin de créer une continuité entre le présoutènement et le soutènement.

Les efforts augmentent avec l'avancement du front de taille et le changement du comportement (compression/traction) se déplace vers la moitié du tube. Une stabilisation des efforts apparaît enfin après la phase (n+6) qui correspond au moment où une nouvelle rangée de voûte parapluie est mise en place.

9.4.3 Cas 3 – Voûte divergente

Lors du creusement du tube sud de Toulon, au lieu de la voûte parapluie (6°), des rangées de boulons inclinés à 14° ont été également mises en place. Cette configuration prend généralement le nom de « voûte divergente » et présente l'avantage de pouvoir utiliser des cintres ayant toujours la même section. Afin d'étudier l'influence de l'inclinaison des boulons sur les déformations du massif, un nouveau modèle a du ainsi être réalisé. Comme expliqué dans le paragraphe 9.2.2, le maillage a du être également refait (figure 9.11). Cependant l'influence du changement du maillage s'est révélée négligeable.

Lors de la simulation numérique, les caractéristiques des boulons restent les mêmes que ceux des tubes pétroliers présentées en tableau 9.3 (cas 2a). Seulement leur inclinaison augmente de 6° à 14° .

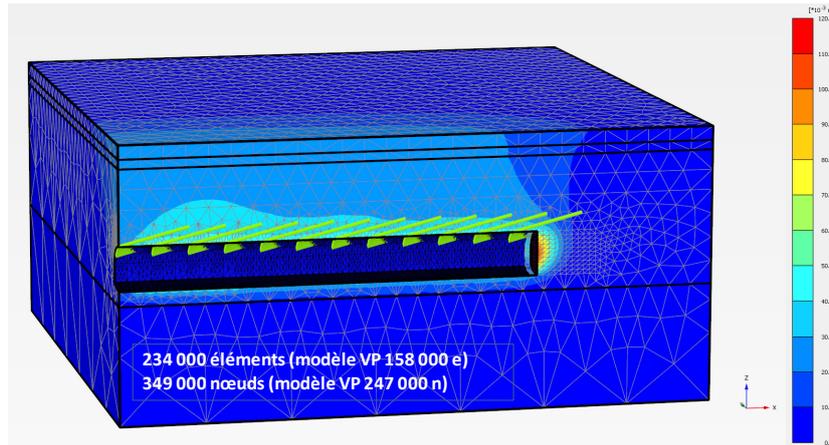


Figure 9.11 Modèle avec la voûte divergente – Mouvements totaux dans le massif

Les résultats ont montré une légère augmentation des tassements de surface par rapport au cas avec le présoutènement en voûte parapluie (tableau 9.6). En outre, une diminution des efforts axiaux repris par les tubes apparaît en augmentant leur inclinaison.

Tableau 9.6 Effets de l'inclinaison des tubes en voûte sur le tassement maximum

	S max (mm)	%
Aucun présoutènement (cas de référence)	24,35	
Voûte Parapluie 6 °	22,78	-6,5
Voûte Divergente 14 °	23,71	-2,6

9.4.4 Cas 4 – Boulonnage au front en acier

L'effet du seul boulonnage au front de taille, sans l'activation de la voûte parapluie (ou divergente), a été étudié. Dans un premier temps, les boulons ont été modélisés à longueur constante de 18 m. Cette simplification, schématisée en figure 9.12, est modélisée en détruisant le tronçon de boulon sur la longueur creusée et en rajoutant la même longueur à l'avant de l'inclusion. De cette manière, à chaque phase d'excavation, le boulonnage conserve une longueur constante et le chargement dans le massif est stationnaire. Cette disposition présente l'intérêt que la densité soit toujours la même, égale à 0,33 b/m² dans notre cas, et qu'on puisse considérer les boulons de longueur « infinie » vis-à-vis du tronçon de calcul.

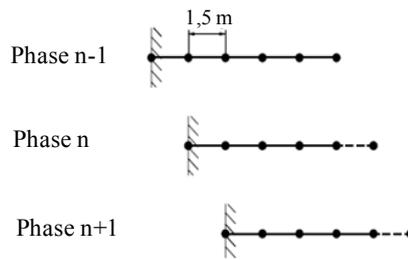


Figure 9.12 Simulation du boulonnage à longueur constante

Dans ce cas de simulation, 20 boulons en acier ont été ainsi repartis sur le front (figure 9.3), ayant les caractéristiques propres des autoforeurs utilisés sur le chantier de Toulon:

- Module élastique : 210 GPa
- Section : $0,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$
- Longueur : 18 m
- Résistance au frottement latéral : 135 kN/m

9.4.41 Tassements de surface

La figure 9.13 compare les résultats numériques en termes de profil en long du tassement de surface à l'axe du tunnel. Il apparaît évident que le boulonnage au front joue un rôle prépondérant sur les déformations de surface. Le tassement au passage du front et final sont réduits respectivement de 46 % et 42 % par rapport au cas sans présoutènement. Cet effet des boulons au front sur la réduction des tassements a été signalé déjà par Al Hallak [1999], Yoo et Shin [2003] et Galli et al [2004] lors d'analyses sur modèles réduits et simulations numériques.

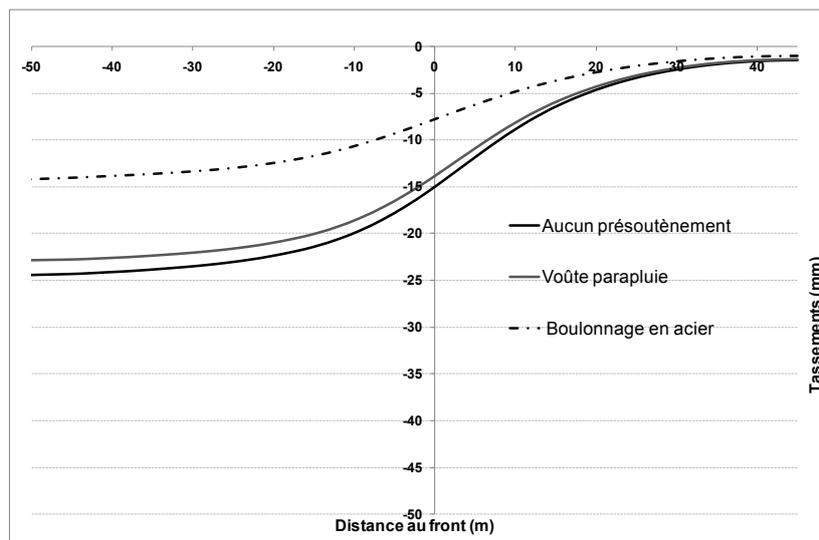


Figure 9.13 Effet présoutènements sur le profil en long

9.4.42 Mouvements inclinométriques

Les effets des différents types de présoutènement sur les mouvements d'un inclinomètre fictif placé à 13,3 m de l'axe du tunnel ont été également analysés (figure 9.14).

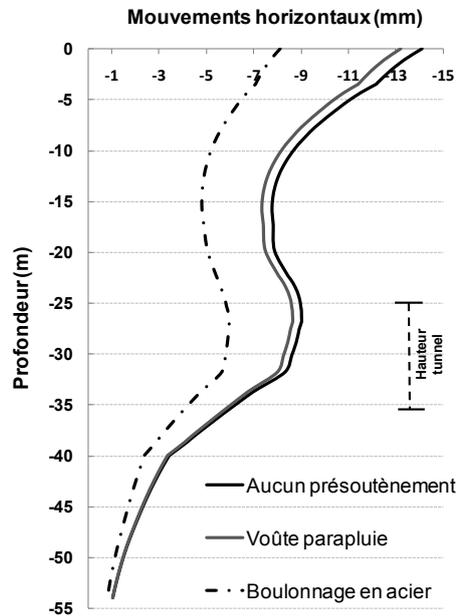


Figure 9.14 Influence des présoutènements sur allure de l'inclinomètre

Les mouvements en tête de l'inclinomètre sont réduits de la même quantité que les tassements verticaux : 6 % avec la voûte parapluie et 42 % avec le boulonnage en acier par rapport au cas sans présoutènement. Au niveau du ventre, ces pourcentages de réduction se réduisent respectivement à 4 % et 33 %.

9.4.43 Mouvements autour de l'excavation

Le boulonnage au front de taille permet de limiter significativement toutes les déformations du massif autour du tunnel. Ce résultat est conforme aux différentes études disponibles en littérature. Si on considère, par exemple, les mouvements horizontaux le long de l'axe vertical du tunnel, l'extrusion maximale totale est réduite de 68 % par rapport au cas sans présoutènement (figure 9.15).

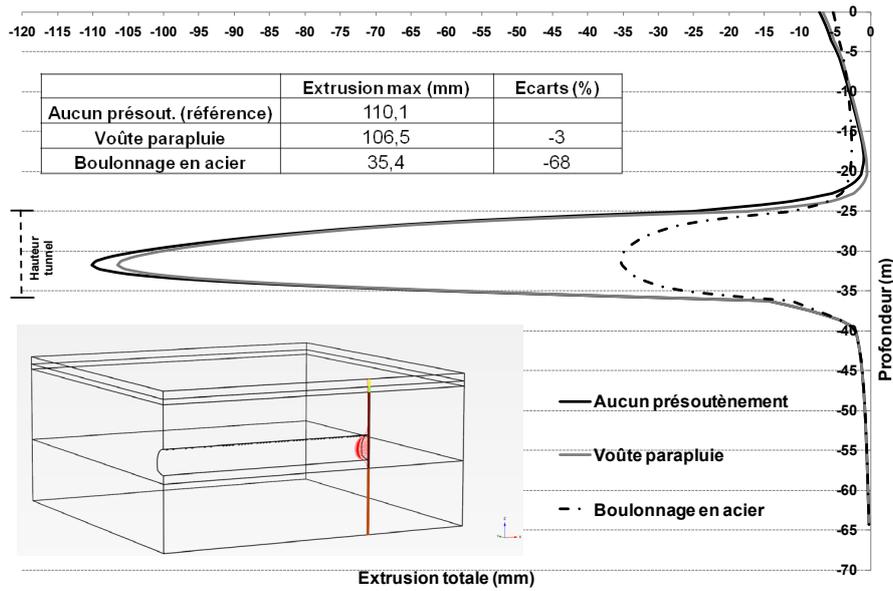


Figure 9.15 Effet des présoutènements sur l'extrusion

De même, le mouvement de pré-extrusion à l'avant du front de taille est réduit (figure 23 en Annexe 3). Une diminution significative intéresse également la (pré)convergence U_y (voir figure 9.6). Sa valeur, comme montre la figure 9.16, est en effet 67 % inférieure à celle obtenue dans le cas sans présoutènement. On retrouve ce même pourcentage aussi pour la réduction du soulèvement du radier et du tassement en clé de voûte (figures 24 et 25 en Annexe 3).

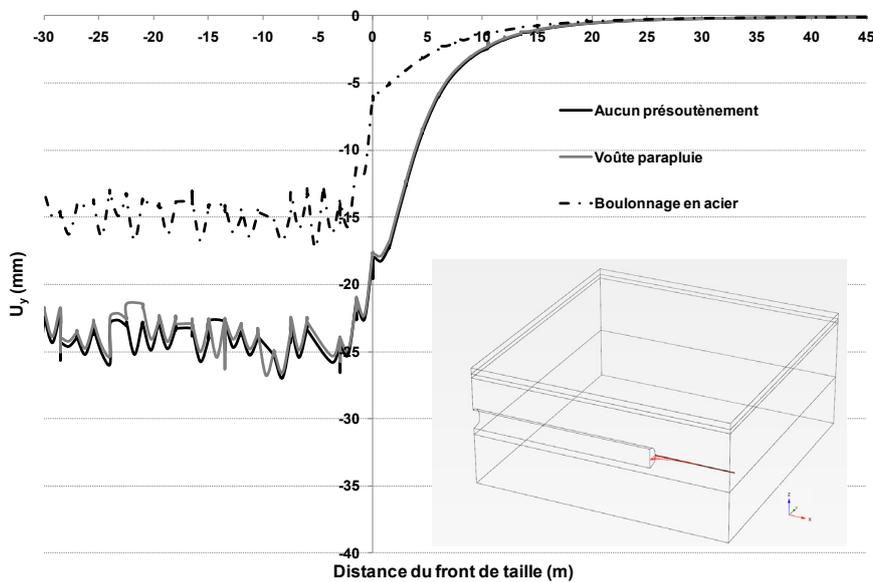


Figure 9.16 Effet des présoutènements sur la (pré)convergence U_y

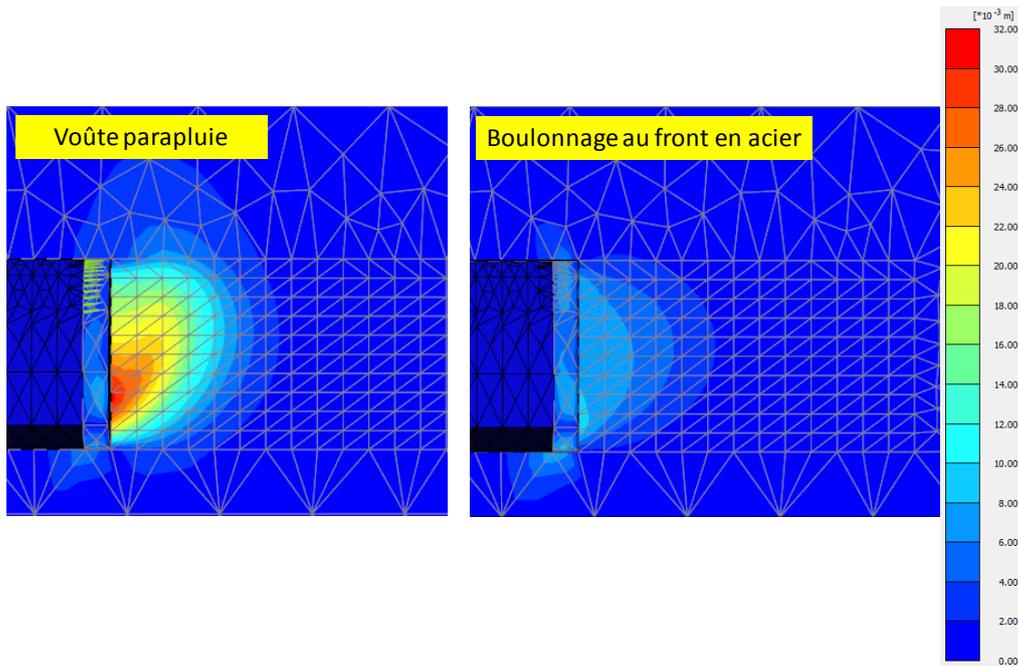


Figure 9.17 Effet des présoutènements sur le bulbe de déformation

Si on analyse en outre le bulbe des déformations (relatives à une phase d’excavation) qui apparaît devant le front de taille, l’influence du boulonnage s’avère évidente en comparaison au cas avec la seule voûte parapluie (figure 9.17).

9.4.44 Déformations du soutènement et efforts repris

La mise en place des boulons à l’avant du front de taille semble avoir aussi une influence non négligeable sur le soutènement. Celui-ci en effet se déforme plus par rapport au cas sans présoutènement ou avec la seule voûte parapluie (figure 9.18). Les efforts finaux repris sont aussi supérieurs, comme montré dans le tableau ci-dessous :

Tableau 9.10 Effet boulonnage sur les efforts dans le soutènement

	N (kN/m)	M max (kNm/m)
Aucun présout. (référence)	1300-1700	146
Boulonnage en acier	1700-2200	176

Comme prévisible, le moment maximum apparaît dans l’encastrement entre la voûte et le radier (voir figure 26 en Annexe 3).

Il semble donc que le boulonnage permet de réduire les déformations du massif en transférant les efforts sur le soutènement à l’arrière du front de taille.

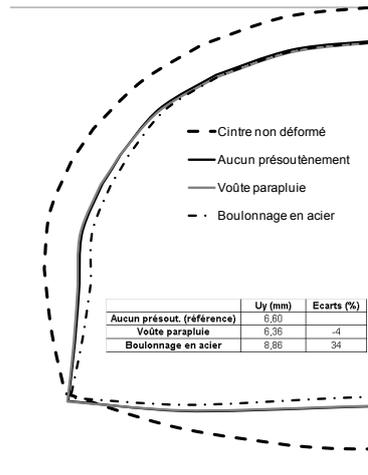


Figure 9.18 Effet des présoutènements sur la déformation du soutènement (échelle*100)

9.4.45 Efforts dans les boulons

Le comportement des boulons a été également étudié. Du moment que la modélisation a été réalisée à longueur constante, le chargement reste toujours le même indépendamment de la phase considérée. L'effort fléchissant repris par les boulons est minime (< 2 kNm). En revanche, les efforts axiaux sont importants comme montré en figure 9.19. Le chargement est concentré, pour la majorité des boulons, en tête sur les premiers mètres, suivi par une décroissance de l'effort qui marque la zone d'ancrage qui s'étend jusqu'à une fois et demi le rayon au maximum. Au-delà de cette longueur, il n'y a peu d'interaction entre le sol et les boulons et les efforts sont ainsi faibles. Une allure similaire des efforts dans les inclusions a été analysée par Dias [1999] dans ses études sur le boulonnage au front et confirmé par d'autres auteurs comme Schweiger et Mayer [2004], Galli et al [2004], Lunardi [2008] etc. Les boulons les plus chargés se trouvent dans la partie inférieure et centrale du front de taille.

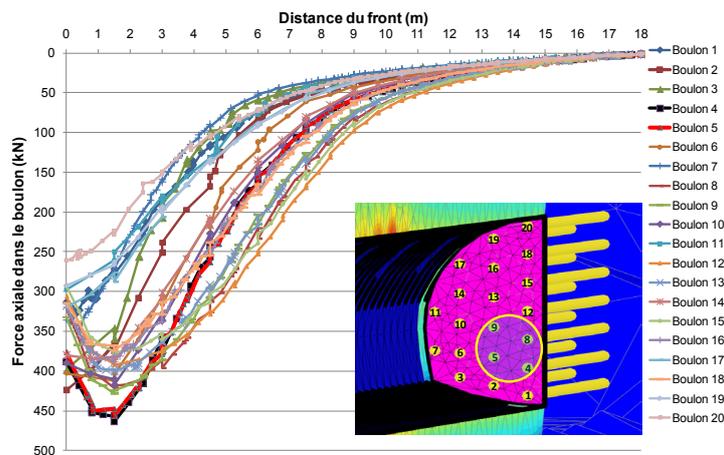


Figure 9.19 Efforts axiaux dans les boulons – modélisation à longueur constante

9.4.5 Cas 5 – Voûte parapluie et boulonnage au front

Dans cette simulation, l'effet de la combinaison de deux systèmes de présoutènement (voûte parapluie et boulonnage au front) sur les déformations du massif a été testé. Dans le modèle, représenté en figure 9.20, les tubes pétroliers et les boulons au front en acier ont été ainsi activés en ayant les caractéristiques présentées dans les paragraphes précédents (cas 2 et 4).

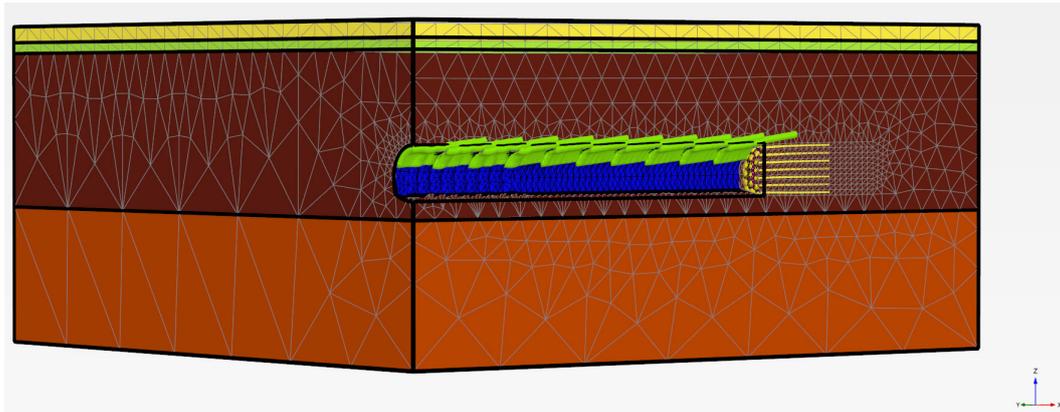


Figure 9.20 Modélisation 3D avec voûte parapluie et boulonnage au front

Les résultats numériques ont confirmé que le rôle majeur sur la réduction des déformations dans le massif est joué par le boulonnage au front. La mise en place de la voûte parapluie fait diminuer globalement les déformations de moins de 3% par rapport au cas avec le boulonnage au front seul. Dans le tableau 9.11 le tassement maximum stabilisé, obtenu dans les différentes simulations, est présenté.

Tableau 9.11 Influence des différents systèmes de présoutènement sur le tassement de surface

	S max (mm)	Ecart (%)
Aucun présoutènement (référence)	24,35	
Voûte parapluie	22,78	-6,5
Boulonnage au front en acier	14,0	-42,5
Voûte parapluie + Boulonnage	13,6	-44,1

9.4.6 Cas 6 – Boulonnage au front en fibre de verre

Lors du creusement du tube sud de Toulon, le boulonnage au front a été également réalisé avec des boulons en fibre de verre. Ces renforcements ont la particularité d'avoir une excellente résistance à traction mais une très faible résistance en flexion, qui leur permet d'être facilement détruits lors de l'excavation. L'effet du seul changement du matériau des boulons sur la réponse du massif a été ainsi étudié. Les principes de la simulation numérique

(nombres de boulons, longueur etc.) sont les mêmes que dans le cas 4. Les seules modifications sont ainsi les suivantes (tableau 9.12) :

Tableau 9.12 Caractéristiques des deux types de boulon

	Boulon en acier (cas 4)	Boulon en fibre de verre (cas 6)
Module E (GPa)	210	40
Section (m ²)	0,488 10 ⁻³	0,8 10 ⁻³
Inertie (m ⁴)	0,0327 10 ⁻⁶	~ 0
E•S (MN)	10,25	3,2

9.4.61 Extrusion au front de taille

La figure 9.21 montre les effets du changement du matériau des boulons, mises en place au front de taille, sur l'extrusion mesurée le long de l'axe vertical du tunnel. A parité de densité (0,33 b/m²), l'extrusion totale maximale augmente de presque 50 % par rapport au cas avec les boulons en acier. Ceci peut s'expliquer par la raideur globale trois fois plus faible du boulonnage en fibre de verre par rapport à celui en acier.

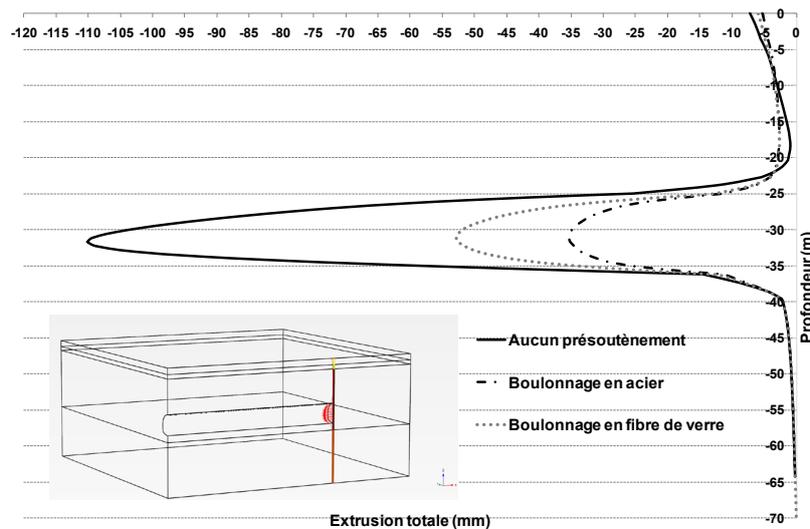


Figure 9.21 Influence du matériau des boulons au front sur l'extrusion

9.4.62 Tassements de surface et mouvements inclinométriques

Cette augmentation des mouvements dans le massif est confirmée aussi par l'analyse de la cuvette de tassement et de la déformée de l'inclinomètre. Par rapport au cas avec le boulonnage en acier, le tassement maximum et le mouvement en tête de l'inclinomètre (T) augmentent d'environ 18 %. Au niveau du ventre de l'inclinomètre (V), l'incrément du déplacement horizontal vers le tunnel est, dans ce cas, de 12 %.

Tableau 9.13 Influence du matériau des boulons sur le tassement et les déformations inclinométriques

	S max (mm)	T (mm)	V (mm)
Aucun présoutènement (référence)	24,35	14,12	8,93
Boulonnage en acier	14,00	8,14	5,96
Boulonnage en fibre de verre	16,51	9,57	6,66

9.4.7 Cas 7 – Etude sur la densité du boulonnage

En considérant comme référence le cas d'étude n° 6, c'est-à-dire 20 boulons en fibre de verre (voir tableau 9.12) de 18 m à longueur constante, une étude paramétrique sur la densité du boulonnage a été menée. Dias et Kastner [2005] ont montré que c'est la raideur totale du boulonnage ($E \cdot S$) qui le caractérise. Par conséquent, afin d'éviter de refaire à chaque fois le maillage, l'étude a été réalisée en gardant la même disposition et le même nombre de boulons au front mais en faisant varier proportionnellement leur module et leur résistance au frottement latéral. Les cas considérés sont présentés dans le tableau 9.14.

Tableau 9.14 Cas considérés dans l'étude paramétrique sur la densité du boulonnage

Densité (b/m ²)	Nombre de boulons	Module E (GPa)	Résistance frottement lat. (kN/m)
0	-	-	-
0,16	20	19,4	65,4
0,33	20	40	135
0,5	20	60,5	204
1	20	121	408
1,5	20	181,5	612

L'étude a mis en évidence que la variation du boulonnage a un effet considérable sur les déformations du massif.

La figure 9.22 met en relation les valeurs d'extrusion maximale totale au front avec les respectives densités de boulonnage. On peut noter, en observant l'allure des données, un changement de pente significatif qui a été matérialisé par l'intersection de deux droites. Ceci montre que l'efficacité du boulonnage est optimisée aux alentours de 0,3 - 0,4 b/m² et ensuite diminue fortement. Cette valeur de densité « critique » a été aussi trouvée par Lunardi [2008] en interprétant les courbes d'extrusion dérivées d'essais en laboratoire. Ce changement de pente a été également détecté par d'autres auteurs comme par exemple Dias [1999] et Yoo [2003] mais la valeur de densité optimale proposée varie selon les études.

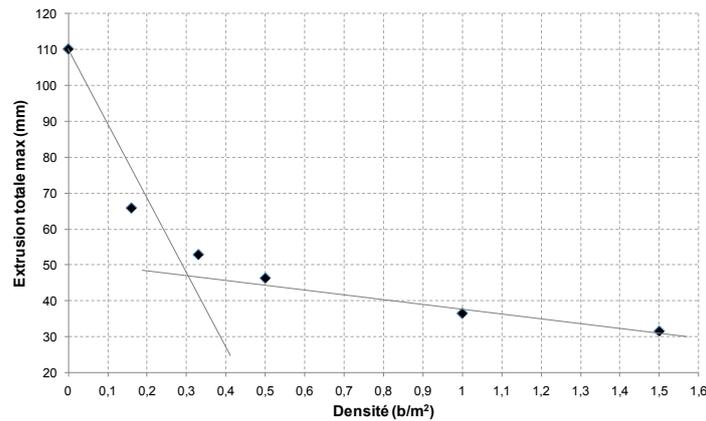


Figure 9.22 Influence de la densité du boulonnage sur l'extrusion maximale

Le même résultat est obtenu en reliant le tassement stabilisé de surface, à l'axe du tunnel, avec la densité du boulonnage (figure 9.23). Cela confirme l'étroite relation qui existe entre l'extrusion au front et les tassements.

Les deux tableaux, ci-dessus présentés, montrent aussi clairement qu'il suffit déjà d'un faible nombre de boulon pour avoir des effets significatifs sur la diminution des déformations dans le massif. Cette conclusion est partagée par différentes auteurs (Poma et al [1995], Yoo et Shin [2003]).

Enfin, cette étude permet de faire une autre considération intéressante. Dans le cas du boulonnage en fibre de verre, il est nécessaire une densité de 1 b/m^2 pour obtenir environ la même valeur d'extrusion au front (35 mm) et de tassement de surface (14 mm) que dans le cas du boulonnage en acier et densité $0,33\text{ b/m}^2$. Ceci est encore une fois dû à la différence de la raideur globale entre les deux cas analysés.

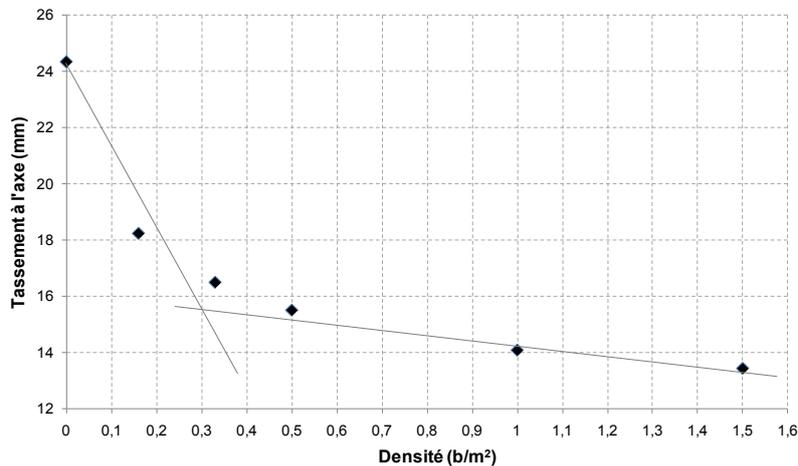


Figure 9.23 Influence de la densité du boulonnage sur le tassement de surface

9.4.8 Cas 8 – Boulonnage au front avec renouvellement réel

Le boulonnage au front a été considéré jusqu'à présent à longueur constante. Cette démarche, même si elle facilite la définition du phasage du calcul, est purement théorique car irréalisable sur chantier. On a voulu ainsi, dans un deuxième temps, simuler le phasage réel des boulons et comparer les résultats avec ceux obtenus lors de la première approche. Une configuration « type » du renouvellement mis en place sur le tunnel sud de Toulon a été retenue. Les caractéristiques des boulons sont les mêmes que celles du cas 4 ($E = 210 \text{ GPa}$, $S = 0,488 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$, $L = 18 \text{ m}$, $q_s = 135 \text{ kN/m}$).

Toutefois, par rapport à la modélisation à longueur constante, les boulons ont été répartis sur le front de taille en 4 familles de cinq boulons (figure 9.24). Chaque 4,5 m d'avancement, une famille complète de boulons de 18 m est activée et ensuite renouvelée entièrement après 18 m de creusement, lors qu'elle est complètement détruite (voir figure 9.27).

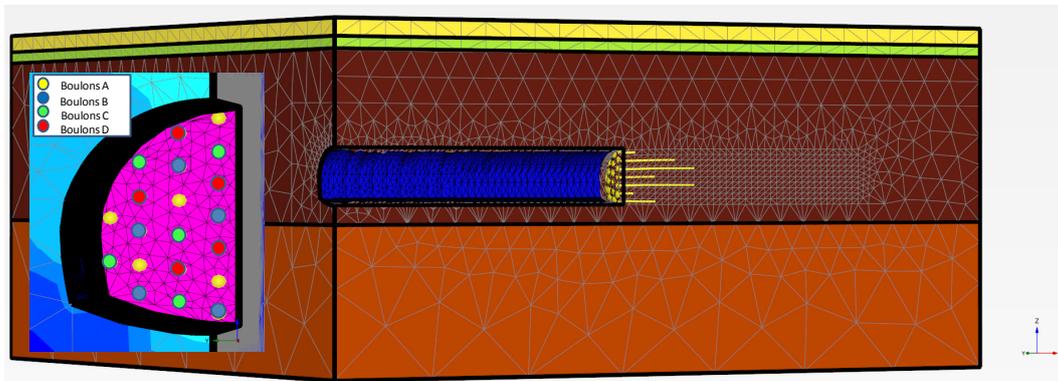


Figure 9.24 Modélisation du réel renouvellement des boulons au front

9.4.81 Influence de l'approche choisie sur les déformations du massif

Les résultats obtenus avec les deux approches (longueur constante et réel renouvellement) ont été comparés. Avec la simulation du renouvellement des boulons on obtient une augmentation des déformations comprise entre 12 %, en termes de tassement de surface, et 25 % en termes d'extrusion (figure 9.25 et figure 27 en Annexe 3).

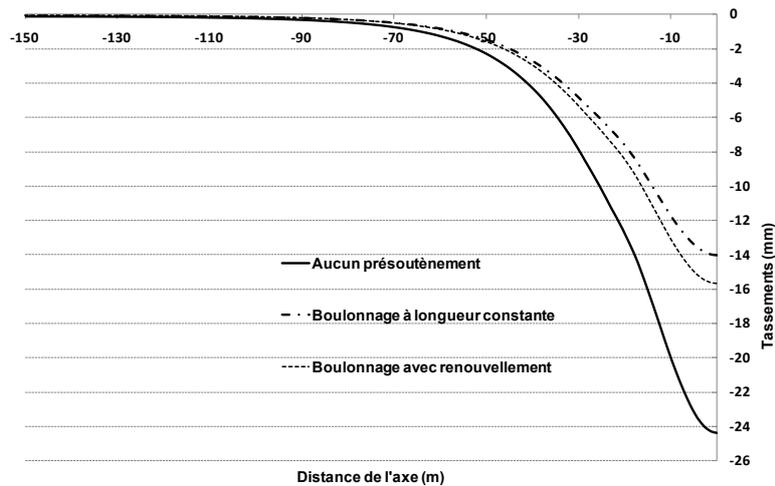


Figure 9.25 Comparaison entre les deux approches de modélisation du boulonnage au front – cuvette de tassements de surface

9.4.82 Effort axial dans les boulons

L'évolution du chargement dans les boulons en fonction de l'avancement du creusement a été analysée. Le boulon le plus représentatif a été pris en compte à partir de son installation jusqu'à sa destruction (figure 9.26).

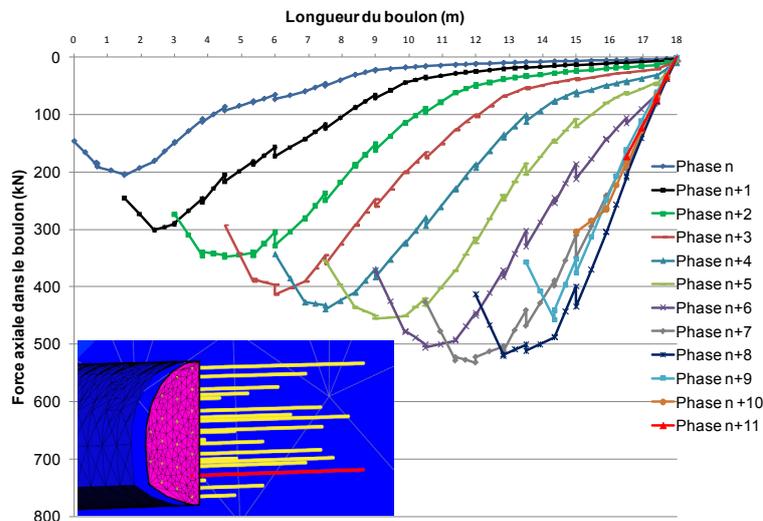


Figure 9.26 Evolution du chargement dans le boulon

L'analyse des résultats montre que les boulons les plus chargés sont les mêmes que dans l'approche à longueur constante (voir figure 9.19). Toutefois, l'effort axial maximum, repris par le boulon, est supérieur de 15 % (463 kN dans le cas à longueur constante). Le chargement de la tête, comme déjà montré par Dias [1999], est progressif et atteint son maximum à la phase (n+7) lors que le boulon a encore une longueur de 7,5 m. Ensuite, quand L

boulon ≤ 6 m (\sim Rayon tunnel), l'effort axial repris par le boulon commence à diminuer et donc aussi sont efficacité. Différents auteurs (Peila [1996], Yoo [2003], Kamata [2003], Kavvadas [2009] etc.) se sont intéressés à la détermination de la longueur critique du boulonnage au dessous de laquelle ce système de préconfinement perd son efficacité. Dans la plupart de ces analyses, on retrouve une valeur limite proche du rayon du tunnel.

9.4.83 Calage de l'approche simplifié sur les nouveaux résultats

On a voulu ensuite chercher à caler la simulation simplifiée avec boulonnage à longueur constante sur les résultats obtenus avec celle où le renouvellement des boulons réel est pris en compte.

La figure 9.27 montre la schématisation du phasage des boulons considérée dans la modélisation avec le renouvellement réel. Si on ne prend pas en compte les boulons de longueur $L \leq 6$ m (leur efficacité diminue significativement), on peut conclure que la densité des boulons, à une section donnée, doit être plutôt considérée égale à $15 b_{\text{actif}} / 60 \text{ m}^2$, soit $0,25 \text{ b/m}^2$ au lieu de $0,33 \text{ b/m}^2$, comme dans le cas de la modélisation à longueur constante. Cela a pu ainsi jouer sur l'écart entre les résultats des deux approches différentes.

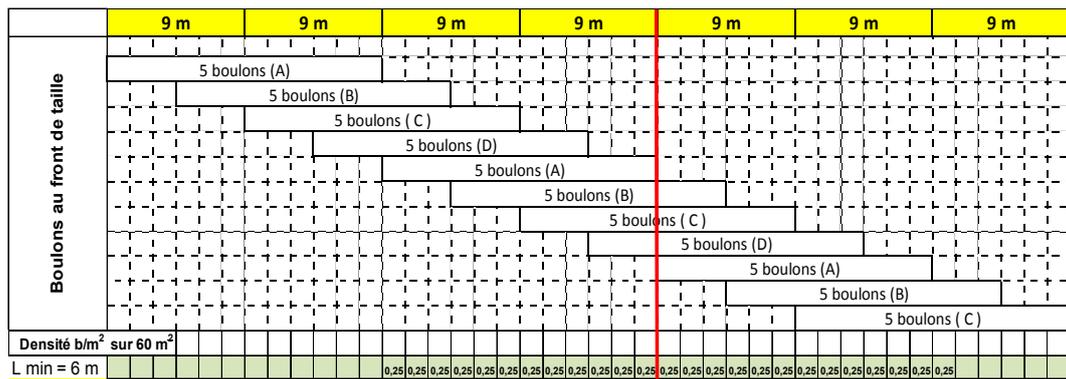


Figure 9.27 Schématisation du phasage dans la modélisation du réel renouvellement

Afin de vérifier ce raisonnement, on a donc lancé un calcul avec boulonnage à longueur constante et densité de $0,25 \text{ b/m}^2$, en jouant toujours sur le module E et le q_s (Tableau 9.15).

Tableau 9.15 Caractéristiques des boulons dans la modélisation avec densité $0,25 \text{ b/m}^2$

Densité (b/m^2)	Nombre de boulons	Module E (GPa)	q_s (kN/m)
0,33 (référence)	20	210	135
0,25	20	159	102

Les écarts sur les résultats entre les deux modélisations à longueur constante ($0,33 \text{ b/m}^2$ et $0,25 \text{ b/m}^2$) et le calcul avec le renouvellement réel (de référence) ont été analysés (Tableau 9.16). S, V et T représentent respectivement

le tassement maximum à l'axe et les déplacements en tête et au ventre de l'inclinomètre.

Tableau 9.16 Comparaison entre les modélisations avec boulonnage à longueur constante et avec le réel renouvellement

	Cas de référence	Ecart (%) de la modélisation à long. constante	
	Réel renouvellement	0,33 b/m ²	0,25 b/m ²
S max (mm)	15,6	-10,6	-6,7
T (mm)	9,	-10,4	-6,7
V (mm)	6,3	-5,8	-3

Lors de la détermination de la densité du boulonnage, le fait de considérer seulement les boulons de longueur $L_{min\ active} \geq 6\ m$ (R_{tunnel}) permet de réduire les écarts entre la modélisation simplifiée à longueur constante et celle du réel renouvellement, qui est plus difficile à simuler numériquement. Cette étude sera utile lors des calculs de retro-analyse 3D sur la section instrumentée, où la modélisation du phasage réel du boulonnage au front est impossible à réaliser vu la forte variation de celui-ci (chapitre 11).

9.4.9 Cas 9 – Influence du retard du radier

Jusqu'à présent tous les calculs ont été menés en réalisant le radier contre-voûté (cintre HEB 220 + béton projeté) au même moment que le soutènement, c'est-à-dire à 1,5 m de distance du front de taille. Sur le chantier du tunnel sud de Toulon cette configuration était adoptée lorsque les conditions géologiques et/ou les déformations mesurées étaient inquiétantes. Dans le cas contraire, la réalisation du radier a été généralement retardée afin d'optimiser principalement le timing d'avancement du creusement. Le décalage spatial entre le front et le radier a été souvent de 9 m ou 40 m environ. Ces deux configurations ont été ainsi considérées dans notre étude. Le cas de calcul n°4, avec mise en place du présoutènement complet (voûte parapluie + boulonnage en acier 0,33 b/m²), a été choisi comme référence.

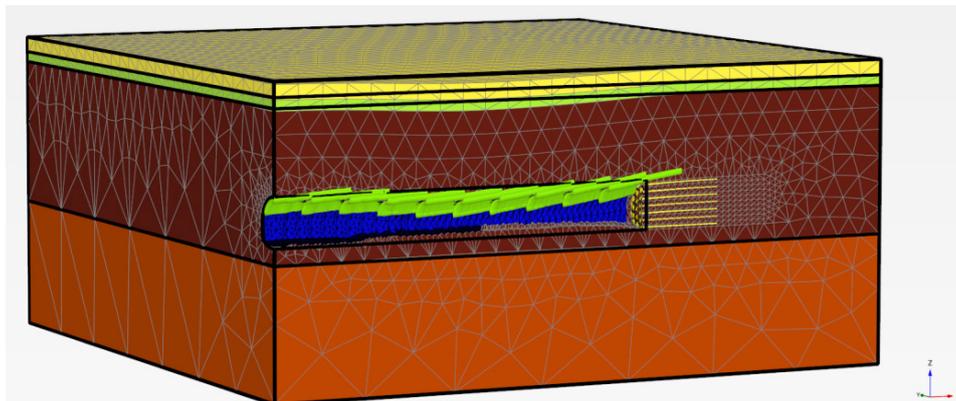


Figure 9.28 Modèle avec réalisation du radier à 39 m du front – déformation du maillage

Dans les deux configurations modélisées (radier à 9 et 39 m), pour des raisons de convergence des calculs, les premiers 24 m d'excavation ont été réalisés sans retard du radier. L'effet de celui-ci est présenté en figure 9.28.

9.4.91 Influence sur les tassements de surface

Les résultats montrent que le fait de retarder la réalisation du radier a un impact majeur sur les tassements de surface. Ce phénomène a été déjà bien mis en évidence par Galli et al [2004] lors d'une série de simulation visant l'influence du présoutènement et de la mise en place du radier sur les déformations dans le massif.

La figure 9.29 compare les profils en long du tassement dans les trois différents cas modélisés. En termes de tassement final, l'augmentation, par rapport au cas sans retard du radier, est de 108 % pour la simulation avec le radier à 9 m du front et de 480 % pour une distance de 39 m. En outre, plus on retarde la réalisation du radier, plus le tassement au passage du front augmente et plus le rapport S front / S final diminue. Cette dernière considération joue un rôle très important dans le cadre des prévisions de tassement final sur le chantier (chapitre 4).

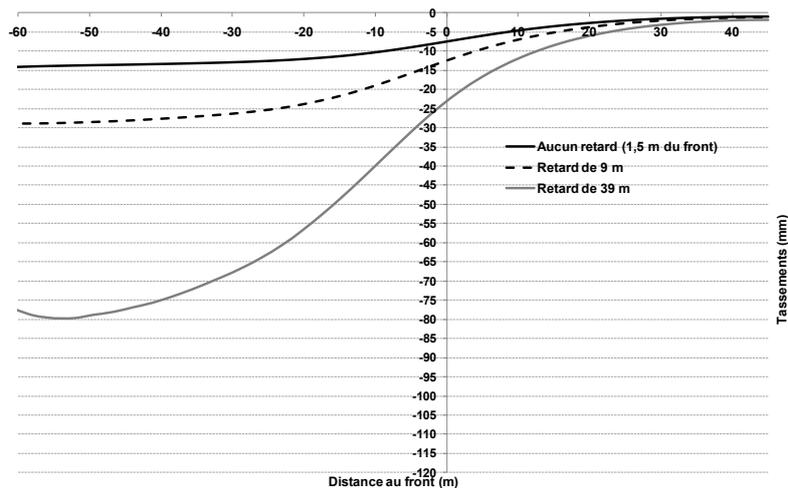


Figure 9.29 Influence du retard du radier sur le profil en long

9.4.92 Influence sur les déplacements inclinométriques

L'effet du retard du radier est également évident sur la déformation de l'inclinomètre à 13,3 m de l'axe du tunnel (figure 9.30). L'augmentation des déplacements en tête est du même ordre de grandeur que pour le tassement en surface. Au niveau du déplacement du ventre, l'incrément par rapport au cas sans retard est aussi très significatif: + 81 % avec un retard de 9 m et + 270 % avec un retard de 39 m.

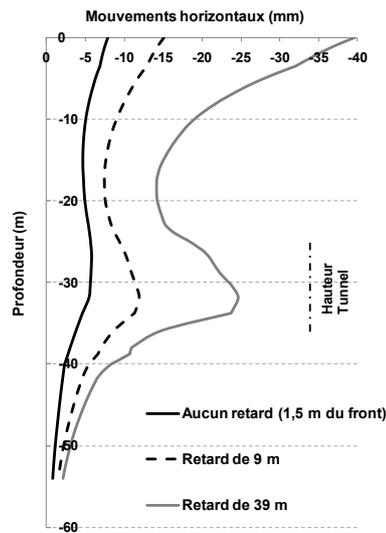


Figure 9.30 Influence du retard du radier sur les déplacements de l'inclinomètre

9.4.92 Influence sur les mouvements autour de l'excavation

Tout d'abord, on a analysé les effets du retard du radier sur l'extrusion totale au front de taille. Etant donné que le présoutènement reste le même, l'influence dans ce cas est, comme prévisible, fortement moins significative : + 10 % d'extrusion maximale avec un retard de 9 m et + 17 % avec un retard de 39 m.

En revanche, son impact est évident sur l'évolution des convergences, surtout à l'arrière du front. La figure 9.31 montre l'allure du (pré)tassement en clé en fonction de la distance du front de taille.

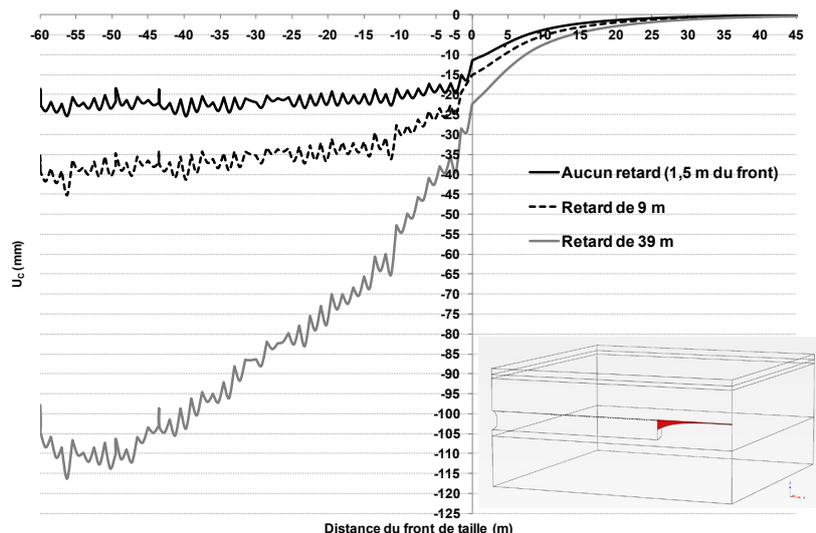


Figure 9.31 Influence du retard du radier sur la convergence en clé du tunnel

Une forte augmentation des convergences apparaît après le passage du front de taille. En outre, dans le cas du radier à 39 m du front, le graphe montre clairement que la stabilisation du tassement en clé survient seulement après la fermeture complète du soutènement. Ce phénomène a été visualisé sur le chantier.

9.4.93 Influence sur le comportement du soutènement

En analysant la déformation finale du soutènement, l'effet du retard du radier est à nouveau évident surtout au niveau du pied du cintre (figure 9.32). Celui-ci, qui n'est pas bloqué par le radier contre-voûté, poinçonne et se déplace vers le vide excavé provoquant une augmentation globale de la déformation du cintre.

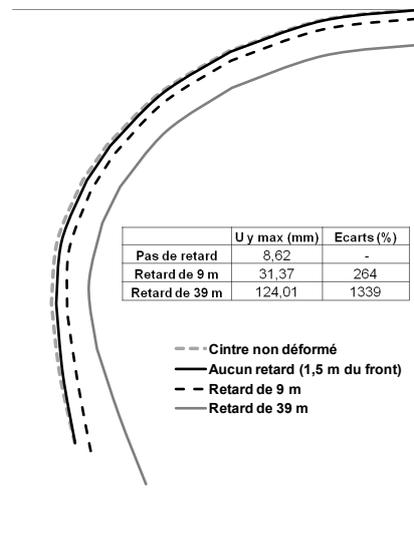


Figure 9.32 Influence du retard du radier sur la déformation du cintre

Le retard du radier provoque également une diminution significative des moments de flexion repris par le soutènement. Au niveau des piédroits et, en particulier, dans la zone de jonction entre la voûte et le radier, le moment est diminué de 80 % dans le cas de retard de 9 m (figure 9.33). Ce phénomène a été déjà montré par Dias [1999].

On peut ainsi conclure que la fermeture complète du soutènement près du front permet de limiter au mieux les tassements, toutefois son chargement est alors maximisé. Dans ce cas, il est donc essentiel de le dimensionner correctement afin d'éviter toute rupture en piédroit.

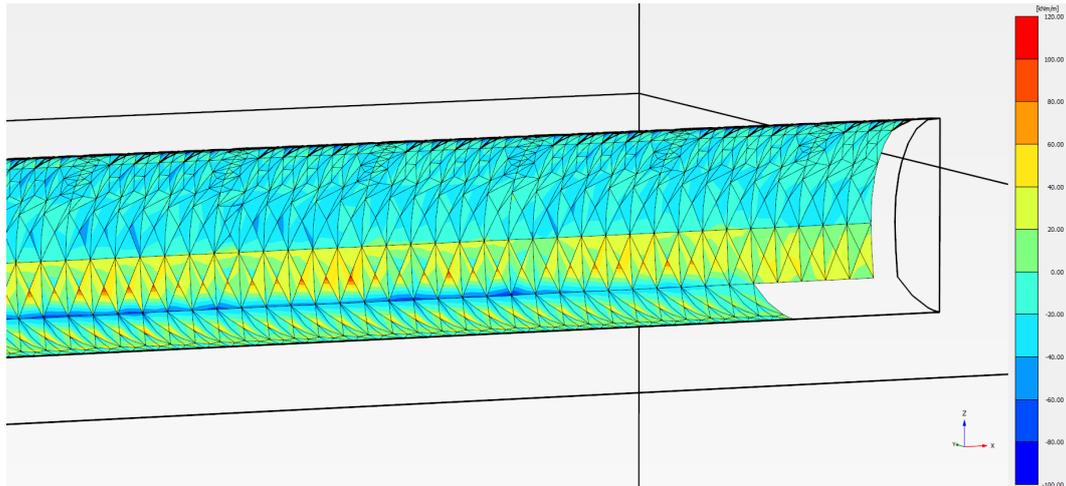


Figure 9.33 Moments de flexions dans le soutènement - Radier à 9 m du front

9.4.94 Influence sur les zones plastiques

On a enfin analysé et comparé les zones plastiques, autour de l'excavation, dans les trois cas différents (figure 9.34). Il en résulte que l'amplitude de la plastification augmente avec le retard du radier et elle se propage jusqu'au moment où le soutènement est complètement fermé.

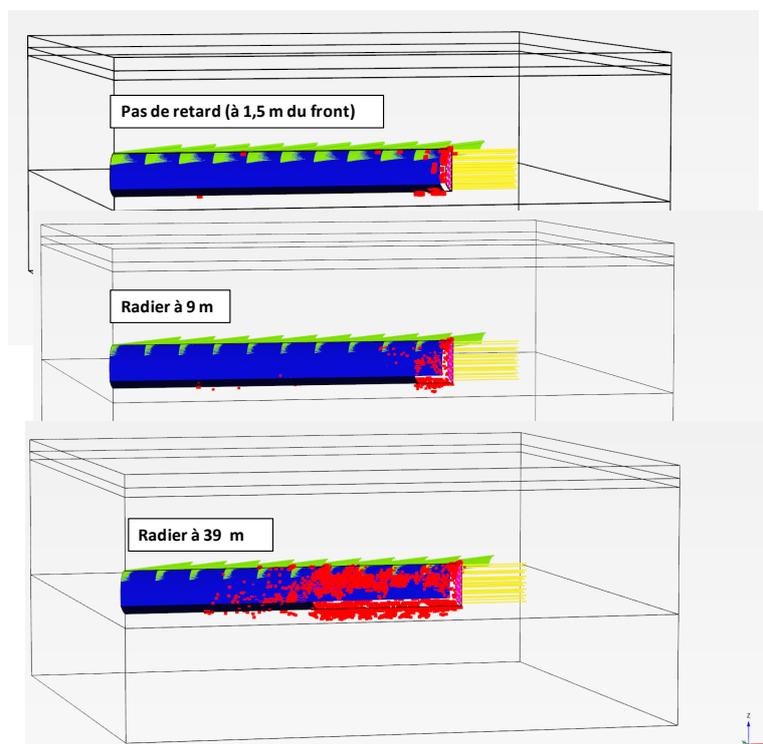


Figure 9.34 Influence du retard du radier sur la plastification du massif

9.5 Conclusion

Dans ce chapitre, plusieurs simulations numériques ont été menées afin d'étudier l'impact des différents systèmes de (pré)soutènement.

L'analyse des résultats a mis en évidence que le boulonnage au front joue un rôle prépondérant sur la réduction des déformations autour de l'excavation et des tassements de surface. La comparaison entre les boulons en acier et ceux en fibre de verre a confirmé que l'efficacité de ce système de préconfinement dépend principalement de la raideur globale du boulonnage.

En ce qui concerne le présoutènement en voûte parapluie et divergente, son influence sur la diminution des tassements de surface se montre limitée. Ceci peut s'expliquer de la façon suivante : la voûte parapluie (ou divergente) modélise, dans le cas traité dans cette étude, la technique de présupport nommée « forepoles » par Lunardi [2008]. Ce type de présoutènement, à la différence du boulonnage au front, n'a pas un effet de préconfinement sur le noyau du massif à l'avant du front. En effet, étant donné l'espacement entre les inclusions et leur diamètre, il n'y a pas une action transversale entre les boulons et, par conséquent, aucun effet voûte artificiel ne se produit. Ce phénomène a été aussi souligné par Volkmann et Shubert [2006] et Juneja et al [2010] lors de simulations numériques et d'essais sur un modèle réduit.

La voûte parapluie sert, dans ce cas, à lutter contre la fracturation du massif. Or, dans l'approche numérique adoptée le sol est modélisé de manière homogène et sans discontinuité. Pour cela l'effet positif de la voûte est encore plus masqué. Dans la réalité, et notamment dans le cas de Toulon, ce système de présoutènement joue, au contraire, un rôle très important du moment qu'il diminue fortement le risque d'instabilités en voûte et la formation de hors profils. De cette façon, la sécurité des ouvriers est mieux assurée, les surcoûts pour le remplissage des vides sont évités et le volume de terrain perdu est réduit.

Les calculs numériques ont enfin montré clairement que la réalisation retardée du radier contre-voûté provoque une très forte augmentation des déformations en tunnel et des tassements en surface. Dans le cas spécifique de tunnel en milieu urbain, où les tassements doivent être bien contrôlés, la fermeture du radier au plus près du front de taille représente ainsi une clé de la bonne réussite des travaux.

Dans le prochain chapitre, l'influence des ces différents systèmes de (pré)soutènement sur les valeurs du taux de déconfinement sera étudiée par le biais de calculs bidimensionnels calés sur les résultats numériques 3D.

10 Comparaison 2D/3D : calage du taux de déconfinement

Table des matières

- 10.1 Introduction*
- 10.2 Présentation de la simulation bidimensionnelle*
 - 10.2.1 Caractéristiques géométriques et géotechniques du modèle
 - 10.2.2 Phasage du calcul
- 10.3 Méthode adoptée pour la détermination du taux de déconfinement*
 - 10.3.1 Critère de comparaison
 - 10.3.2 Principes de la méthode du calage du taux de déconfinement
- 10.4 Présentation des résultats obtenus*
 - 10.4.1 Taux de déconfinement en fonction du type de présoutènement
 - 10.4.2 Influence de la densité du boulonnage sur λ
 - 10.4.3 Influence du retard du radier sur les valeurs de λ
- 10.5 Conclusion*

10.1 Introduction

Dans le chapitre précédent, l'influence des différents systèmes de (pré)soutènement sur la réaction du massif encaissant a été étudiée par le biais d'une approche numérique tridimensionnelle. Seul ce type de modélisation permet de simuler, dans toute sa complexité les phénomènes d'interaction entre le sol, les présoutènements et le soutènement provisoire du tunnel.

Toutefois, la pratique courante de calcul des tunnels, notamment vis-à-vis des tassements de surface, s'appuie encore, pour des raisons économiques, sur des simulations numériques 2D basées sur le principe de la méthode convergence-confinement. Dans le cadre de cette démarche, la fiabilité des calculs repose sur le choix du taux de déconfinement λ . Des méthodes d'évaluation de λ ont été proposées dans la littérature pour le cas de soutènements classiques mis en œuvre en arrière du front (Bernaud [1992], Corbetta [1991], Nguyen Minh et Guo [1993]). En revanche, il n'existe pas encore de méthodes reconnues pour évaluer l'influence des différents présoutènements sur la valeur du taux de déconfinement. Dans ce mémoire, on propose une démarche pour accomplir cet objectif. Par le biais de calculs bidimensionnels calés sur les résultats numériques 3D, les valeurs de taux de déconfinement correspondants aux différentes configurations de présoutènement analysées seront déterminées. La méthodologie adoptée sera présentée dans les prochains paragraphes.

10.2 Présentation de la simulation bidimensionnelle

10.2.1 Caractéristiques géométriques et géotechniques du modèle

Par le biais du code de calcul PLAXIS^{2D} 2010, un modèle bidimensionnel a été réalisé (figure 10.1). Il est sensé représenter une section transversale du modèle 3D précédemment adopté dans les calculs tridimensionnels.

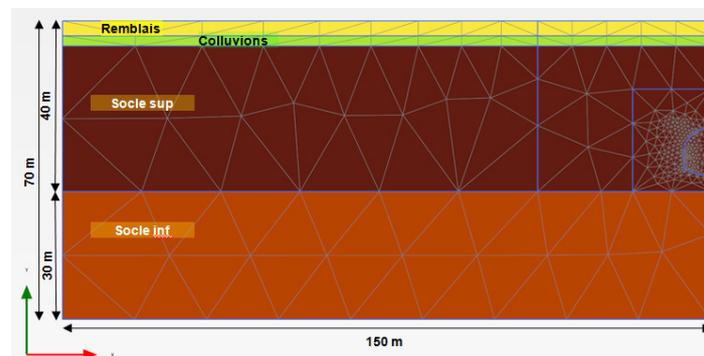


Figure 10.1 Nouveau modèle 2D, maillage

Le maillage 2D a été effectué en cherchant à respecter la même densité de maillage que le modèle 3D.

Le soutènement a été modélisé avec des éléments plaques ayant les mêmes caractéristiques de celles présentées dans le tableau 8.1.

En ce qui concerne les caractéristiques géomécaniques des différentes couches du sol, elles aussi restent les mêmes de celles adoptées dans la modélisation tridimensionnelle (voir tableau 9.2).

10.2.2 Phasage du calcul

La simulation bidimensionnelle, comme il a été présenté dans le chapitre 7, se base sur une construction par étapes du tunnel, qui s'appuie sur le concept du taux de déconfinement λ . Dans la majorité des calculs considérés, le phasage a été le suivant :

Tableau 10.1 Phasage des calculs bidimensionnels

Phase	Description
1	Initialisation des contraintes : comportement drainé du terrain
2	Excavation et déconfinement de λ
3	Mise en place du soutènement (voûte+radier) et fin du déconfinement

La valeur du taux λ , correspondante à chaque configuration du présoutènement, a été ainsi déterminée en calant les calculs 2D sur les résultats des simulations 3D. Cette démarche sera explicitée dans le prochain paragraphe. Une étape supplémentaire a été ajoutée dans la simulation bidimensionnelle des calculs 3D avec retard du radier. Dans ce cas une couple de valeurs du taux de déconfinement λ_1 et λ_2 seront proposées (voir tableau 8.2).

10.3 Méthode adoptée pour la détermination du taux de déconfinement

10.3.1 Critère de comparaison

Afin de pouvoir comparer les résultats 2D à ceux obtenus lors des simulations tridimensionnelles, il a fallu choisir un critère de comparaison. On a ainsi repris celui adopté dans le chapitre 8 (équation 8.4) pour caler les calculs numériques sur les mesures du chantier. Toutefois, trois modifications ont été apportées au nouveau critère :

- 1) Les données de référence ne sont plus les mesures du chantier mais cette fois-ci les résultats obtenus lors des calculs 3D.

- 2) L'écart entre les mouvements calculés au ventre de l'inclinomètre est rapporté au déplacement en tête obtenu lors des calculs 3D.
- 3) La demi-convergence horizontale maximale (U) du soutènement a été ajoutée comme nouveau paramètre dans le critère.

L'équation analytique du critère devient ainsi la suivante :

$$f(S,i,T,V,U) = \left(\frac{S_{2D} - S_{3D}}{S_{3D}} \right)^2 + \left(\frac{i_{2D} - i_{3D}}{i_{3D}} \right)^2 + \left(\frac{T_{2D} - T_{3D}}{T_{3D}} \right)^2 + \left(\frac{V_{2D} - V_{3D}}{T_{3D}} \right)^2 + \left(\frac{U_{2D} - U_{3D}}{U_{3D}} \right)^2 \quad (10.1)$$

Avec :

- S : profondeur maximale stabilisée de la cuvette de tassement.
- i : abscisse du point d'inflexion à partir de l'axe de symétrie verticale du tunnel. Sa valeur a été obtenue par optimisation aux moindres carrés de la formule de Peck sur les résultats numériques.
- T : mouvement horizontal à la tête de l'inclinomètre fictif, placé à 13,3 m de l'axe vertical du tunnel.
- V : mouvement horizontal au ventre de l'inclinomètre (à 27,5 m de profondeur environ).
- U : demi-convergence horizontale maximale du soutènement.

La valeur de l'inverse du critère ($1/f$) a été ensuite utilisée pour déterminer la valeur du taux de déconfinement à retenir, selon la méthode ci-dessous décrite.

10.3.2 Principes de la méthode du calage du taux de déconfinement

La démarche suivie pour déterminer la valeur du taux de déconfinement correspondante aux différentes configurations de présoutènement, analysés lors des simulations tridimensionnelles, est la suivante :

- 1) Le calcul 2D a été mené en faisant varier le taux de déconfinement dans une plage de valeurs comprises entre 0,2 et 0,8. Le pas de variation a été au début de 0,05 et ensuite il a été raffiné à 0,01 entre $0,5 < \lambda < 0,65$.
- 2) Les résultats de chaque calcul bidimensionnel ont été exploités et, selon le cas 3D considéré, la valeur de la « fonction critère » f a été calculée.
- 3) Pour chaque cas de présoutènement examiné, l'expression analytique ($1/f$) a été ensuite tracée en fonction du taux de déconfinement.
- 4) La valeur de λ correspondante au maximum de la fonction ($1/f$) a été enfin retenue dans chaque cas d'étude.

Ci-dessous un exemple de cette démarche est présenté. La simulation 3D considérée est celle avec le présoutènement par boulonnage au front en fibre de verre avec une densité de $0,33 \text{ b/m}^2$ (cas 6 dans le tableau 9.4). L'allure de la réciproque de la fonction f , obtenue dans ce cas, est présentée en figure

10.2. La valeur du taux de déconfinement qui permet ainsi de mieux caler le calcul 2D à la simulation tridimensionnelle, prenant en compte ce type de présoutènement, résulte être $\lambda=0,56$.

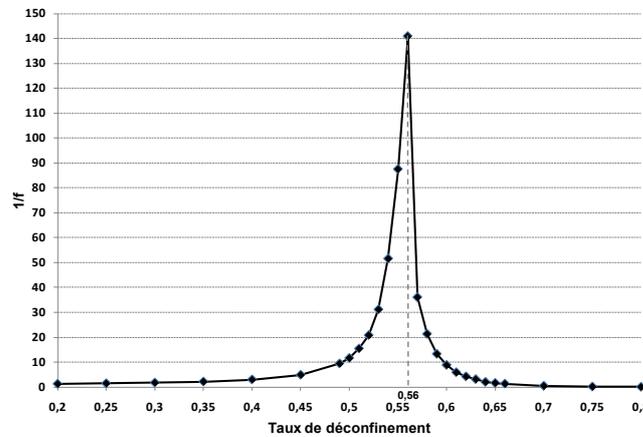


Figure 10.2 Exemple de l'allure de la réciproque du critère f en fonction de la valeur du taux de déconfinement (cas du boulonnage en fibre de verre)

Cette démarche a été répétée pour tous les autres configurations de présoutènement sans retard du radier (du cas 1 au cas 8 du tableau 9.4).

En revanche, pour les cas avec activation du radier à 9 et 39 m du front de taille (cas 9a et 9b du tableau 9.4), deux valeurs de taux de déconfinement optimales ont du être déterminées. La démarche suivie dans ce cas sera présentée dans le paragraphe 10.43.

10.4 Présentation des résultats obtenus

10.4.1 Taux de déconfinement en fonction du type de présoutènement

Le calcul 2D a été calé sur les différentes configurations de présoutènement, considérées dans les simulations 3D, selon la méthode présentée précédemment. Pour chaque cas traité dans le chapitre 9, la valeur du taux de déconfinement optimal a été ainsi déterminée (tableau 10.2).

Tableau 10.2 Taux de déconfinement optimal selon le type de présoutènement

Cas	Présoutènement	λ_{optimal}
1	Aucun	0,65
2	Voûte parapluie (VP) avec tubes pétrolier	0,63
3	Voûte divergente (VD) avec tubes pétrolier	0,64
4	Boulonnage au front : acier (0,33 b/m ²)	0,51
5	VP (tubes pétrolier) + Boulons au front (acier)	0,5
6	Boulonnage au front : fibre de verre (0,33 b/m ²)	0,56

Les résultats, comme prévu, confirment les conclusions faites lors du chapitre 9, c'est-à-dire que :

- la voûte parapluie ou divergente a peu d'influence sur la réaction du massif et donc sur la valeur du taux de déconfinement ;
- le boulonnage au front, en revanche, permet une réduction significative de λ ;
- les boulons en acier permettent de diminuer le taux de déconfinement par rapport au cas avec les boulons en fibre de verre. Ceci s'explique par la raideur globale plus importante du boulonnage en acier.

Pour chacun des cas étudiés, une comparaison entre les calculs 3D et ceux 2D « optimaux » a été réalisée. Ceci a logiquement concerné les quantités considérées dans le critère de comparaison, c'est-à-dire la cuvette de tassement, les mouvements de l'inclinomètre et la déformée du cintre. Enfin, les efforts dans le soutènement ont été également comparés.

On présente, à titre d'exemple, les résultats du calage du calcul bidimensionnel sur la simulation 3D concernant l'excavation du tunnel sans aucun pré-soutènement (cas 1 du tableau 10.2). La valeur optimale du taux de déconfinement obtenue est dans ce cas de 0,65.

10.4.11 Cuvette transversale de tassement de surface

En suivant la méthode décrite dans les paragraphes précédents, la cuvette de tassement obtenue lors du calcul 2D se cale bien à celle calculée dans le modèle 3D (figure 10.3). Ceci est confirmé aussi dans les autres cas analysés.

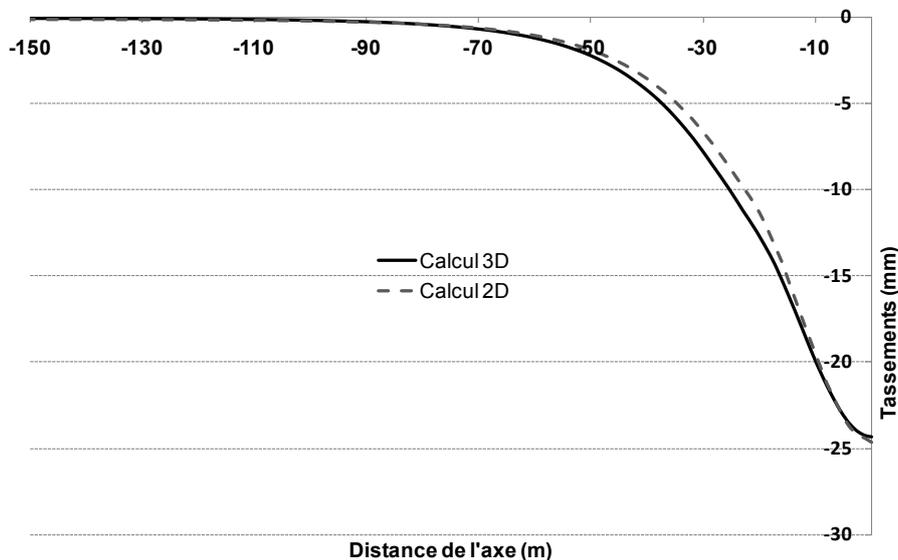


Figure 10.3 Calage du calcul 2D sur celui 3D – cuvette de tassement

10.4.12 Inclinomètre

Dans tous les cas étudiés avec fermeture du soutènement à 1,5 du front, un très bon calage apparaît également pour les mouvements horizontaux de l'inclinomètre vertical placé à 13,3 m de l'axe du tunnel (figure 10.4).

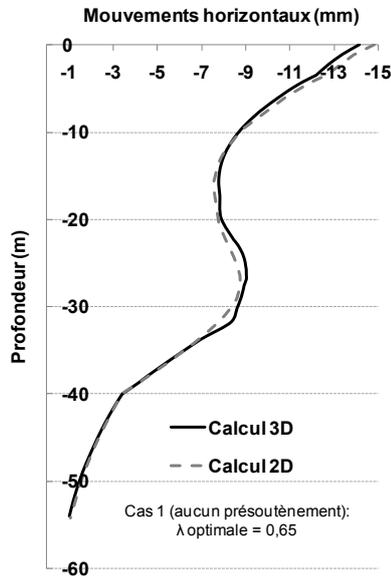


Figure 10.4 Calage du calcul 2D sur celui 3D – allure de l'inclinomètre

10.4.13 Déformation du soutènement et efforts repris

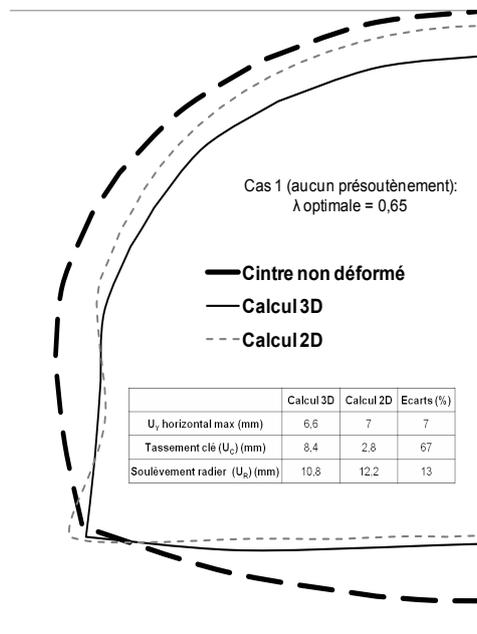


Figure 10.5 Calage du calcul 2D sur celui 3D – déformation du soutènement

En ce qui concerne la déformation du soutènement, on retrouve dans les différentes études une bonne approximation, entre l'approche 2D et celui 3D, au niveau du soulèvement du radier et de la demi-convergence horizontale maximale. Les écarts maximum sont en effet de l'ordre de 10 %. En revanche, la simulation bidimensionnelle sous-estime les tassements en clé par rapport au modèle 3D. Cet écart, de 70 % environ, se présente dans tous les cas bidimensionnels calés sur les simulations 3D sans retard du radier.

Les efforts globaux repris par le soutènement (cintre+béton projeté) ont été également comparés. Même si l'allure des efforts obtenue avec les deux approches est comparable, un écart significatif, entre la modélisation 2D et celle 3D, apparaît dans le moment fléchissant maximum mesuré au niveau de l'encastrement entre le soutènement et le radier contre-voûté. La valeur obtenue avec la simulation bidimensionnelle est plus de deux fois supérieure à celle calculée lors du calcul 3D (figure 10.6). Cette valeur est donc à prendre avec précautions bien que, dans notre cas, sécuritaire vis-à-vis du dimensionnement.

Möller et Vermeer [2005, 2006, 2008] ont déjà mis en évidence les différences entre l'approche 3D et les simulations 2D. Sur la base d'analyses numériques calées sur des mesures in situ, ils montrent qu'il n'est pas possible de retrouver au même moment les tassements de surface et les efforts dans le soutènement, avec une seule valeur du taux de déconfinement. L'approche bidimensionnelle en effet n'est pas à même de simuler le changement des contraintes au niveau du front de taille, qui est proprement un phénomène tridimensionnel. Ils concluent ainsi que seulement une modélisation 3D donne des résultats satisfaisants pour la globalité du problème.

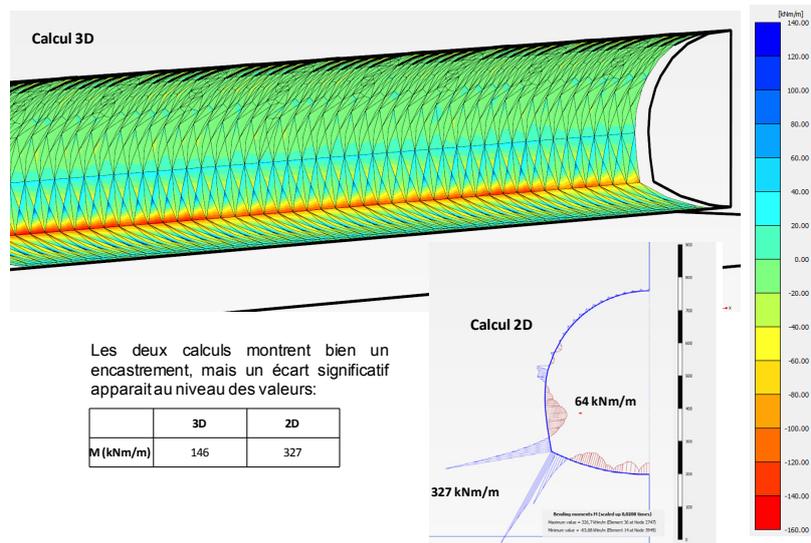


Figure 10.6 Comparaison entre les efforts repris par le soutènement dans l'approche 2D et 3D.

10.4.2 Influence de la densité du boulonnage sur λ

L'étude n°7, présentée dans le chapitre 9, concernant la densité du boulonnage en fibre de verre a été considérée. Pour chaque densité, le taux optimal de déconfinement a été déterminé (figure 10.7).

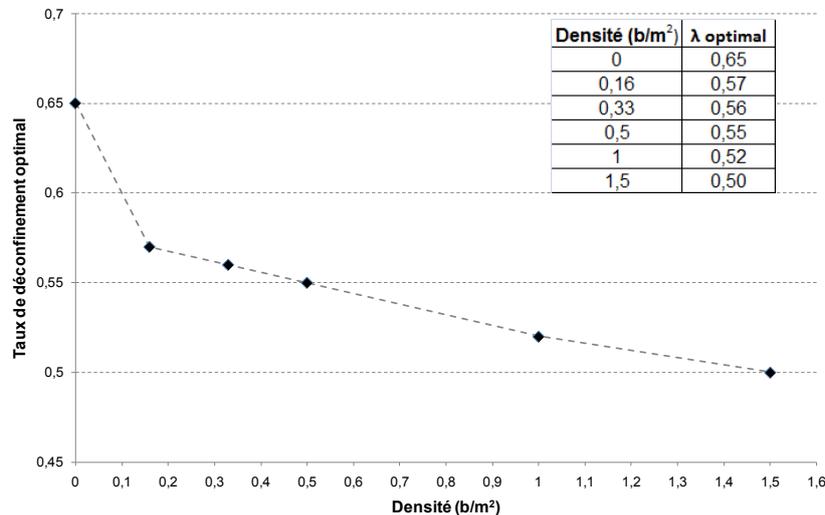


Figure 10.7 Taux de déconfinement en fonction de la densité du boulonnage au front (en fibre de verre)

La densité de boulonnage résulte avoir une influence significative sur le taux de déconfinement. En passant d'une densité nulle à une densité forte de boulonnage (1,5 b/m²), la réduction du taux de déconfinement est en effet de l'ordre de 0,15. Cependant, déjà avec une densité faible (0,16 b/m²) on obtient la moitié de cette diminution.

Un changement de pente est notable aux alentours d'une densité de 0,2 b/m². Les valeurs de λ proposées sont probablement un peu sous-estimées du moment que le calage bidimensionnel est fait sur les résultats des calculs 3D avec boulons à longueur constante. Cette approche, comme cela a déjà été montré, conduit à une surestimation de l'effet « positif » du boulonnage par rapport à une modélisation avec renouvellement réel des boulons.

A ce propos, on a ensuite repris le cas d'étude tridimensionnelle n°8 (boulons en acier) concernant la modélisation du boulonnage au front (longueur constante ou réel renouvellement). Le calage 2D a confirmé que, lors de la détermination de la densité du boulonnage, si on considère seulement les boulons de longueur $L_{\min \text{ active}} \geq 6 \text{ m}$ (R_{tunnel}), l'écart en termes de λ_{optimal} entre la modélisation simplifiée à longueur constante et celle avec le réel renouvellement est réduit (Tableau 10.3).

Tableau 10.3 Calage du taux de déconfinement sur les modélisations 3D avec boulonnage en acier à longueur constante ou avec le réel renouvellement

	Cas de référence	Densités dans les modélisations avec boulonnage à long. constante	
	Réel renouvellement	0,33 b/m ²	0,25 b/m ²
λ_{optimal}	0,55	0,51	0,53

10.4.3 Influence du retard du radier sur les valeurs de λ

Dans le chapitre 9, l'effet de la réalisation en retard du radier contre-voûté sur les mouvements du massif a été étudié. On a voulu ensuite analyser son influence sur les valeurs du taux de déconfinement.

10.4.31 Principes du calage bidimensionnel

Par rapport au phasage utilisé dans les calculs 2D ci-dessus présentés, une étape supplémentaire a été ajoutée afin de prendre en compte, dans la simulation numérique, le décalage spatial et temporel entre l'avancement du front de taille et la réalisation du radier. Les étapes du calcul avec les taux de déconfinement (λ_1 et λ_2) ont été déjà présentées dans le chapitre 8, tableau 8.2 et figure 8.2.

Les calculs 2D ont été ainsi calés sur les résultats des simulations tridimensionnelles, avec le retard du radier à 9 et 39 m, toujours par le biais du critère de comparaison présenté en équation 10.1. Toutefois, afin de limiter le nombre de calculs bidimensionnels à réaliser et exploiter, les hypothèses suivantes ont été considérées :

$$\lambda_1 \geq 0,5 \quad (10.2)$$

$$\lambda_1 < \lambda_2 \quad (10.3)$$

$$\lambda_1^{(i)} = \lambda_1^{(i-1)} + \Delta\lambda \quad (10.4)$$

avec $\Delta\lambda = 0,05$ (en général)

La première hypothèse est justifiée du fait que dans le cas du modèle 3D avec le même présoutènement mais aucun retard du radier, la valeur du taux de déconfinement optimal obtenue a été de 0,5. Dans le cas avec le retard, il est raisonnable de penser que le taux correspondant à la même phase du calcul, celle de l'excavation, soit égal ou supérieur à celui-ci.

10.4.32 Valeurs de λ optimales

Selon les critères énoncés, toutes les combinaisons (λ_1 / λ_2) ont été ainsi testées et celle correspondante à la meilleure valeur de la réciproque de la fonction f a été enfin retenue (Tableau 10.4).

Tableau 10.4 Calage des valeurs du taux de déconfinement dans le cas des simulations avec retard du radier

Cas analysés	λ_1	λ_2
Aucun retard	0,5	-
Retard radier 9 m	0,5	0,55
Retard radier 39 m	0,5	0,74

Le fait de retarder le radier ne semble pas avoir une influence sur la première valeur du taux de déconfinement, lié à la phase d'excavation. Ce résultat apparaît assez logique, du moment que le présoutènement est le même dans les trois cas et, comme souligné dans le chapitre 9, le fait de retarder le radier a moins d'influence sur les déformations du massif à l'avant du front de taille par rapport à celles à l'arrière. La distance à laquelle il est réalisé, par rapport au front de taille, montre en revanche un impact significatif sur la valeur du deuxième taux de déconfinement, correspondant à la mise en place de la voûte (cintre+béton projeté). Plus la distance entre le front et le radier augmente, plus les déformations du massif s'amplifient ainsi que la valeur de λ_2 optimale. Dans le cas avec un retard du radier de 39 m, le pas $\Delta\lambda$ a été réduit dans les calculs bidimensionnels afin d'avoir un calage plus satisfaisant avec les résultats 3D.

10.4.33 Comparaison entre les résultats 2D et ceux 3D de référence

Pour les deux configurations étudiées (retard 9 et 39 m), une comparaison entre les calculs 3D et ceux 2D, proposés comme « optimaux », a été réalisée. Dans les deux cas, on obtient un bon calage au niveau de la cuvette de tassement et de la déformation du soutènement (figure 10.8 et figure 28 en Annexe 3). On peut, toutefois, noter que contrairement aux cas sans retard du radier, les calculs 2D surestime le tassement en clé du soutènement par rapport à la simulation 3D.

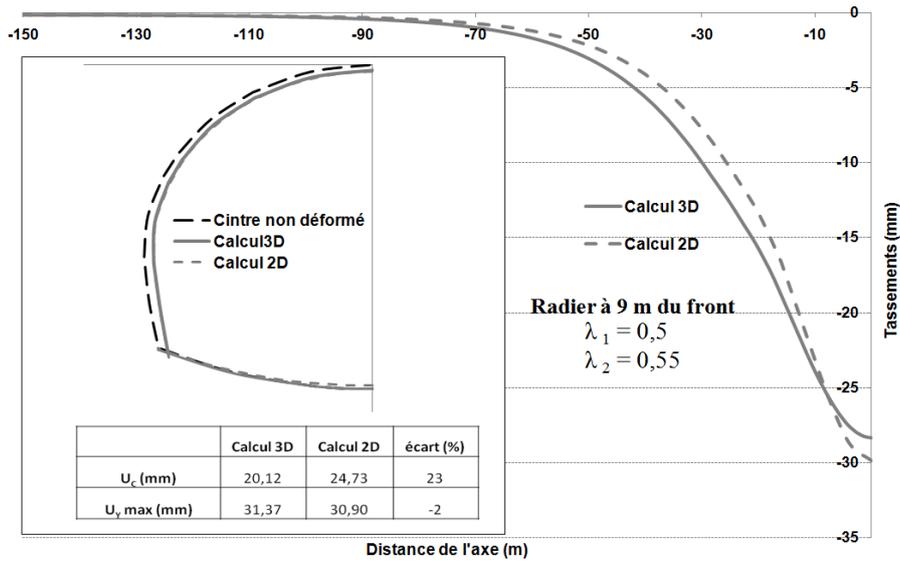


Figure 10.8 Comparaison entre les résultats 2D et ceux 3D, retard du radier 9 m

En ce qui concerne la déformation de l'inclinomètre, le calcul 2D arrive dans les deux cas à reproduire assez correctement les déplacements en tête et au pied mais il sous-estime ceux au niveau du ventre, à la profondeur de l'excavation (figure 10.9 et figure 29 en Annexe 3). Ceci met en évidence que la simulation 2D reste une simplification du phénomène tridimensionnel du creusement d'un tunnel.

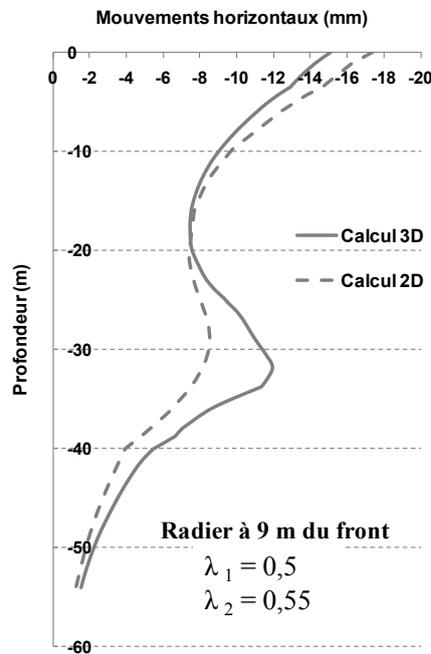


Figure 10.9 Inclinomètre, comparaison entre les résultats 2D et 3D (retard radier 9 m)

10.5 Conclusion

Dans la pratique courante de calcul de tunnels, des simulations bidimensionnelles basées sur le principe de la méthode convergence-confinement sont habituellement réalisées. Dans ce chapitre, une méthodologie pour évaluer la valeur du taux déconfinement appropriée aux différents possibles systèmes de (pré)soutènement est proposée. Elle se base sur un calage des calculs 2D sur les résultats des simulations tridimensionnelles par le biais d'un critère de comparaison, qui prend en compte les déformations du massif ainsi que du soutènement.

Les résultats de cette étude mettent en évidence que le boulonnage au front joue un rôle prépondérant sur la valeur du taux de déconfinement. Celui-ci résulte être en effet strictement lié à la densité du renforcement, au matériau constituant les boulons et en général à sa raideur globale.

Dans le cas des simulations avec retard du radier, des couples de valeurs du taux de déconfinement sont également proposées. Cette analyse a montré que plus la distance entre le front de taille et la mise en place du radier contrevoûté s'amplifie, plus le deuxième taux de déconfinement λ_2 augmente. En revanche, la valeur de λ_1 (taux de déconfinement lié à la phase d'excavation) ne semble pas être influencée par le fait de retarder ou non le radier.

Avec les valeurs du taux de déconfinement proposées, on obtient globalement un bon calage entre les résultats 2D et ceux 3D. Toutefois les écarts, qui apparaissent entre les résultats des deux approches (surtout au niveau des déformations et des efforts du soutènement), montre également que la simulation 2D n'arrive pas à simuler dans toute sa complexité le phénomène tridimensionnel du creusement du tunnel.

En conclusion, il faut souligner que tous les valeurs de λ proposées doivent être retenues comme indicatives, du moment qu'elles sont liées aux caractéristiques propres de nos analyses et simulations. Des études supplémentaires devraient être faites afin de pouvoir généraliser l'impact des divers éléments de (pré)soutènement.

11 Retro-analyses numériques finales sur la section instrumentée II

Table des matières

- 11.1 Introduction*
- 11.2 Calage du calcul tridimensionnel sur les données in situ*
 - 11.2.1 Modélisation du (pré)soutènement mis en place sur chantier
 - 11.2.2 Démarche et résultats du calage du modèle 3D sur les mesures in situ
 - 11.2.3 Conclusion du calage 3D
- 11.3 Calage final du calcul bidimensionnel*
 - 11.3.1 Principes de l'étude
 - 11.3.2 Valeurs du taux de déconfinement calées sur la zone de la section instrumentée
 - 11.3.3 Comparaison entre le calage 2D-3D et les mesures in situ
- 11.4 Conclusion*

11.1 Introduction

Dans les chapitres 9 et 10, les effets des différents systèmes de (pré)soutènement sur la réaction du massif et sur la valeur du taux de déconfinement ont été étudiés par le biais de simulations couplées 3D et 2D. Les caractéristiques géomécaniques prises en compte dans ces calculs ont été déduites d'une première retro-analyse numérique bidimensionnelle sur les mesures enregistrées dans la section instrumentée Alexandre 1^{er} (section II). A la fin de cette étude initiale, présentée dans le chapitre 8, un quadruplet de valeurs E_{50}^{ref} , K_0 , λ_1 et λ_2 a été en effet retenu. Cependant, lors des conclusions on avait également souligné la forte influence sur les résultats du taux de déconfinement qui fait qu'une infinité de solutions sont possibles, étant donné le nombre de paramètres incertains dans notre problème. Pour cette raison, un modèle 3D a été successivement réalisé ayant le but d'éliminer cette variable λ importante.

Dans le présent chapitre, qui conclut ce mémoire, le modèle tridimensionnel sera calé sur les données de la section instrumentée II. Il permettra de vérifier la pertinence des valeurs géomécaniques prises en compte au départ. Les choix retenus afin de modéliser le présoutènement réel mis en place dans la zone concernant la section seront également explicités.

Le calcul bidimensionnel sera ensuite recalé sur les résultats numériques tridimensionnels afin de vérifier les valeurs du taux de déconfinement permettant de simuler le processus d'excavation du tunnel dans la zone étudiée. Une comparaison finale entre les résultats du calage numérique, 2D et 3D, et les mesures in situ sera enfin présentée.

11.2 Calage du calcul tridimensionnel sur les données in situ

Le modèle 3D réalisé lors de l'étude sur l'influence des différents systèmes de présoutènement a été reconsidéré. Afin de simuler le creusement du tunnel dans la zone de la section II, il a fallu tout d'abord modéliser au mieux le présoutènement réellement mis en place ainsi que le phasage des travaux. Toutes les informations recueillies sur le chantier ont permis d'accomplir cette tâche complexe.

Les caractéristiques de la modélisation ainsi que les résultats du calage numérique 3D sur les mesures in situ seront présentés dans les paragraphes suivants.

11.2.1 Modélisation du (pré)soutènement mis en place sur chantier

Grâce aux documents et aux informations collectés sur le chantier, un schéma du présoutènement mis en place dans la zone de la section instrumentée II a pu être réalisé (figure 11.1).

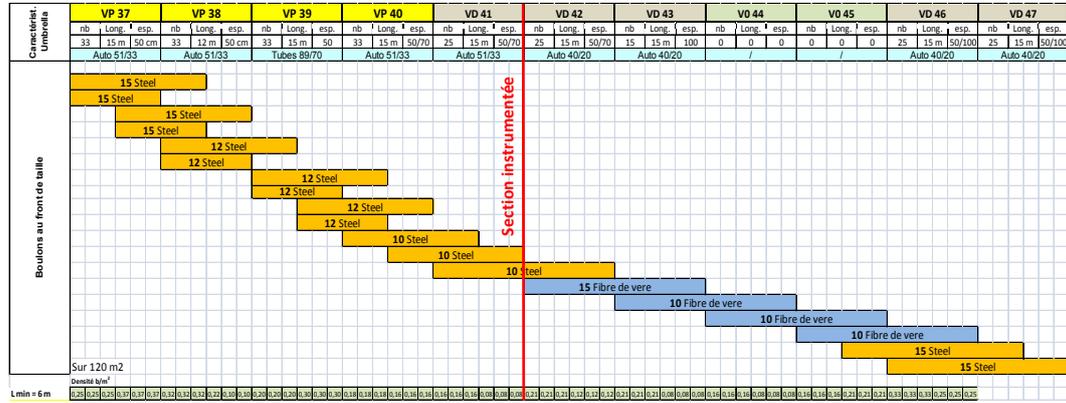


Figure 11.1 Présoutènement mis en place dans la zone de la section instrumentée II

Il montre clairement que les caractéristiques du présoutènement, en termes de nombre, type et longueur des renforcements, ont significativement été modifiés dans la zone étudiée. Des choix ont du ainsi être faits afin de simplifier le présoutènement réel et de pouvoir l'introduire dans un modèle numérique.

11.2.11 Prise en compte des renforcements en voûte

Dans toute la zone précédant la section instrumentée, des voûtes parapluies ont été installées. Elles ont ensuite été remplacées par des voûtes divergentes. De plus, le type, le nombre et la longueur des boulons ont également changé. Afin de pouvoir réutiliser le modèle déjà mis au point lors des précédentes analyses, sans devoir refaire le maillage, on a modélisé un présoutènement en voûte ayant toujours les caractéristiques suivantes (figure 11.2) : 13 autofoeurs (51/33) de 18 m, espacés de 50 cm, inclinés à 6° et renouvelés chaque 9 m. Cette simplification trouve une justification dans les résultats présentés dans le chapitre 9 et 10. Lors de ces analyses on a en effet souligné la faible influence sur les résultats numériques du changement du type de boulon en voûte et de leur inclinaison. De plus, les simulations ont montré que dans notre cas d'étude la voûte parapluie (ou divergente) ne joue pas un rôle déterminant sur les déformations finales du massif, surtout en surface, ainsi que sur la valeur du taux de déconfinement λ .

11.2.12 Modélisation du boulonnage au front

Comme pour le présoutènement en voûte, le boulonnage au front, réalisé dans la zone du chantier de Toulon étudiée, ne présente pas des caractéristiques

homogènes. Pour cette raison, même dans ce cas, des simplifications ont du être faites afin de rendre faisable sa modélisation.

Vu l'extrême complexité de simuler le renouvellement réel des boulons, on a donc choisi de reconsidérer le modèle 3D avec 20 boulons (uniformément repartis sur le front) à longueur constante de 18 m. En s'appuyant toujours sur le schéma en figure 11.1, on a ainsi décidé de modéliser des boulons en acier jusqu'à l'aplomb de la section instrumentée (placée fictivement au milieu environ du modèle), suivis par des boulons en fibre de verre (figure 11.2).

La densité du boulonnage, à chaque pas d'avancement sur chantier, a été ensuite calculée, en considérant seulement les boulons ayant une longueur d'ancrage $L \geq 6$ m (voir figure 11.1). A ce propos, dans les chapitres 9 et 10, on a montré que cela permet de mieux s'approcher à une simulation numérique dans laquelle le renouvellement réel des boulons est modélisé.

Une densité moyenne de boulonnage a été enfin calculée respectivement pour la zone avant ($0,22 \text{ b/m}^2$) et après la section instrumentée ($0,18 \text{ b/m}^2$). De cette façon, ces densités du boulonnage ont pu être simulées en faisant varier proportionnellement le module et la résistance au frottement latéral des boulons (voir chapitre 9). Les caractéristiques ainsi retenues sont présentées en figure 11.2.

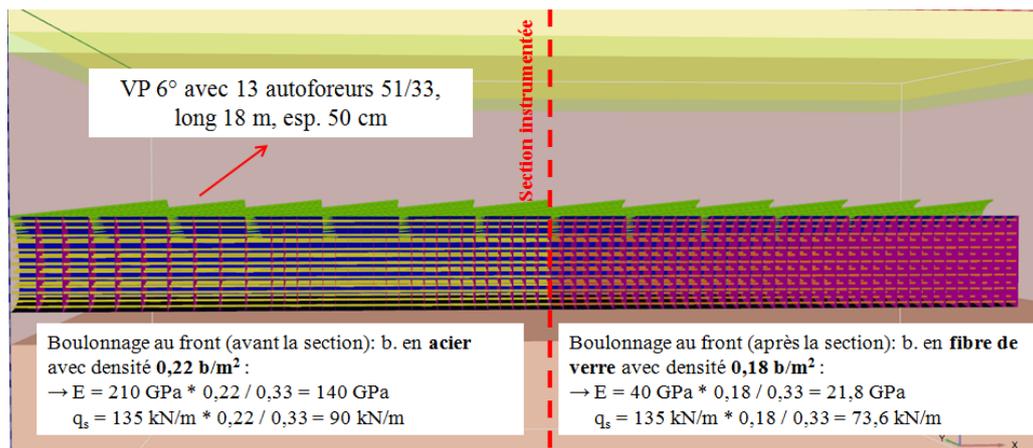


Figure 11.2 Prise en compte du réel boulonnage au front dans le modèle 3D

11.2.13 Activation du radier contre-vouté

Suite à la modélisation du présoutènement, il a fallu choisir à quelle distance du front de taille appliquer, dans le modèle numérique, le radier contre-vouté. Ceci a en effet un impact majeur sur les déformations finales du massif (voir chapitre 9). Les fiches des travaux du chantier concernant la zone étudiée ont donc été analysées. Le tableau 11.1 a ainsi pu être rédigé, il montre les distances entre les fronts de taille et les positions du radier. On rappelle que la section instrumentée se positionne au PM 882 ; lors que le front l'a rejointe le radier se trouvait à 37 m environ de distance. Le tableau met surtout en évidence la forte variabilité du retard du radier, souvent réalisé seulement en

demi-partie (gauche ou droite) afin de garantir le passage des camions pour le marinage. Dans le cadre de notre modélisation numérique, on a enfin décidé de prendre la moyenne de ces différentes distances. Le modèle avec l'activation du radier contre-vouté à 39 m du front a pu être ainsi à nouveau considéré.

Tableau 11.1 Distances entre la mise en place du radier et le front de taille dans la zone de la section instrumentée

PM front	PM radier	Distance	Moyenne
882	845	37	
894	851	43	
896	882	14	
942	882	65	
944	894	50	
944	906	38	
951	918	33	
951	930	21	

11.2.2 Démarche et résultats du calage du modèle 3D sur les mesures in situ

Les autres caractéristiques du modèle 3D, c'est-à-dire le soutènement et le phasage du calcul, restent les mêmes que celles décrites dans le chapitre 9.

Si on reconsidère maintenant le cas de calcul n° 9b, traité toujours dans le chapitre 9, une réflexion importante peut être faite. Ce calcul, mené avec un retard du radier de 39 m et un présoutènement plus lourd que celui mis en place dans la zone de la section instrumentée, a montré des déformations significativement supérieures à celles mesurées in situ ($S_{3D} = 80$ mm contre S_{section} de l'ordre de 20 mm). Ceci nous suggère que les paramètres géomécaniques du massif, déduits par le biais de la première étude en retro-analyse numérique 2D sur les mesures in situ (chapitre 8), étaient sous-estimés.

Pour cette raison, et en s'appuyant sur les résultats de l'étude géotechnique présentée dans le chapitre 3, on a lancé une série de simulations en augmentant progressivement le module E_{50}^{ref} et la cohésion du Socle. A ce propos, la distinction entre la couche supérieure et inférieure du Socle a été supprimée et l'augmentation des caractéristiques a concerné dans les mêmes proportions les deux couches. Les autres paramètres (φ , ν , K_0 etc.) restent les mêmes que ceux présentés dans le tableau 9.2.

Les résultats de chaque calcul numérique 3D ont été comparés aux différentes mesures disponibles sur la section instrumentée (profil en long de tassement, cuvette transversale, allures des inclinomètres, extensomètres vertical et radiaux et déformation du cintre etc.).

En conclusion les calculs numériques suivants ont été lancés :

Tableau 11.2 Cas de calcul 3D lancés lors du calage sur les mesures in situ

Cas de calcul	E_{50}^{ref} SOCLE (MPa)	c' SOCLE (kPa)
1	120	30
2	180	30
3	180	40
4	180	50
5	200	40
6	240	40

11.2.21 Profil en long du tassement

Les allures du tassement en fonction de la distance au front, obtenues dans les différents cas numériques, ont été comparées aux mesures réelles enregistrées sur le chantier. Différents points de mesure placés à l'axe du tunnel, dans la zone de la section instrumentée II, ont été ainsi considérés afin d'avoir une vue globale de la réaction du massif en surface.

La figure 11.3 montre qu'en améliorant les caractéristiques du Socle, on s'approche progressivement du comportement enregistré in situ. Avec les valeurs du module et de cohésion considérées dans le cas 4 et 6 (180/50 et 240/40) l'amorce du tassement et sa progression sont bien simulés, l'objectif final étant d'obtenir un tassement final qui se place entre les valeurs stabilisées du fuseau des points considérés.

Dans le « Mémoire de synthèse géologique, hydrogéologique et géotechnique » (ref. XN08, 2005) deux tableaux, présentant deux jeux différents de paramètres mécaniques du Socle, ont été proposés (chapitre 3).

Le premier, avec les caractéristiques dites « pessimistes », a été retenu pour les calculs du projet du tube Sud de Toulon et également comme point de départ pour l'étude en retro-analyse faite dans le cadre de ce travail de recherche. Le deuxième tableau proposait des valeurs définies « plus réalistes » qui, en termes de E et c' , apparaissent être les mêmes que ceux utilisés dans le cas 6 du présent calcul 3D. Ce résultat est remarquable et nous permet d'avoir une validation du modèle tridimensionnel. Les prochaines comparaisons confirmeront que ce jeu de paramètre donne en effet un calage très satisfaisant avec la globalité des mesures. Pour toutes ces raisons, les caractéristiques géomécaniques du Socle du cas 6 ont été ensuite retenues dans la suite de l'étude en retro-analyse bidimensionnelle.

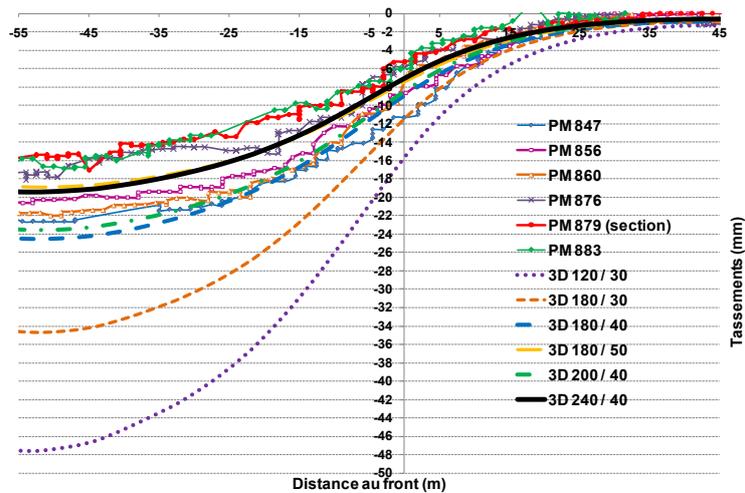


Figure 11.3 Comparaison entre les résultats numériques 3D et les profils en long du tassement mesurés dans la zone de la section II

11.2.22 Cuvette transversale de tassement

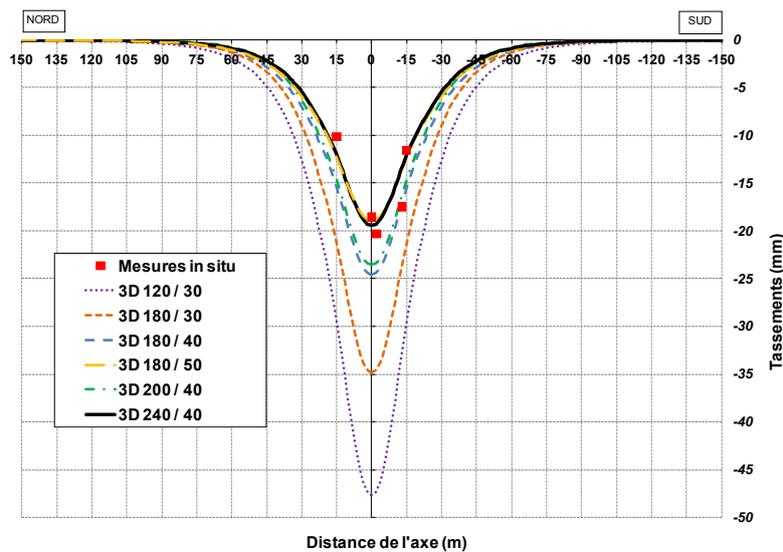


Figure 11.4 Comparaison entre les résultats numériques 3D et la cuvette de tassement obtenue à l'aplomb de la section II

Les cuvettes de tassement ont été comparées à celle mesurée à l'aplomb de la section II. Malgré le faible nombre de points de mesure, il est évident que le cas 6 (240/40) arrive à simuler correctement l'allure du tassement transversal réel.

L'allure des cuvettes normalisées a ensuite été confrontée, en considérant aussi celles à côté de la section afin d'avoir plus de points de mesure. Cette

analyse a mis en évidence qu'indépendamment du cas de calcul on arrive à modéliser correctement la largeur de la cuvette (figure 30 en Annexe 3).

11.2.23 Extensomètre vertical

Un très bon calage apparaît aussi entre le résultat numérique du cas 6 et les mesures enregistrées par l'extensomètre vertical placé à coté de l'axe du tunnel (voir chapitre 6). Ceci montre qu'avec notre simulation le comportement des couches plus profondes du massif est également bien modélisé.

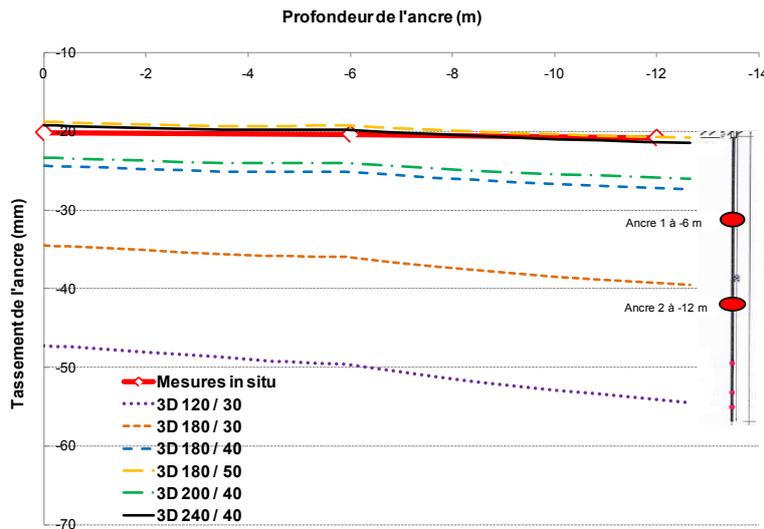


Figure 11.5 Comparaison entre les calculs numériques et les valeurs enregistrées par l'extensomètre vertical

11.2.24 Inclinomètres

Les résultats numériques ont été aussi comparés aux allures des déformations mesurées par les inclinomètres verticaux placés à 13,3 m de l'axe du tunnel. Avec le cas de calcul 6 on arrive à se caler à nouveau de façon satisfaisante sur l'allure de l'inclinomètre Sud dans la direction A (figure 11.6). Les valeurs obtenues en tête et au ventre sont très proches de celles mesurées. Le petit écart sur l'allure, notable au-delà de 30 m de profondeur, est probablement lié aux simplifications apportées à la modélisation 3D par rapport à la réalité des travaux réalisés sur chantier. Ce point sera mieux explicité dans le prochain paragraphe (déformée du cintre).

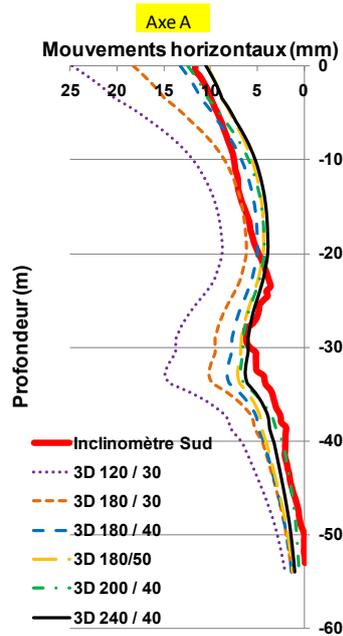


Figure 11.6 Comparaison entre les calculs numériques et la déformation de l'inclinomètre Sud selon l'axe A

Dans un deuxième temps, on a voulu également confronter la simulation numérique avec l'allure du même inclinomètre, cette fois-ci selon l'axe B parallèle à l'axe du tunnel (figure 11.7). En considérant toujours le cas 6 (E_{50} ref= 240 MPa, $c' = 40$ kPa) le résultat est vraiment satisfaisant. Le modèle numérique arrive en effet à assez bien simuler, même en amplitude, un phénomène remarquable montré par les mesures inclinométriques et décrit dans le chapitre 6. Les premiers 25 m environ du tube, après avoir basculé vers le tunnel à l'approche de la section, se redressent et enfin ils basculent à nouveau vers le vide créé à l'avant de la section par l'avancement du tunnel. Au contraire, dans la zone à la profondeur de l'excavation, le mouvement d'extrusion qui a progressé avec l'arrivée du tunnel persiste même après son passage, montrant qu'il s'agit d'un volume de terrain « perdu » qui ne peut pas être récupéré. Ce phénomène a été déjà observé par Serratrice [1999] sur le premier tube de Toulon.

Les résultats ont été également comparés aux déformations de l'inclinomètre Nord (figure 31 en Annexe 3). L'allure obtenue avec le calcul numérique est correcte ; toutefois, même avec le cas 6, les valeurs en termes absolus sont supérieures à celles mesurées. Cet écart peut être lié soit au fait que les mesures de cet inclinomètre n'ont pas pu être corrigées par la cible de surface soit à une hétérogénéité locale du sol qui a limité les déformations.

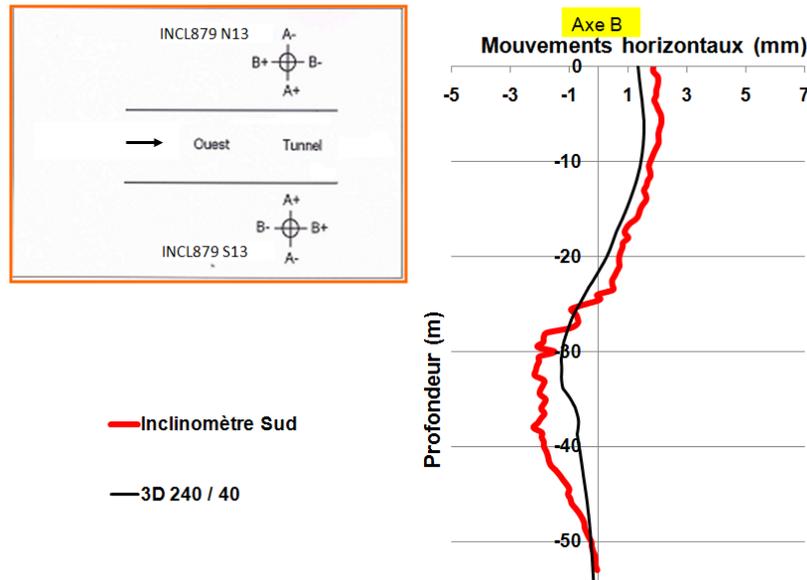


Figure 11.7 Comparaison entre le calcul numérique et la déformation de l'inclinomètre Sud selon l'axe B

11.2.25 Déformations du cintre et efforts repris

Une comparaison entre les déformations du soutènement obtenues avec les calculs numériques et celle mesurée in situ a été également effectuée. Au début, la déformation finale du soutènement a été calculée numériquement comme la différence entre les déplacements finaux et ceux obtenus juste avant son activation (phase n). Cette analyse a confirmé qu'avec les caractéristiques mécaniques du Socle du cas 6 on s'approche aux mesures in situ (figure 32 en Annexe 3).

Toutefois, étant donné l'écart encore significatif avec les mesures sur chantier, une réflexion concernant les mesures de zéro a été menée. Pour des raisons logistiques évidentes, la première mesure de référence, prise par le topographe, n'était souvent pas effectuée immédiatement après la mise en place du cintre. Dans ce délai de temps, des déformations ont pu ainsi se produire. Afin de prendre en compte ce phénomène dans la modélisation numérique, on a donc décidé de retenir, dans un deuxième temps, comme déformation initiale numérique du soutènement celle correspondant à la phase (n+1), c'est-à-dire celle juste après son activation. Cet artifice, comme présenté dans la figure 11.8, permet d'obtenir un meilleur calage, en divisant presque par deux les écarts avec les mesures enregistrées sur chantier. Pour cette raison, il a été utilisé aussi pour le calcul des déformations finales des extensomètres radiaux.

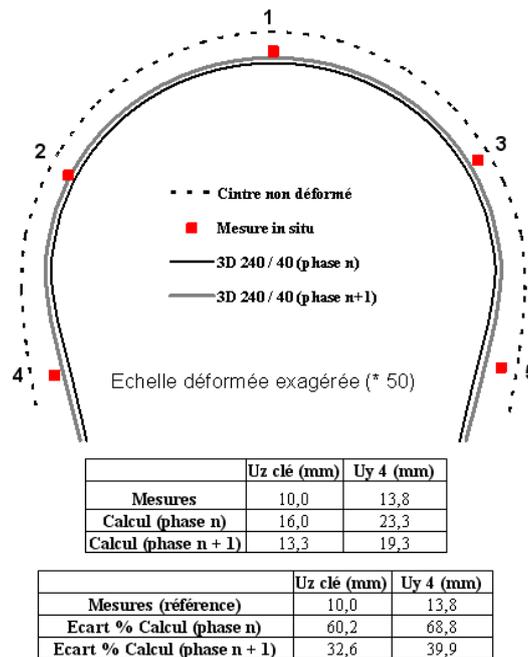


Figure 11.8 Calage du calcul numérique sur la mesure de la déformation du cintre

Des écarts toutefois persistent encore entre le calcul et les mesures. Outre bien sur des raisons possibles d'hétérogénéité locale du massif, cette différence est probablement liée à deux simplifications majeures concernant la modélisation :

- 1) tout d'abord, le soutènement est simulé par des éléments plaques de largeur 1,5 m, égale au pas d'avancement, et ayant les caractéristiques homogénéisées du cintre et du béton projeté. Ceci représente évidemment une simplification par rapport au soutènement réel.
- 2) dans le modèle 3D, l'excavation du stross est réalisée au même moment qu'au front de taille, même dans le cas où le radier est activé en retard. Au contraire, sur le chantier le stross était complètement excavé seulement au moment de la mise en place du radier contre-vouté. Ceci, outre à l'absence dans la modélisation des pattes d'éléphant, engendre probablement des déformations plus importantes en pied du cintre, qui se répercutent ensuite jusqu'en clé. Des effets de ce phénomène sont également visible sur la forme, obtenue numériquement, du ventre de l'inclinomètre (axe A) ainsi que sur l'allure des extensomètres radiaux présentée dans le paragraphe suivant.

Il faut cependant souligner que ces écarts restent assez localisés au niveau de l'excavation.

Dans un deuxième temps, on a voulu également comparer les efforts du cintre mesurés par les jauges extensométriques avec ceux calculés numériquement (calcul n°6).

La figure 11.9 présente la comparaison en termes d'effort normal (N) dans les différentes positions où les jauges étaient placées. Le calage qui en résulte est globalement satisfaisant : comme pour les mesures sur chantier, la valeur de l'effort axial diminue de la clé vers les piédroits.

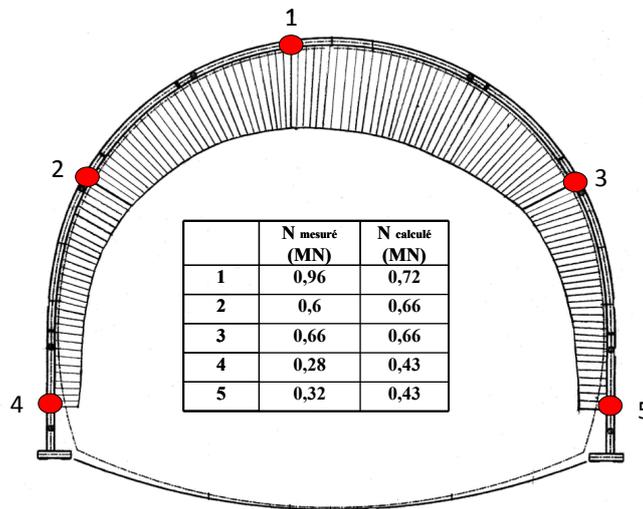


Figure 11.9 Comparaison entre le calcul numérique n°6 et les mesures in situ d'effort N sur le cintre

En ce qui concerne l'effort fléchissant (M), on obtient une bonne approximation des valeurs dans deux positions, en revanche un écart significatif apparaît en clé de voûte (tableau 11.3).

Tableau 11.3 Comparaison entre le calcul numérique n°6 et les mesures in situ de l'effort M sur le cintre

Position	M mesuré (KN·m)	M calculé (KN·m)
1	12,37	-0,98
2	-6,32	-2,51
3	-2,61	-2,51
4	-0,07	5,03
5	5,18	5,03

11.2.26 Extensomètres radiaux

Avec le calcul n°6, l'allure des déplacements du massif mesurés par les extensomètres radiaux n°4 et 5 est globalement bien simulée. Les mouvements absolus des ancres in situ ont pu être déterminés en fixant le déplacement de

la troisième bague égale à la mesure de l'inclinomètre qui croise l'extensomètre au même niveau (voir schéma en figure 6.17).

La figure 11.10 montre la comparaison entre les résultats numériques et les mesures de l'extensomètre n°4, retenues à titre d'exemple (les mêmes conclusions peuvent être faites pour l'extensomètre n°5).

Comme pour la déformation du cintre, le calage est amélioré si on retient la phase (n+1) pour le calcul des déformations numériques initiales. Ce choix est, dans ce cas, encore plus justifié du moment qu'on connaît précisément qu'il y a eu un décalage de plus de 48 h entre la fin de l'excavation jusqu'à l'aplomb de la section et les mesures de zéro des extensomètres (voir timing des travaux en Annexe 2).

La surestimation des déplacements est probablement liée, même dans ce cas, au fait d'avoir simplifié la simulation numérique en désactivant le stress au même moment que la couche du sol au front.

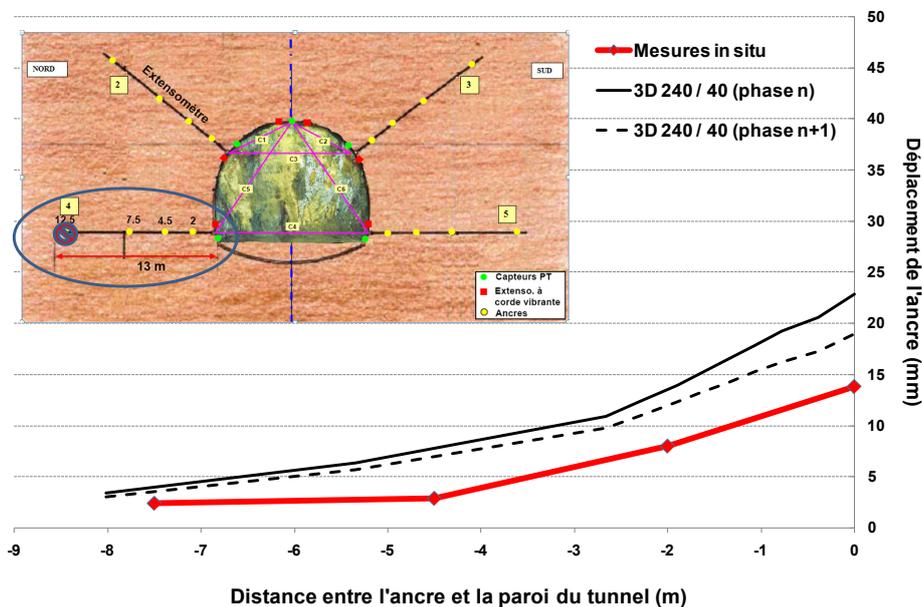


Figure 11.10 Calage du calcul numérique sur les mesures de l'extensomètre radial n°4

11.2. 3 Conclusion du calage 3D

La retro-analyse tridimensionnelle sur les mesures enregistrées sur le chantier a mis en évidence que les caractéristiques mécaniques du Socle (E_{50}^{ref} , c') étaient au départ sous-estimées. Les valeurs permettant un calage satisfaisant avec les différentes mesures in situ correspondent à ceux définies comme « plus réalistes » dans le « Mémoire de synthèse géologique, hydrogéologique et géotechnique » (ref. XN08, 2005). Ces valeurs ont été ainsi retenues pour la suite de l'étude.

11.3 Calage final du calcul bidimensionnel

11.3.1 Principes de l'étude

La simulation 3D, dans laquelle la variable du taux de déconfinement n'intervient pas, a fourni des valeurs plus réalistes des paramètres géotechniques du Socle. Il a été ainsi nécessaire de relancer une étude en retro-analyse bidimensionnelle, prenant en compte ces nouvelles valeurs, afin de déterminer les valeurs correctes du taux de déconfinement.

Le modèle 2D, présenté dans le chapitre 10, a été ainsi reconsidéré (voir figure 10.1). Seulement les caractéristiques mécaniques E_{50}^{ref} et c' du Socle ont été modifiées (Tableau 11.4). Le module en déchargement a été toujours pris égal à trois fois celui en chargement. La valeur unitaire du K_0 dans le Socle n'a pas été également remise en discussion par le calage tridimensionnel.

Tableau 11.4 Caractéristiques géomécaniques des couches du massif retenues dans la modélisation (HS model)

Terrain	γ (kN/m ³)	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	ν	K_0
Remblais	19	1,6	2	20	0	0,2	0,5
Colluvions	20,8	40	10	30	0	0,2	0,5
Socle sup.	24,2	240	40	25	0	0,2	1
Socle inf.	24,2	240	40	25	0	0,2	1

Le principe du calage des calculs bidimensionnels sur les résultats 3D est le même que celui décrit dans le paragraphe 10.43. Le critère de comparaison reste également celui présenté dans l'équation 10.1. La seule différence est que, du moment que les caractéristiques du massif ont changé, on n'a pas fixé une borne inférieure de la valeur de λ_1 . Les calculs ont été donc lancés en faisant varier les taux de déconfinement λ_1 et λ_2 selon les critères habituels :

$$\lambda_1 < \lambda_2 \quad (11.1)$$

$$\lambda_1^{(i)} = \lambda_1^{(i-1)} + \Delta\lambda \quad (11.2)$$

$$\text{avec } \Delta\lambda = 0,05$$

La couple de valeur (λ_1 / λ_2) qui a donné la meilleure valeur du critère de comparaison a été enfin retenue.

11.3.2 Valeurs du taux de déconfinement calées sur la zone de la section instrumentée

La retro-analyse des calculs 2D sur les résultats du modèle 3D, calé à son tour sur les mesures de la section instrumentée II, a fourni le couple optimal de taux de déconfinement suivant :

$$\lambda_1 = 0,55$$

$$\lambda_2 = 0,75$$

Ces valeurs sont extrêmement intéressantes si comparées à celles obtenues lors du calage sur le calcul tridimensionnel 9b, présenté dans les chapitres 9 et 10. Dans ce cas, le radier était placé avec le même retard (39 m), mais le boulonnage au front était globalement plus important (boulons en acier avec $0,33 \text{ b/m}^2$). Cependant la différence majeure entre les deux cas de calcul concerne les caractéristiques mécaniques du Socle, significativement plus faibles dans le calcul 9b, surtout en termes de module en moyenne déformation (60 MPa au lieu que 240 MPa). Malgré toutes ces différences, la couple de valeurs optimales a été dans ce cas de $\lambda_1 = 0,5$ et $\lambda_2 = 0,74$. Ce résultat semble nous suggérer que les valeurs du taux de déconfinement sont influencées beaucoup plus par le phasage des travaux et le présoutènement que par les caractéristiques géomécaniques du massif. Le fait d'avoir obtenu une valeur de λ_1 plus grande pourrait se justifier en effet directement par la différence de boulonnage au front de taille. Au contraire, la valeur de λ_2 est logiquement similaire vu que le radier contre-voûté est activé à la même distance du front.

Ce résultat semble confirmer celui de Svoboda et Mašín [2010], selon lesquels la valeur optimale de λ est peu influencée par la valeur de K_0 et par le module en grandes déformations du massif.

11.3.3 Comparaison entre le calage 2D - 3D et les mesures in situ

La comparaison entre le calcul numérique bidimensionnel optimal et les résultats de la simulation 3D est présentée dans les figures qui suivent. Les mesures in situ apparaissent également sur les graphes.

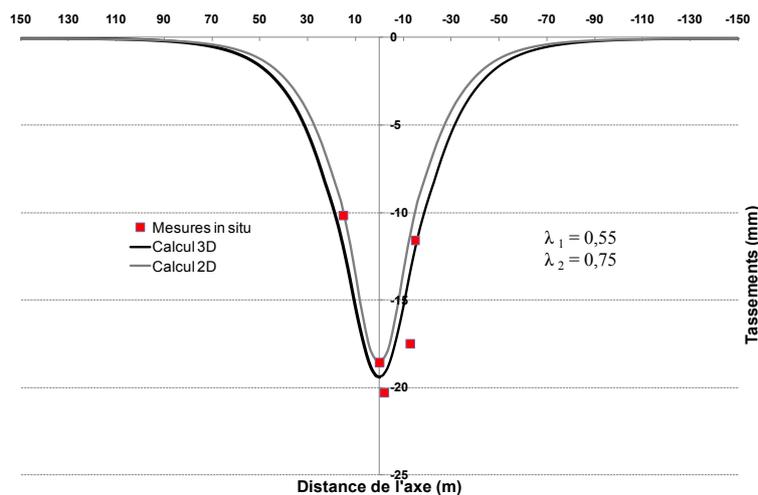


Figure 11.11 Calage du calcul 2D sur la simulation 3D – cuvette de tassement

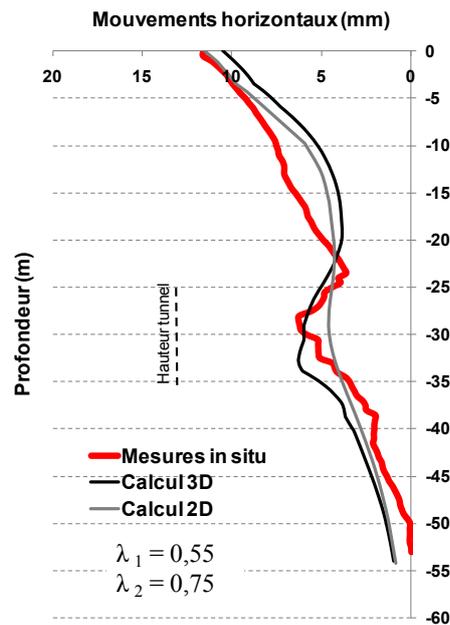


Figure 11.12 Calage du calcul 2D sur la simulation 3D – inclinomètre Sud

Le calcul 2D, avec les valeurs de λ proposées, arrive à se caler correctement sur la cuvette de tassement et également sur les mouvements verticaux calculés dans les couches plus profondes du massif (figure 11.11 et figure 33 en Annexe 3). Le calage sur l'allure globale de l'inclinomètre, obtenue avec la modélisation tridimensionnelle, est aussi satisfaisant (figure 11.12). Cependant un écart apparaît au niveau du ventre de l'inclinomètre, comme déjà montré dans le chapitre 10, lors de l'analyse en retour 2D sur les simulations tridimensionnelles avec retard du radier.

En ce qui concerne la déformation du cintre, le calcul 2D confirme la surestimation des déplacements, surtout au niveau de la clé du soutènement, par rapport aux résultats de la simulation 3D. Ceci est probablement lié à un phénomène de poinçonnement en pied du cintre.

En outre, dans l'approche bidimensionnelle, le fait de simplifier la modélisation, en excavant le stress au même moment que le front, semble avoir un effet encore plus marqué sur les résultats par rapport à ce déjà montré par la simulation 3D. Ce phénomène apparaît évident en analysant les mouvements horizontaux calculés selon la direction correspondante à l'extensomètre radial n°4 (figure 11.14). L'allure de la courbe, obtenue avec le calcul 2D, montre en effet une forte augmentation des déplacements à côté de l'excavation. Dans la zone du massif avant, en revanche, les déplacements calculés se calent bien avec les données tirées de la simulation 3D et surtout avec les mesures in situ. Ceci semble ainsi confirmer que ces écarts entre les résultats sont liés à un phénomène assez localisé, dû à la simplification apportée à la modélisation et précédemment décrite.

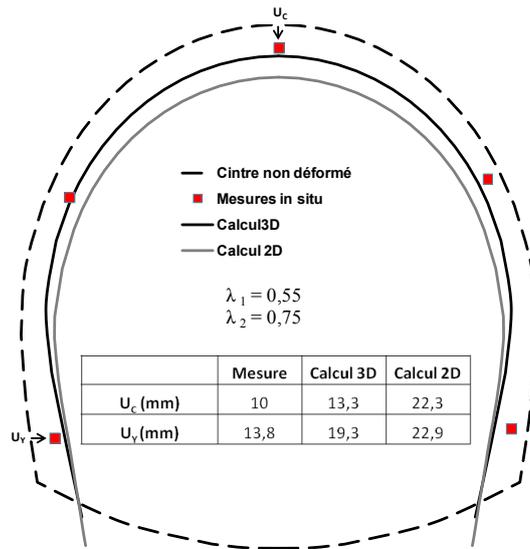


Figure 11.13 Calage du calcul 2D sur la simulation 3D – déformation du cintre

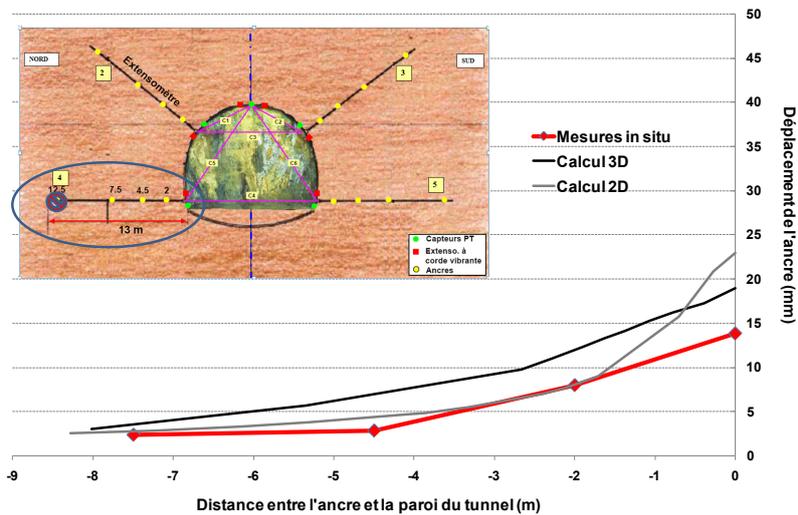


Figure 11.14 Calage du calcul 2D sur la simulation 3D – extensomètre radial

11.4 Conclusion

Le creusement du tunnel Sud de Toulon dans la zone de la section instrumentée II (Jardin Alexandre I) a été simulé par le biais d'un modèle tridimensionnel prenant en compte le présoutènement réel mis en place et le phasage des travaux. Le calage avec les différentes mesures enregistrées in situ a mis évidence que les caractéristiques mécaniques du Socle retenues au départ de la modélisation étaient sous-estimées. Ces paramètres ont été déterminés à la suite de la première étude en retro-analyse 2D sur la section instrumentée

(chapitre 8) dans laquelle, outre aux caractéristiques du massif, les valeurs du taux de déconfinement étaient aussi des variables du problème. C'est seulement grâce à l'approche tridimensionnelle, où la variable du taux de déconfinement n'intervient pas, qu'on a pu ainsi comprendre que les valeurs géotechniques correctes étaient celles proposées comme « plus réalistes » dans le « Mémoire de synthèse géologique, hydrogéologique et géotechnique » (ref. XN08, 2005).

Les nouveaux paramètres géomécaniques du Socle ont été ensuite introduits dans le modèle 2D qui a été, selon la méthodologie habituelle, calé sur les résultats de la simulation tridimensionnelle. Un couple de valeurs optimales du taux de déconfinement a été ainsi déterminé. La comparaison entre ces valeurs et celles obtenues lors d'une étude précédente similaire semble indiquer que le taux de déconfinement est influencé beaucoup plus par le phasage des travaux et le présoutènement que par les caractéristiques géomécaniques intrinsèques du massif.

En conclusion, afin de pouvoir valider l'étude en analyse en retour, les calculs numériques ont été calés sur différents types de mesures (déformation verticales, horizontales etc.). Le calage sur un seul paramètre peut en effet résulter erroné.

Par le biais de la méthodologie proposée, on arrive enfin à obtenir un calage global satisfaisant entre les deux approches numériques (2D et 3D) et les mesures enregistrées in situ. Cependant des écarts, parfois non négligeables, apparaissent également et ils peuvent être dus à différentes raisons, telles que l'hétérogénéité du massif (non prise en compte dans la modélisation), les simplifications apportées aux modèles numériques, l'incapacité de l'approche 2D à simuler dans toute sa complexité le phénomène tridimensionnel du creusement d'un tunnel.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de cette recherche était d'améliorer la compréhension des présoutènements et de leurs effets sur les déformations du massif ainsi que sur la valeur du taux de déconfinement utilisé lors des calculs bidimensionnels de projet de tunnel. Afin d'accomplir cette mission, deux étapes ont été prévues :

- 1) une participation active et opérationnelle, au sein de l'équipe de maîtrise d'œuvre, au suivi des déformations et des tassements en surface sur le chantier du deuxième tube de Toulon. Cette étape prévoyait également la conception, la mise en place et l'exploitation de deux sections instrumentées le long du tracé du tunnel.
- 2) l'élaboration d'analyses en retour par modélisations numériques destinées à améliorer les méthodes de prévision des tassements en surface pour les tunnels réalisés avec des techniques de présoutènements.

Le mémoire a été articulé en quatre parties :

- une étude bibliographique consacrée aux mouvements engendrés lors du creusement d'un tunnel, aux méthodes de prévisions des tassements de surface et aux études sur le comportement du boulonnage au front et de la voûte parapluie.
- une présentation du projet du tube Sud de Toulon, notamment du contexte géologique-géotechnique, de la technique de creusement, du système d'auscultation et du pilotage du creusement du tunnel.
- une description des deux sections instrumentées placées le long du tracé du tunnel et des résultats obtenus.
- une série d'analyses par simulations numériques bidimensionnelles et tridimensionnelles, calées sur la zone de la deuxième section instrumentée.

L'étude bibliographique a mis en évidence que l'approche par modélisation numérique tridimensionnelle permet de mieux étudier le phénomène complexe des mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel. En effet, les formulations empiriques et analytiques, bien qu'elles soient un moyen utile pour la description des tassements observés in situ, présentent des limites d'application spécialement en termes de prévisions à priori des mouvements du massif. Parmi ces approches, la méthode convergence-confinement se distingue par le fait de considérer l'aspect tridimensionnel du problème en utilisant un paramètre nommé « taux de déconfinement (λ) ». Cette méthode est couramment utilisée dans les calculs de projet de tunnel mais la validité des résultats numériques se base sur le choix de la valeur de λ , difficile à déterminer à priori. Cette valeur, en effet, peut être influencée par différents facteurs, tels que le type de sol, la technique de creusement, les présoutènements mis en place à l'avant du front etc.

L'étude bibliographique s'est focalisée principalement sur les effets des présoutènements, éléments clé de la méthode ADECO formulée par Lunardi sur la base d'observations et expériences in situ. Les différentes approches utilisées pour étudier les techniques du boulonnage au front et de la voûte parapluie confirment leur influence positive sur la stabilité du front de taille et sur la réduction des mouvements dans le massif encaissant. Cependant, la modélisation numérique tridimensionnelle, avec discrétisation des inclusions, se révèle encore une fois l'outil le plus fiable pour simuler l'interaction entre ces présoutènements et le sol dans toute sa complexité.

La deuxième partie du mémoire a présenté les difficultés principales du projet du tube sud de Toulon. En particulier, la nature très hétérogène des terrains, leur difficile caractérisation géomécanique et la problématique des tassements de surface ont été mises en évidence. Pour faire face à ces difficultés, les systèmes de soutènement et présoutènement, conçus lors du projet, ont été adaptés aux terrains rencontrés et spécialement aux mesures de tassements de surface. Par ailleurs, un modèle analytique de l'évolution du tassement absolu et différentiel en fonction de l'avancement du front de taille a été proposé.

Le suivi régulier des déformations du massif, sur lequel s'est basé le pilotage des travaux, a permis d'acquérir une importante base de données qui a été ensuite enrichie par les mesures enregistrées sur deux sections instrumentées, décrites dans la troisième partie de ce travail. Les instruments installés en surface et en souterrain ont permis d'analyser l'évolution des déformations du massif en fonction de l'avancement du creusement. Les résultats obtenus ont bien mis en évidence que le champ de déformation provoqué par le creusement du tunnel est tridimensionnel. Malgré les difficultés rencontrées lors de l'installation des instruments, la bonne cohérence entre les nombreux résultats a confirmé la qualité des mesures réalisées. Les données enregistrées par la deuxième section instrumentées ont été enfin choisies comme référence pour l'étude en retro-analyse numérique.

Le premier calage par modélisation numérique 2D sur la deuxième section instrumentée a montré que, pour retrouver l'allure correcte des inclinomètres observée in situ, la valeur de K_0 du massif encaissant, le Socle, doit s'approcher de l'unité. Une étude paramétrique a été ensuite lancée en considérant, à côté de la valeur du K_0 , le module en moyenne déformation du Socle et le taux de déconfinement. Par le biais d'un critère de comparaison entre les résultats numériques et les mesures in situ, un jeu de paramètres optimaux a été ainsi déterminé. Cette analyse a mis en évidence la forte influence de λ sur les résultats numériques.

Afin d'éliminer cette variable du taux de déconfinement, un modèle numérique tridimensionnel, calé sur les caractéristiques du tunnel Sud de Toulon dans la zone de la section II, a été mis au point. Dans un premier temps,

l'influence des différents systèmes de (pré)soutènement sur les déformations du massif a été analysée, en introduisant les paramètres géomécaniques du massif retenues suite à l'étude bidimensionnelle. L'analyse des résultats a montré que :

- Le boulonnage au front de taille a un rôle prépondérant sur la réduction des déformations dans le massif et notamment sur l'extrusion au front, sur la préconvergence et sur les tassements de surface. A ce propos, à parité de nombre de boulons, les inclusions en acier apparaissent plus efficaces par rapport à celle en fibre de verre. Ceci s'explique par une raideur globale plus importante du boulonnage en acier. Les renforcements travaillent principalement en effort axial et le chargement se manifeste sur les premiers mètres des inclusions. Les boulons semblent également transférer les efforts sur le soutènement à l'arrière du front. L'étude montre aussi qu'il suffit d'un faible nombre d'inclusions pour avoir déjà des effets significatifs sur la diminution de l'extrusion et des tassements de surface ; au-delà d'une densité de 0,3- 0,4 b/m² l'action du boulonnage diminue. Enfin, la longueur critique des boulons, au dessous de laquelle ce système de préconfinement perd son efficacité, semble être proche du rayon du tunnel.
- La voûte parapluie limite les tassements au dessus de la clé mais son influence sur les valeurs finales de déformations en surface se montre limitée. Ceci se justifie par le fait que ces éléments, dans le cas étudié, ont un rôle de présupport contre les discontinuités du massif. Or, le sol dans le modèle numérique étant homogène, leur effet apparait logiquement minime. L'inclinaison des boulons en voûte ne montre pas un effet significatif sur les résultats.
- La fermeture en retard du radier provoque une forte augmentation des convergences en tunnel et, par conséquent, des tassements de surface. En revanche, comme prévisible, les efforts repris par le soutènement diminuent par rapport au cas avec réalisation du radier proche du front.

L'influence des différents présoutènements sur la valeur du taux de déconfinement a été également étudiée. Pour accomplir cette mission, une méthodologie basée sur un critère de comparaison analytique, permettant de caler les calculs 2D sur les résultats des simulations 3D, a été proposée. Une valeur optimale du taux de déconfinement a été ainsi associée à chaque configuration de présoutènement, testée dans les modélisations tridimensionnelles. Ces valeurs permettent en général un calage satisfaisant entre les résultats des simulations 2D et ceux 3D. L'étude a montré que le boulonnage au front a un rôle clé dans le choix du taux de déconfinement. Sa valeur, en effet, apparait être strictement lié à la densité des boulons et au matériel qui les compose.

Dans les cas d'une simulation numérique 2D, prenant en compte la mise en place en retard du radier, des recommandations pour le choix des valeurs de λ sont également proposés.

Dans la dernière partie de l'étude, le modèle tridimensionnelle a été calé sur les mesures enregistrées dans la deuxième section instrumentées afin de pouvoir le valider. Le présoutènement réel placé dans la zone examinée ainsi que le phasage des travaux (réalisation du radier) ont été simulés. L'étude a mis en évidence que les caractéristiques mécaniques du socle retenues à la suite de la première simulation en retro-analyse numérique 2D étaient sous-estimées. En introduisant les valeurs, proposées comme « plus réalistes » dans l'étude géotechnique, une correspondance très satisfaisante entre les résultats numériques et les mesures a été enfin obtenue.

Le couple de valeurs du taux de déconfinement, permettant de simuler le processus d'excavation du tunnel dans la zone étudiée, a été déterminé en recalant le calcul 2D sur les résultats de la simulation tridimensionnelle. Cette dernière analyse semble indiquer que le taux de déconfinement est beaucoup plus influencé par le phasage des travaux et le présoutènement que par les caractéristiques géomécaniques intrinsèques du massif.

Au final, ce travail de thèse a permis d'améliorer la compréhension des effets des présoutènements sur le phénomène des tassements de surface et sur les relatives méthodes de prévision. Ce résultat a été possible grâce au suivi rigoureux des déformations sur le chantier de Toulon et aux différentes approches numériques.

Il faut cependant souligner que les valeurs du taux de déconfinement proposées dans cette étude doivent être retenues comme indicatives, du moment qu'elles sont liées aux caractéristiques propres de nos analyses et simulations. Afin de pouvoir généraliser les impacts des divers systèmes de (pré)soutènement, il serait en effet envisageable de continuer l'étude numérique en vérifiant l'influence sur les valeurs de λ de plusieurs éléments, tels que la profondeur du tunnel, l'angle de frottement, la cohésion du sol etc. A ce propos, un modèle bidimensionnel axisymétrique (où l'axe du tunnel est considéré comme un axe de symétrie de révolution du modèle) avec boulonnage au front pourrait être conçu afin d'évaluer l'effet des boulons sur l'extrusion et la valeur de λ , tout en simplifiant la démarche de calcul. Les résultats devront toutefois être validés par une comparaison avec ceux obtenus par l'approche tridimensionnelle complète.

En conclusion, il serait intéressant d'appliquer à d'autres chantiers la méthodologie de retro-analyse proposée, afin de comparer les résultats obtenus et de formuler enfin des recommandations pour le choix des valeurs du taux de déconfinement dans le cas de tunnel réalisés avec la technique du présoutènement.

Références bibliographiques

AFTES. La méthode convergence-confinement. Groupe de travail 7, Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° 170, 2002, pp. 79-89.

AL HALLAK R. Etude expérimentale et numérique du renforcement du front de taille par boulonnage dans les tunnels en terrains meubles. Thèse Doc. Paris : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999, 283 p.

ANAGNOSTOU G., SERAFEIMIDIS K. The dimensioning of tunnel face reinforcement. In: ITA-AITES World Tunnel Congress Underground Space - the 4th Dimension of Metropolises, May 2007, Prague.

ARISTAGHES P., AUTUORI PH. Calcul des tunnels creusés au tunnelier. In: AFTES - Journées d'études internationales de Chambéry, 1996, pp. 145-150.

ATKINSON J. H., POTTS D. M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Geotechnique*, 1977, vol. 27, n° 2, pp. 203-215.

ATTEWELL P.B. An overview of site investigation and long-term tunnelling induced settlement in soil. *Engineering geology of underground movements*, Geological Society Engineering Geology Special Publication, 1987, n° 5, pp. 55-61.

ATTEWELL P.B. Ground movements caused by tunnelling in soil. In: *Conference on Large Ground Movements and Structures*, 1977, Cardiff, pp. 812-984.

BARISONE G., PIGORINI B., PELIZZA S. Umbrella arch method for tunnelling in difficult conditions-analysis of Italian cases. In: *Proceedings of the Fourth Congress International Association of Engineering Geology*, 1982, New Delhi, vol. 4, pp. IV 15-IV 27.

BARLA G., BARLA M., LEUZZI G. 3D numerical modelling and settlement monitoring during excavation of the Metro-Torino South extension. In: *Proc. 7th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, may 2011, Roma.

BARLA G., BARLA M. Discussion on the Full Face Method. *FELSBAU*, 2004, vol. 22, n° 4, pp. 26-30.

BERNAT S. Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble, qualification sur chantier expérimental. Thèse Sci. Lyon : Ecole Centrale de Lyon, 1996, 215 p.

BERNAUD D., ROUSSET G. Nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimensionnement des tunnels. *Revue Française de Géotechnique*, 1992, n°60, pp. 5-26.

BERNAUD D., MAGHOUS S., DE BUHAN P., COUTO E. A numerical approach for design of bolt-supported tunnels regarded as homogenized structures. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2009, vol. 24, pp. 533- 546.

BERRY D.S. Progress in the analysis of ground movements due to mining. In: *Conf. Large ground movements and structures*, 1977, Cardiff, pp. 781-811.

Références bibliographiques

BILOTTA E., RUSSO G., VIGGIANI C. Cedimenti indotti da gallerie superficiali in ambiente urbano. In: Opere geotecniche in ambiente urbano, XXI Convegno Internazionale di Geotecnica, 2002, L'Aquila, Italy, pp. 487-494.

BOURGEOIS E. Analyse numérique tridimensionnelle des tassements provoqués par le creusement d'un tunnel par la technique de prédécoupage mécanique. Application à la traversée souterraine de Toulon, dans "Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées", mars - avril 2002, n. 237, pp. 37-57.

BRINKGREVE R.B.J., VERMEER P.A. PLAXIS finite element code for soil and rock analysis, 2001, A.A. Balkema, Rotterdam.

BUSELLI F., LOGARZO A., MILIZIANO S. et al. Prediction of the effects induced by the Metro C construction on an old masonry building. In: Proc. 7th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, may 2011, Roma.

CARRANZA-TORRES C., FAIRHURST C. Application of convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. Tunneling and Underground Space Technology, 2000, vol. 15, n° 2.

CAUDRON M., AL HEIB M., HOR B., EMERIAULT F. The ground movement simulator: An interesting facility for the study of the behavior of buildings submitted to ground subsidence. In: Proc. 7th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, may 2011, Roma.

CHAMBON P. Etude sur modèles réduits centrifuges. Application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent. Thèse Doc. Nantes : Université de Nantes et Ecole Nationale Supérieure de Mécanique de Nantes, 1990, 138 p.

CHAPEAU C. Auscultation du sol pendant le creusement. Tunnels et ouvrages souterrains, 1991, Septembre/Octobre, n° 107, pp. 235-245.

CLOUGH W., SCHMIDT B. Design and performance of excavation and tunnels in soft clay: state of the art report. In: Int. Symp. On Soft Clay, 1977, Bangkok, pp. 980-1032.

CLOUGH W., SCHMIDT B. Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. Soft Clay Engineering, 1981, pp. 569-634.

CONSTANTIN B., DURAND J.P., THONE M. Progrès technologiques dans le cadre de l'utilisation de la méthode du prédécoupage mécanique à Toulon. In : Journées d'études Internationales de Chambéry, Association Française des Travaux en Souterrain, 1988, Paris, pp. 171-180.

CORBETTA F., BERNAUD D., NGUYEN MINH D. Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de similitude. Revue Française de Géotechnique, 1991, vol. 54, pp. 5-11.

DESCOEUDRES F. Mécanique des roches II. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1979, 152 p., cours.

DETOURNEY E., FAIRHURST C. A Two dimensional elastoplastic analysis of a long cylindrical cavity under non-hydrostatic loading. In: Int. J. Rock Mech. Sci. Geomech. & Abstr., 1987, vol. 24, pp. 197-211.

Références bibliographiques

- DIAS D. Convergence-confinement approach for designing tunnel face reinforcement by horizontal bolting. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2011, vol. 26, pp. 517- 523.
- DIAS D. Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage - Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse Doc. Lyon : INSA de Lyon, 1999, 320 p.
- DIAS, D., KASTNER, R. Modélisation numérique de l'apport du renforcement par boulonnage du front de taille des tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 2005, vol. 42, pp. 1656- 1674.
- DUBOIS P., JASSIONNESSE C. The Toulon underground tunnel crossing. First feedback analysis carried out using on-site measurements. In: *Tunnels for People, Conf. of Int. Tunnelling Association*, 1997, Vienne, pp. 157-162.
- DUNCAN, J.M., CHANG C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*96, 1970, pp. 1692-1653.
- ECLAIRCY-CAUDRON S., DIAS D., CHANTRON L., KASTNER R. Numerical modeling of a reinforcement process by umbrella arch. In: *International Conference on Numerical Simulation of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment (NSC06)*, 23-24 March 2006, Bochum (Germany), 9 p.
- EMERIAULT F., YAN J., KASTNER R. Validation d'une procédure de modélisation numérique des mouvements induits par un tunnelier de très grand diamètre dans les argiles molles. In : *XXVIe Rencontres Universitaires de Génie Civil*, juin 2008, Nancy, pp. 1-8.
- FARMER I. W. Case histories of settlement above tunnels in clay. In : *Proc. Of Conf. Large Ground Movements and Structures*, 1977, Cardiff, pp. 357-371.
- FILLIBECK J., VOGT N. Prediction of Tunnel-Induced Settlements in Soft Ground. In: *Proc. 7th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, may 2011, Roma.
- GALLI G., GRIMALDI A., LEONARDI A., Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining, *Computers and Geotechnics*, 2004, vol. 31, pp. 171-183.
- GARNIER J. Modèle physique en géotechnique : état des connaissances et évolutions récentes. In : *CFMS Ed. Proc. Of the Int. Conf Albert Caquot, 1^{ère} Conférence Coulomb*, octobre 2001, Paris.
- GRASSO P., PELIZZA S. Metodologia per la previsione ed il controllo delle subsistenze. Un'applicazione: la Bretella di Voltri. *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee*, Luglio 1994, n°43, pp. 12-25.
- GRASSO P., MAHTAB A., PELIZZA S., RABAJOLI G. Consideration for design of shallow tunnels. In: *International Conference Underground transportation infrastructures*, 1993, Toulon, pp. 138-146.
- GREUELL E. Étude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation. Thèse Doc. Palaiseau : École polytechnique, 1993.

Références bibliographiques

GUILLOUX A., BRETTELLE S., BIENVENUE F. Prise en compte des présoutènements dans le dimensionnement des tunnels. *Revue Française de Géotechnique*, 1996, Vol 76, pp. 3-16.

HEJAZI Y., DIAS D., KASTNER R. Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotechnica*, 2008, vol. 3, n° 4, pp. 251–258.

HISATAKE M., OHNO S. Effects of pipe roof supports and the excavation method on the displacements above a tunnel face. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2008, vol. 23, n° 2, pp. 120-127.

HORN M. Alagutak homlokbiztosítására ható vízszintes földnyomásvizsgálat néhány eredménye. Az országos mélyépítőipari konferencia előadásai, Közlekedési Dokumentációs Vállalat, 1961, Budapest.

JASSIONNESSE C., DUBOIS P. SAÏTTA A. Tunnel face reinforcement by bolting, soil bolts homogenization strain approach. In: *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground*, 15–17 April 1996, London. Edited by R.J. Mair and R.N. Taylor. Rotterdam: A.A. Balkema, The Netherlands, pp. 373–378.

JUNEJA A., HEDGE A., LEE F.H., YEO C.H. Centrifuge modelling of tunnel face reinforcement using forepoling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2010, vol. 25, pp. 377-381.

KAMATA H., MASHIMO H. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2003, vol. 18, pp. 205-212.

KARAKUS M. Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2007, vol. 22, n° 1, pp. 47-56.

KAVVADAS M., PROUNTZOPOULOS G. 3D Analyses of Tunnel Face Reinforcement using Fibreglass Nails. In: *EURO TUN 2009, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling* Ruhr University Bochum, 9-11 September 2009. Aedificatio Publishers, pp. 1-4.

KIM S.H., BAEK S.H., MOON H.K. A study on the reinforcement effect of Umbrella Arch Method and prediction of tunnel crown and surface settlement. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future – Erdem & Solak 2005* Taylor & Francis Group, London.

LEBAIS Y., ANDRE D., CHAPEAU C., et al. Tassement lié au creusement des ouvrages en souterrain. *Tunnels et ouvrages souterrains*, Novembre/Décembre 1995, n° 132, pp. 379-386.

LECA E., GARNIER J., ATWA M., et al. Analyse théorique et expérimentale de la stabilité du front de taille des tunnels à faible profondeur. In : *XIVth International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering*, 6-12 Septembre 1997, Hambourg.

LEE K.M., ROWE R.K., LO K.Y. Subsidence owing to tunneling. I: Estimating the gap parameter. *Canadian Geotechnical Journal*, 1992, Vol. 29, pp. 929-940.

Références bibliographiques

- LONGANATHAN N., POULOS H.G. Analytical prediction for tunnelling induced ground movements in clays. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engng. ASCE*, 1998, Vol. 124, n° 9, pp. 846-856.
- LUNARDI P., FOCARACCI A., GIORGI P., PAPACELLA A. Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. In: *Int. Congr. Towards New Worlds in Tunnelling. 2*, 1992, Acapulco, pp. 897-908.
- LUNARDI P. Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, présoutènement et préconfinement. *Revue Française de Géotechnique*, 1997, n° 80, pp. 17-30.
- LUNARDI P. Design and construction of tunnels – Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS). Berlin: Springer, 2008.
- LUNARDI P., BINDI R. The Evolution of Reinforcement of the Advance Core Using Fibre-Glass Elements. *Felsbau*, 2004, vol. 22, n° 4, pp. 8-19.
- MAIR R.J. Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay. Thèse Doc. Cambridge : Cambridge University, 1979.
- MANDEL J. Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains – Etude des conditions de similitude. *Revue de l'Industrie Minière*, 1962, n° 9, pp. 611-620.
- MARCHER T., STARJAKOB F., LUTZ H., SOTEK M. Comparison of excavation methods – ADECO RS versus NATM. *FELSBAU*, 2004, vol. 22, n° 4, pp. 38- 46.
- MIGLIAZZA M., CHIORBOLI M., GIANI G.P. Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from extension of the Milan underground. *Computers and Geotechnics*, 2009, vol. 36, pp. 113-124.
- MÖLLER S.C., VERMEER P.A. On numerical simulation of tunnel installation. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2008, vol. 23, pp. 461-475.
- MOLLER S.C., VERMEER P.A. Prediction of settlements and structural forces in linings due to tunnelling. In: *Fifth International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, 2005, Amsterdam, Preprint Volume, Session 4, pp. 141-149.
- MOLLER S.C., VERMEER P.A. Simulation of the NATM using 2D and 3D numerical analyses. *FELSBAU*, 2006, vol. 24, n° 2, pp. 52-58.
- NEW B.M., O'REILLY M.P. Tunnelling induced ground movements; predicting their magnitude and effects. In: *4th Int. Conf. Ground Movements and Structures*, 1991, Cardiff, pp. 671-697.
- NGUYEN MINH D., GUO C. Sur un principe d'interaction massif-soutènement des tunnels en avancement stationnaire. *Proceedings Eurock 93*, Rotterdam: Balkema, 1993.
- O'REILLY M.P., NEW B.M. Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitudes and prediction. *Tunnelling '82*, London: IMM, 1982, pp. 173-181.

Références bibliographiques

- OLLIER C. Etude expérimentale de l'interaction sol-machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par tunnelier à pression de boue. Thèse Doc. Lyon : INSA de Lyon, 1997, 323 p.
- ORESTE P.P. Face stabilization of shallow tunnels using fiberglass dowels. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering 162, 2009, Issue GE1, pp. 1–15.
- OTEO C. S., SAGASETA C. Prediction of settlements due to underground openings. In: Int. Symp. On Numerical Models in Geomechanics, 1982, Zurich, pp. 653-659.
- PANET M. La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1976, 235 p.
- PANET M. La stabilité des ouvrages souterrains : soutènement et revêtement. Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1973, Rapport de recherche n° 28, 32 p.
- PANET M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- PANET M., Contribution à l'étude des affaissements superficiels provoqués par le creusement de galeries souterraines. LCPC Paris, 1969, 24 p.
- PANET M., GUENOT A. Analysis of convergence behind the face of a tunnel. In : Int. Symp. Tunneling 82, 1982, Brighton.
- PECK R.B. Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanism Foundation Engineering, 1969, Mexico, vol. 3, pp. 255-290.
- PEILA D., ORESTE P.P., PELIZZA S., POMA A. Study of the influence of sub-horizontal fiberglass pipes on the stability of a tunnel face. In: Proc. Conf. North American Tunnelling 96, 1996, Washington. Rotterdam: Ed. Balkema.
- PEILA D. A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face. Geotechnical and Geological Engineering, 1994, vol. 12, pp. 145–168.
- PLAXIS, 2010. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, 2D version 2010. Material Models Manual.
- PLAXIS, 2010. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, 3D version 2010. Material Models Manual.
- POMA A., GRASSI F., DEVIN P. Finite difference analysis of displacement measurements for optimizing tunnel construction in swelling soils. In: Field Measurements in Geomechanics, 4th International Symposium, 1995, Bergamo, pp. 225–236.
- POTTS D.M., Zdravković L. Finite element analysis in geotechnical engineering: Application. London: Thomas Telford Ltd, 2001.
- POTTS D.M., ADDENBROOKE T.I. A structure's influence on tunneling-induced ground movements. Proc. Instn. Civil Engrs., Geotechnical Engineering, 1997, vol. 125, pp 109-125.

Références bibliographiques

- POULOS H.G., DAVIS E. H. Elastic solutions for soil and rock mechanics. New York : John Wiley and Sons Inc., 1974, pp. 38-52.
- POUPELLOZ B. Tassements engendrés par le creusement des galeries de petite section à faible profondeur – exemple en région parisienne. Rapport du laboratoire régional de l'est parisien, 1984, Paris, 78 p.
- RABCEWICZ L. The new Austrian tunnelling method. Part one. Water Power, November 1964, pp. 453–457.
- RABCEWICZ L. The new Austrian tunnelling method. Part two. Water Power, December 1964, pp. 511–515.
- RABCEWICZ L. The new Austrian tunnelling method. Part three. Water Power, January 1965, pp. 19–24.
- RANKIN W.I. Ground movements resulting from urban tunneling: predictions and effects. In: Proc. Conf. Engineering Geol. Underground Movements, 1988, Nottingham, pp. 79-92.
- ROWE R. K., Lo K.Y., Kack G.J. A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. Canadian Geotechnical Journal, 1983, vol. 20, n° 1, pp. 11-22.
- SAGASETA C., MOYA J. F. Estimation of ground subsidence over urban tunnels. In: 2nd Int. Conf. Ground Movements and Structures, 1980, Cardiff, pp. 331-345.
- SAGASETA C. Evaluation of surface movements above tunnels. A new approach. Colloque Interaction Sols Structures ENPC, 1987, Paris, pp. 445-452.
- SCHANZ T., VERMEER P.A., BONNIER P.G. Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Rotterdam : Balkema, 1999, pp. 281-290.
- SCHLOSSER F. Le projet national CLOUTERRE. Annales de l'ITBTP, 1989, n° 473, 150 p.
- SCHMIDT B. Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil, Thèse Doc.: University of Illinois, 1969, 183 p.
- SCHWEIGER H.F., MAYER P.M. FE-analysis of reinforced tunnel face. FELSBAU, 2004, vol. 22, n° 4, pp. 47- 51.
- SELBY A.R. Surface movements caused by tunnelling in two layer soil. Engineering Geology of Underground Movements, Geol. Soc. Eng. Special Publication, 1988, n° 5, pp. 71-77.
- SERAFEIMIDIS K., RAMONI M., ANAGNOSTOU G. Analysing the stability of reinforced tunnel faces. In: Geotechnical engineering in urban environments, XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, September 2007, Madrid. Rotterdam: Millpress Science Publishers, 2007, vol. 2, pp. 1079-1084.
- SERRATRICE J.F., MAGNAN J.P. Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traverse souterraine de Toulon. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 2002, n° 237, pp. 5-36.

Références bibliographiques

SERRATRICE J.F. Le tunnel foré - Interprétation des déformations de surface. Travaux, 2004, n. 806.

SERRATRICE J.F. Suivi du plot Chalucet, Application à la prévision des tassements de surface. Tunnel de la traversée souterraine de Toulon, Mai 1999, Aix-en-Provence, 31 p.

SHAHROUR I., GHORBANBEIGI S. Analyse tridimensionnelle du comportement des tunnels dans des terrains meubles. Revue Française de Géotechnique, 1996, 3^e trimestre, n° 76, pp. 17-23.

SHIN J-H., CHOI Y.K., KWON O.Y., LEE S.D. Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, vol. 23, pp. 241-250.

SKIKER A. Stabilité du front de taille d'un tunnel creusé par la méthode de prédécoupage mécanique. Thèse Doc. Nantes : Ecole Doctorale Sciences pour l'Ingénieur de Nantes, 1995, 181 p.

SONG K.I., CHO G.C., SIM Y.J., LEE I.M. Optimization of a pre-improvement support system for large underground excavation. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, vol. 21, pp. 374-374.

STANDING J., BURLAND J. Impact of underground works on existing infrastructure. Post-Mining 2008, Nancy, France.

SUBRIN D. Études théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage. Thèse Doc. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2002, 196 p.

SUBRIN D. Étude du comportement du front de taille d'un tunnel renforcé par des inclusions en fibre de verre, par voie analytique. Mémoire de DEA. Lyon : École Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 1997.

SVOBODA T., MAŠÍN D. 3D simulations of a NATM tunnel in stiff clays with soil parameters optimised using monitoring data from exploratory adit. In: Proc. 7th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, may 2011, Roma.

SVOBODA T., MAŠÍN D. Convergence-confinement method for simulating NATM tunnels evaluated by comparison with full 3D simulations. In : Proc. International Conference Underground Construction, 2010, Prague, pp.795-801.

TROMPILLE V. Etude expérimentale et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal. Thèse Doc. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2003, 219 p.

VERRUIJT A. A complex variable solution for deforming circular tunnel in elastic half plane, Int. J. of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1997, Vol. 21, pp. 77-89.

VOLKMANN G.M., BUTTON E.A., SCHUBERT W. A Contribution to the Design of Tunnels Supported by a Pipe Roof. In: Proc. 41st U.S. Rock Mechanics Symp., American Rock Mech. Assoc., 17-21 June 2006, Golden, CO.

Références bibliographiques

VOLKMANN G.M., BUTTON E., SCHUBERT W. Pipe Umbrella Support Systems and Installation Methods. In: Proceedings of the 2nd Symposium on Underground Excavations for Transportation, 2007, Bilgin N. et al.: pp. 395-402.

WANG H., JIA J., KANG H. Analytical approach and field monitoring for mechanical behaviors of pipe roof reinforcement. J. Cent. South Univ. Technol., 2009, vol. 16, pp. 827–834.

WEBER J.D. Les applications de la similitude physique aux problèmes de la mécanique des sols. Paris : Eyrolles et Gauthier Villars, 1971, 62 p.

WONG H., TROMPILLE V., DIAS D. Extrusion analysis of a bolt-reinforced tunnel face with finite ground-bolt bond strength. Can. Geotech. J., 2004, vol. 41, pp. 326–341.

WONG H., LARUE E. Modelling of bolting support in tunnels taking account of non-simultaneous yielding of bolts and ground. In: The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks: Proceedings of the 2nd International Symposium, 12–14 October 1998, Napoli. Edited by A. Evangelista and L. Picarelli., Rotterdam: A.A. Balkema, The Netherlands, pp. 1027–1038.

WONG H., SUBRIN D., DIAS D. Extrusion movements of a tunnel head reinforced by finite length bolts – a closed-form solution using homogenization approach. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2000, vol. 24, n° 6, pp. 533–565.

YEO C.H., LEE F.H., TAN S.C. et al. Three dimensional numerical modelling of a NATM tunnel. International Journal of the JCRM, March 2009, vol. 5, n° 1, pp. 33-38.

YOO C., SHIN H.K. Deformation behavior of tunnel face reinforced with longitudinal pipes-laboratory and numerical investigation. Tunneling and Underground Space Technology, 2003, vol. 18, pp. 303- 319.

Annexe 1

Tableau 1 Description pétrographique des différentes unités géologiques

STRATIGRAPHIE	NOM	ABREVIATION	FORMATION	DESCRIPTION PETROGRAPHIQUE	EPAISSEUR
QUATERNAIRE Les plus anciennes : Wurm récent	Remblais Alluvions modernes et anciennes	R Am / Aa	formation sableuse lâche solé limono-argileux avec cailloutis	<ul style="list-style-type: none"> nature variable avec dominante sableuse lâche et tout-venant, morceaux de briques, éléments de maçonnerie... Epannage limono-argileux et caillouteux, saturés 	de 2 à 10 m
QUATERNAIRE (Wurm au mont Faron)	Colluvions	Py	cailloutis calcaires	<ul style="list-style-type: none"> Ebandages de cailloutis calcaires (avec gros blocs ou cailloutis cryoclastiques) de piedmont Induration : lentilles ou amas d'aspect conglomératique. A la base de la formation (zone de battement de la nappe) : lentilles ou horizons sableux 	variable 10 m en moyenne 15 m rue Chaluset 30 m port de Toulon
TERTIAIRE					variations
SECONDAIRE	Trias supérieur Keuper	b ₁ *	argile / gypse	<ul style="list-style-type: none"> argiles variées avec intercalations de cargnueles et amas de gypse gris ou rosés Très tendres, peut former des bourrages, pas de continuité avec le Trias moyen (3^{ème} niveau de décollement du Trias ?) Mischelkalk inférieur : blocs de dolomies et de cargnueles (très bréchille) avec marnes localement gypsifères (1^{er} niveau de décollement du Trias ?) 	Importantes variations avant tout d'origine tectonique.
SECONDAIRE	Trias moyen Muschelkalk inférieur	t ₁	dolomie / cargnuele / mame / gypse / calcaire	<ul style="list-style-type: none"> calcaire gris fumé très dur, fracturé, avec possibilité de joints noirs remplis de matières organiques calcaires dolomitiques et dolomies compactes azoïques (localement aspect bréchille ou cargnueles) calcaires dolomitiques et dolomies cargnueles bréchilles et chabotiques et marnes canes à intercalations de gypse (2^{ème} niveau de décollement) 	40 à 50 m Cap Brun
SECONDAIRE	Trias moyen Muschelkalk moyen	t ₂	calcaire dolomitique / mame / gypse	<ul style="list-style-type: none"> Partie supérieure : <ul style="list-style-type: none"> bancs de grès argileux micacés localement psammitiques, banc grès-dolomitique bréchille argiles grises, peu différentes du Permien terminal série conglomératique compacte (poudingues à drapées de base) avec alternance de : <ul style="list-style-type: none"> niveaux de galets de quartz filonien, lissurés, plus rarement de quartzite et de phanite, à ciment gréseux, lits de grès grossiers et moyens, granoclassés, à stratifications obliques et entrecroisées La partie terminale : grès, pélites, argilites rouge brun et lie-de-vin. Les grès grossiers et arkoses de teinte claire finissent par une alternance de grès arkosiques rouges et de pélites gréseuses ou micacées de teinte violette. Le conglomérat de base du Permien inférieur (Stéphanien et quartzophylade) serait présent tunnel sud. 	Non visible à Toulon (base rencontrée en sondage) 19 m à Escallon Partie sup. : 2 à 3 m
SECONDAIRE	Trias inférieur Bundsanstein	b ₁	conglomérat / grès / pélique / grès argileux	<ul style="list-style-type: none"> Ces terrains houillers sont très tectonisés et ils sont discordants sur les quartzophylades. grès fins gréseux à charbonneux schistes noirs à minces passées charbonneuses schistes quartzeux gris foncés à noirs avec intercalation de bancs peu épais de formations limoniteuses poudingues de base à gros galets de quartz et d'éléments du Socle (phylades) On trouve des niveaux de quartz et de quartzites (filonnets dans schistosité ou nodules). 	
PALEOZOIQUE	Permien	r	conglomérat / grès / pélie		
PALEOZOIQUE	Carbonifère Stéphanien	h	schiste et poudingue		
SOCLE ANTE- STEPHANIE (pas de datation)	Quartzo- phylades	x ₁ / x ₂ / (x ₃ ?) / x ₄	phylade / quartzite / arkose	<ul style="list-style-type: none"> Il s'agit de séries sédimentaires essentiellement détritiques peu affectées par un métamorphisme de faible degré. Cela peut expliquer pourquoi leur granulométrie et leur structure sont si variables. Les métamorphismes à grain très fin présentant une schistosité. Ce sont généralement des schistes sériciteux et chloriteux hétérogénéités à plans justes quartzites : roches siliceuses compactes à grains de quartz très fins (anciens grains détritiques). Distinction très difficile entre quartzite sédimentaire et métaquartzite arkoses : Grès grossier à grains de quartz, de feldspaths et de micas cimentés par des argiles. Les brèches sont fréquentes (éléments métriques de quartzites dans matrices phylliteuse alléée et souvent broyée). L'aléation est importante et touche la masse rocheuse : patine ocre-rouille, discontinuités très aérées de couleur variable (rouille si eau et air, bleuiee si confinement). 	

Tableau 2 Liste des différentes campagnes d'essais réalisés sur le site de Toulon

		Date	Lieu	Objectif	sols	roches
essais d'identification	w, γ , γ_d , ρ_s , S_r , e	2002-2003			X	X
Analyses granulométriques		2002-2003			X	
Analyses sédimentométriques par diffraction laser		2002-2003			X	
Limites de consistance		2002-2003			X	
Valeurs au bleu de méthylène		2002-2003			X	
Analyses minéralogiques semi-quantitatives par diffraction X		2002-2003			X	X
Essais triaxiaux		2002-2003			X	X
Essais oedométriques		2002-2003				X
Essais de compression uniaxiale		2002-2003			X	X
Modules de déformation pdt Rc		2002-2003				X
Essais brésiliens		2002-2003				X
Essais Franklin		2002-2003				X
Abrasivité et broyabilité		2002-2003				X
Essais oedométriques		2002-2003				
géophysique de surface	sismique réfraction (vitesse sonique)	10/1998	Au droit du tunnel nord	Evaluer les variations du toit du substratum	X	X
	RMT (Radio Magnéto Tellurique)	1998	Au droit du tunnel nord	Evaluer les variations du toit du substratum	X	X
	RAN (Radioactivité naturelle)	1997 et 1999	Au droit du tunnel nord		X	X
	Vitesse microsismique				X	X
essais in situ	Essai pressiométrique	1987, 1992, 1998, 1999, 2002-2003	Surface, souterrain, puits Fabié		X	X
Fracturation						X
Mesure de convergence en tunnel		1998 à 2000	Tube nord			
Mesure de tassement du soutènement provisoire en tunnel		1998 à 2000	Tube nord			
Mesures topographiques	Repère de nivellement (750 plots en surface), Mesures dans le massif (plots d'essais) Tubes inclinométriques, Extensomètres verticaux (sur tracé nord)	- 1996 - 1998 - 1999	Plots d'essai - Prémec - Chalucet - Dumont d'Urville	Connaître les déplacements verticaux et horizontaux		

Etude statistique sur les données pressiométriques concernant le Socle lors de la campagne de 2004

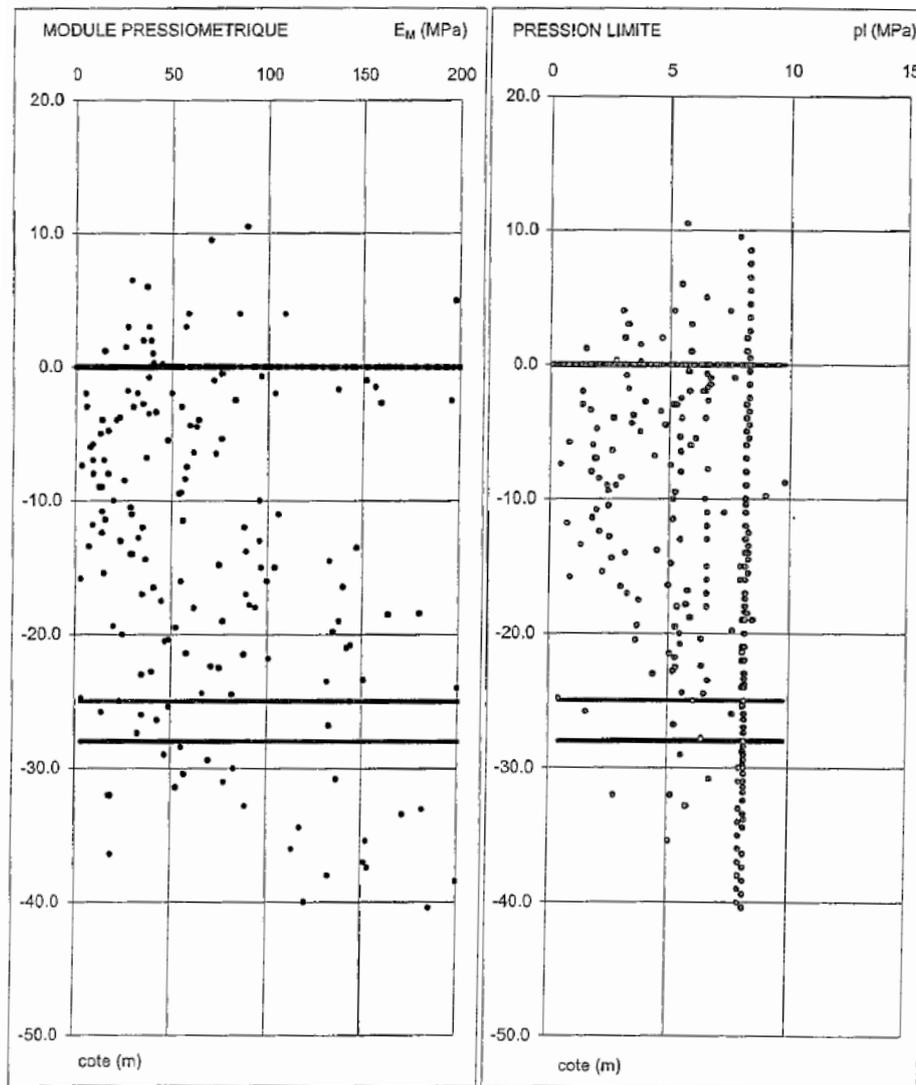


Figure 1 Données pressiométriques des essais sur le Socle Ouest

Tableau 3 Résultats de l'étude statistique

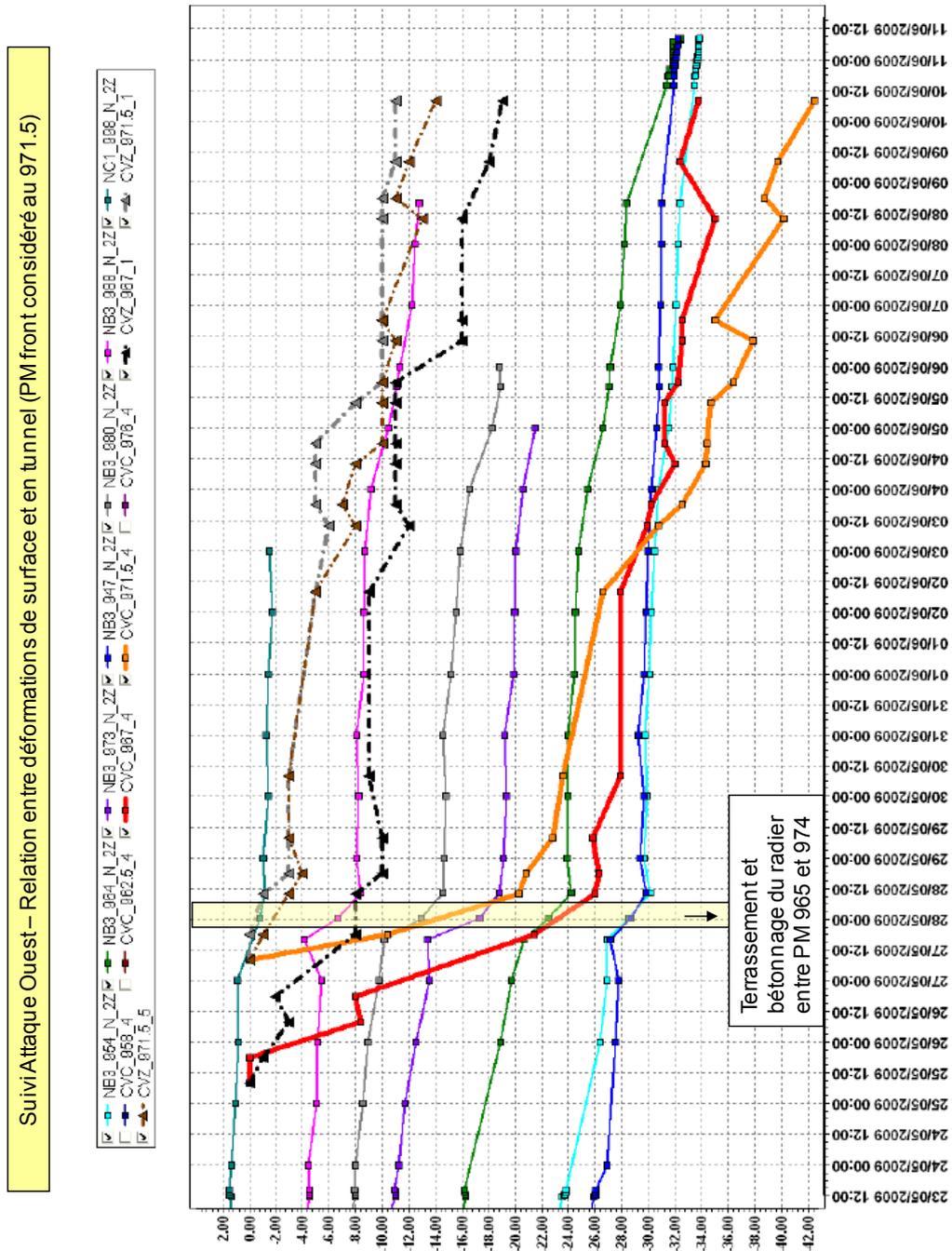
	E_M (MPa)	p_l (MPa)	E_M/p_l
Nombre essais	225	225	225
Moyenne arithmétique	163,4	6,1	22,9
Moyenne géométrique		5,5	15,9
Moyenne harmonique	39,9		11,3
Ecart type	180	2,3	21,5
Coefficient de variation	1,1	0,4	0,9
Médiane	89	6,6	15,1
Minimum	3	0,5	2,1
Maximum	884	9,8	149,1

Tableau 4 Description des différents types de (pré)soutènement prévu dans le projet du tube Sud de Toulon

Profil	Présoutènement			Soutènement		
	Au front	En 1/2 sup	En piedroit	En assise	Voûte+Piédroit	Radier
PS0	-	-	-	-	Boulons radiaux H/A25 (L=4m, e _r =1.5m, e _t =1.5m) Béton projeté 5+15 cm	Béton de roulement e _t =15cm
PS1	-	-	-	-	Cintres HEB180, e _t =1.5m Béton projeté 5+20 cm	(Idem PS0)
PS2A	Béton projeté fibré e=10 cm, 15 boulons en fibre de verre (e _t =4.5 m, L=18 m).	Tubes pétroliers divergents (i=14 °, φ= 89/70 mm, L=18 m, e _r =1 m, e _t =9 m)	-	-	(Idem PS1)	(Idem PS0)
PS2B	(Idem PS2A)	(Idem PS2A)	-	-	(Idem PS1)	Cintres contre-voûtés HEB220 e _t =1.5m Béton armé, e=30cm
PS2C	(Idem PS2A)	Tubes pétroliers divergents (i=14 °, φ= 89/70 mm, L=18 m, e _r =1 m, e _t =4.5 m)	-	-	(Idem PS1)	(Idem PS2B)
PS3B	(Idem PS2A)	(Idem PS2A)	Tubes pétroliers divergents (i=14 ° à 17°, φ= 89/70 mm, L=18 m, e _r =1 m, e _t =9 m)	-	(Idem PS1)	(Idem PS2B)
PS3C	(Idem PS2A)	(Idem PS2C)	Tubes pétroliers divergents (i=14 ° à 17°, φ= 89/70 mm, L=18 m, e _r =1 m, e _t =4.5 m)	-	(Idem PS1)	(Idem PS2B)
PS4	Béton projeté fibré e=15 cm, 20 boulons en fibre de verre (e _t =4.5 m, L=18 m).	Tubes pétroliers en voûte parapluie (i=6 °, φ= 89/70 mm, L=18 m, e _r =0.4 m, e _t =9 m)	-	-	(Idem PS1)	(Idem PS2B)
PS5	(Idem PS4)	(Idem PS4)	Tubes pétroliers en voûte parapluie (i=6 °, φ= 89/70 mm, L=18 m, e _r =0.4 m, e _t =9 m)	-	(Idem PS1)	(Idem PS2B)
PS8	Béton projeté fibré e=15 cm, 11 boulons en fibre de verre, (e _t =4.5 m, L=18 m), 6 colonnes de jet-grouting (φ=0.8m, L=12m, e _t =9m).	Tubes pétroliers en voûte parapluie (i=6 °, φ= 109/127 mm, L=18 m, e _r =0.4 m, e _t =9 m)	-	Renforcement sur 5 m sous le radier par colonnes de jet-grouting (φ=0.8m, L=12m, e _r =1m, e _t =9m)	Idem PS1 avec e _t =1m	-Idem PS2B avec e _t =1m

Avec e : épaisseur, e_t : espacement longitudinal, e_r : espacement transversal, φ : diamètre, i : inclinaison, L=longueur

Figure 2 Relation entre déformations de surface et en tunnel



Annexe 2

Réalisation des mesure inclinométriques et corrections des données

Voici les étapes effectuées pour prendre les mesures avec la sonde inclinométrique et ensuite pour traiter les données. La sonde utilisée a été la « Digitilt Inclinometer Probe » de Slope Indicator.

Une fois arrivé sur le terrain il faut:

Brancher la sonde au câble de mesure et la descendre jusqu'au fond du tube, en insérant les roulettes vers le haut dans la rainure selon la direction A+ (voir schéma à côté). L'axe A représente la direction dans laquelle le mouvement principal du terrain aura lieu.

Attendre une dizaine de minutes afin que la sonde puisse se stabiliser par rapport à la température de l'eau.

A partir du fond du tube, faire une mesure en remontant avec un pas de 0.5 m. Pour chaque pas, avant de mémoriser la donnée, attendre que la mesure soit stable. Cette démarche il faut la faire jusqu' à sortir la sonde du tube, en

contrôlant bien que les roulettes soient restées dans la rainure. La mesure A+ est terminée.

Retourner la sonde de 180° (roulette vers le haut selon A₁₈₀), la faire redescendre jusqu'au fond et attendre que se stabilise.

Répéter la procédure en complétant de cette façon la mesure A-.

Mémoriser la mesure et retirer la sonde.

Arrivé dans le bureau les données enregistrées dans le boîtier doivent être traitées de la façon suivante :

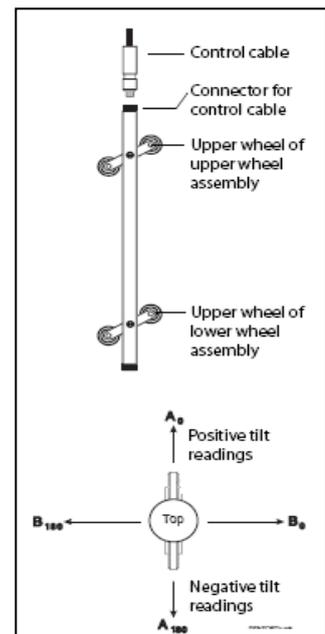


Figure 1

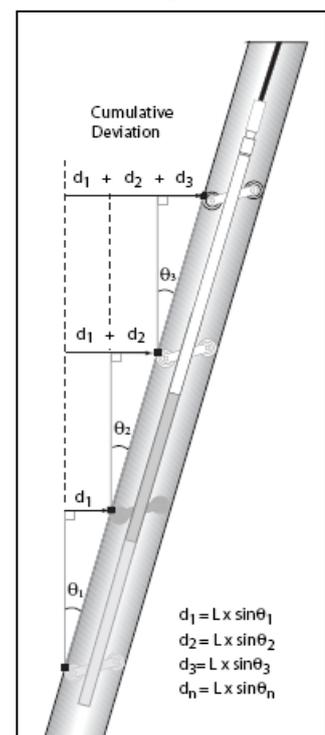


Figure 2

Télécharger sur ordinateur le relevé fait qui sera enregistré avec la date et l'heure à laquelle a été pris.

La sonde, grâce à des accéléromètres, mesure l'angle que le tube fait avec la verticale terrestre. Pour obtenir le sinus de cet angle il faut faire le rapport entre la mesure enregistrée et la constante de l'instrument (C):

$$\sin \theta = \frac{\text{Mesure}}{C}$$

- Le $\sin \theta$ (A+) et le $\sin \theta$ (A-) à chaque profondeur mesurée sont donc calculés. Le $\sin \theta$ (A-) est un numéro négatif. Fait ensuite la moyenne des mesures, A+ et A-, pour éliminer l'offset de l'instrument et diminuer les effets des erreurs casuels.

$$\text{Moyenne} = \frac{(A+) - (A-)}{2}$$

En partant du point le plus profond, considéré un point fixe (déviations constante et nulle), calculer ensuite la déviation de chaque point de mesure en multipliant la mesure moyenne fois le pas de mesure ($L = 0.5$ m). Pour obtenir la déviation cumulative, sommer la déviation du point considéré avec celle du point qui le précède (voir figure 2) :

$$\text{Déviation (n)} = 0.5 * \text{Moyenne (n)} + \text{Déviation (n-1)}$$

Pour calculer enfin le déplacement dans le temps du tube, et donc du terrain, faire différence entre la déviation cumulative mesurée à une certaine date et celle calculée le premier jour (mesure de zéro). La mesure de zéro représente en effet la forme du tube lors de sa mise en place et il est donc très important de la faire bien avant que le terrain puisse ressentir de l'influence du front qui s'approche.

La même procédure peut être faite pour l'axe B. Les mesures sur cet axe sont faites par la sonde par défaut, grâce à deux autres accéléromètres. Toutefois elles sont moins précises par rapport à celles faites sur l'axe A.

Contrôler ensuite les mesures en faisant les demi-sommes de A+ et A- ou B+ et B-. Elles devraient être constantes un jour donné pour un même relevé, si la température de la sonde est stabilisée.

$$\text{Contrôle} = \frac{(A+) + (A-)}{2}$$

Si à une certaine profondeur cela n'est pas vérifié, il y a deux possibles explications : soit il s'agit d'une erreur de mesure soit d'un défaut local du tube.

Pour écarter l'hypothèse de l'erreur de mesure, faire la différence entre les demi-sommes du jour considéré et celles de la mesure de zéro. Si elle est sensiblement constante il n'y a pas d'erreur de mesure mais il s'agit d'un dé-

faut local du tube qui provoque la variation locale de la demi-somme. Le cas contraire il faut apporter une correction à la mesure.

Une autre correction, apportée aux mesures inclinométriques, a été de les recalculer par rapport à la mesure calculée en surface au même jour, grâce aux cibles de bâti fixées sur le terrain à coté des inclinomètres.

Tout d'abord, la composante du mouvement horizontal de la cible, selon la direction de l'axe A de l'inclinomètre, a été calculée à travers une rotation des axes. La cible est mesurée en effet selon le Nord (N) et l'Est (E) géographique.

En connaissant l'angle α entre ces directions et l'axe A, la composante des deux mouvements a été obtenue avec les formules suivantes (selon l'inclinomètre considéré) :

$$(A+) = E * \cos(\alpha) + N * \sin(\alpha) \text{ ou}$$

$$(A+) = N * \cos(\alpha) - E * \sin(\alpha)$$

Ensuite les mesures faites avec l'inclinomètre ont été corrigées par rapport à le mouvement de la cible de surface à travers une corrélation linéaire, selon la formule suivante (voir figure 3):

$$y_i(z)_{\text{corrigé}} = y_i(z)_{\text{mesuré}} - \frac{[y_i(H) - y_c]}{H} \cdot z$$

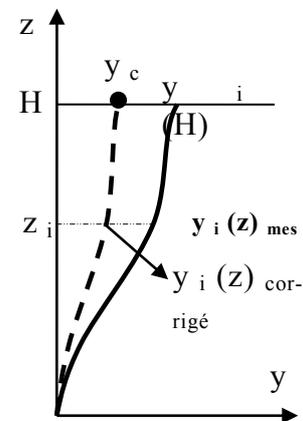


Figure 3

Où :

$y_i(z)_{\text{corrigé}}$: déplacement de l'inclinomètre à une certaine hauteur z , corrigé par rapport à la mesure de la cible de surface ;

$y_i(z)$: déplacement mesuré par l'inclinomètre à une certaine hauteur z ;

z : hauteur du point mesuré à partir du bas de l'inclinomètre;

H : hauteur totale de l'inclinomètre ;

y_c : déplacement selon A mesuré par la cible de surface ;

$y_i(H)$: déplacement mesuré par l'inclinomètre au point de mesure plus proche du T.N.

Une dernière correction possible est celle réalisée par rapport aux mesures de vrillage (figure 3). Cette correction a été faite pour les différents inclinomètres installées dans les sections instrumentées.

Une sonde mesure le vrillage de tubes inclinométriques en place. En effet les tubes peuvent parfois vriller lors de l'installation lorsque les opérateurs ten-

tent de réaligner des morceaux de tubage désalignés ou lors du retrait des tubes de forages. La sonde est calibrée afin que le lecteur affiche la rotation relative entre les roulettes hautes et les roulettes basses. Le vrillage de chaque tube inclinométrique par rapport à son orientation en tête de forage, est mesuré tous les 1.5m, distance correspondant à la distance entre les deux roulettes de la sonde. Un calcul de valeurs cumulés est donc réalisé à partir des mesures successives de la rotation relative entre les roulettes hautes et basses de la sonde depuis le haut du tube de forage jusqu'au fond du forage. Les valeurs de vrillage des inclinomètres des sections instrumentées ont été faibles, signe que les tubes ont été correctement installés.

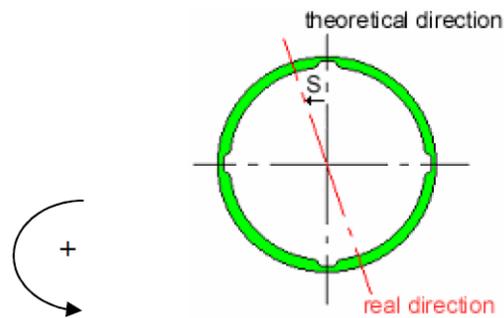


Figure 4 Mesure de vrillage

Résultats des mesures de la section instrumentée I « EDF » (graphes complémentaires)

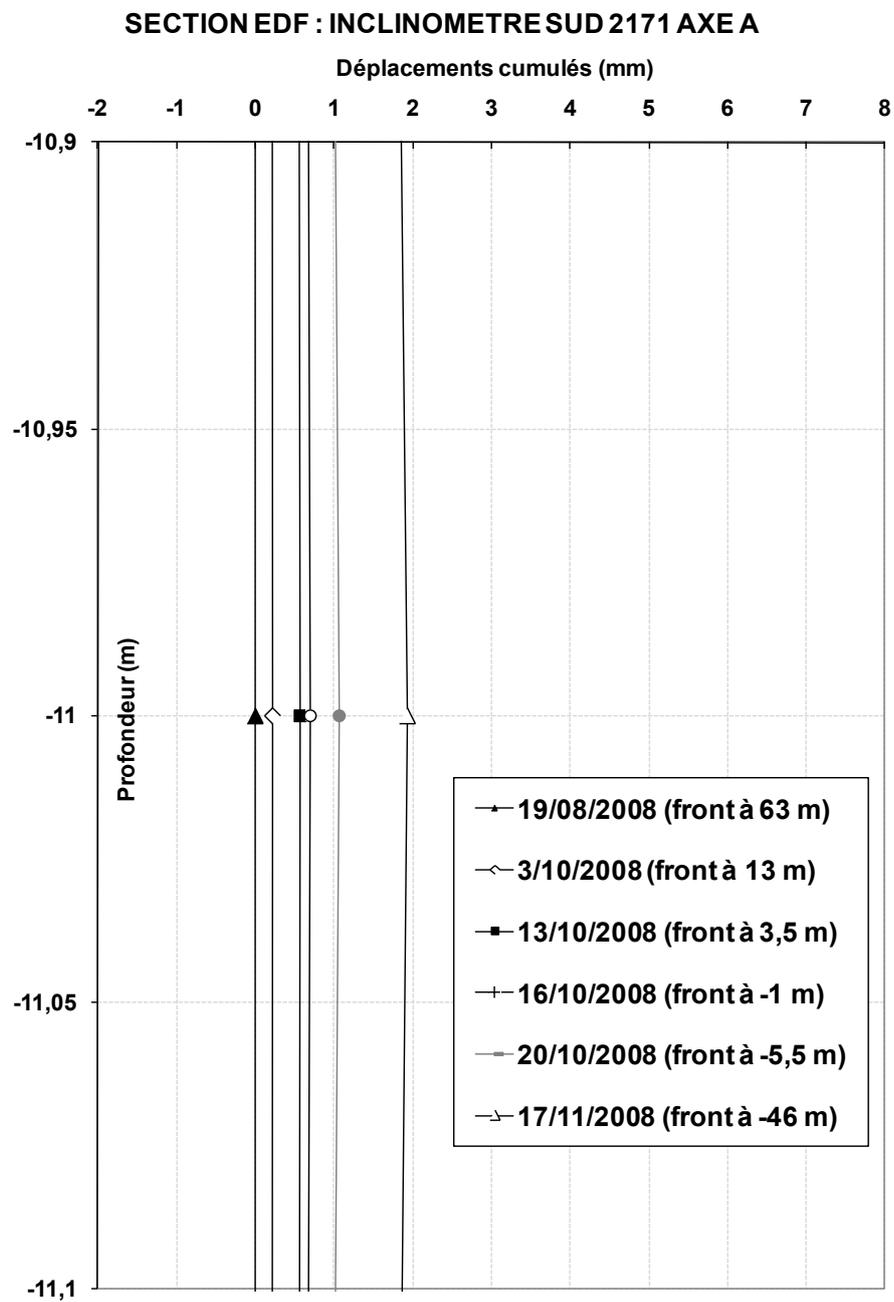


Figure 5 Inclinomètre Sud, zoom sur l'effet échelle

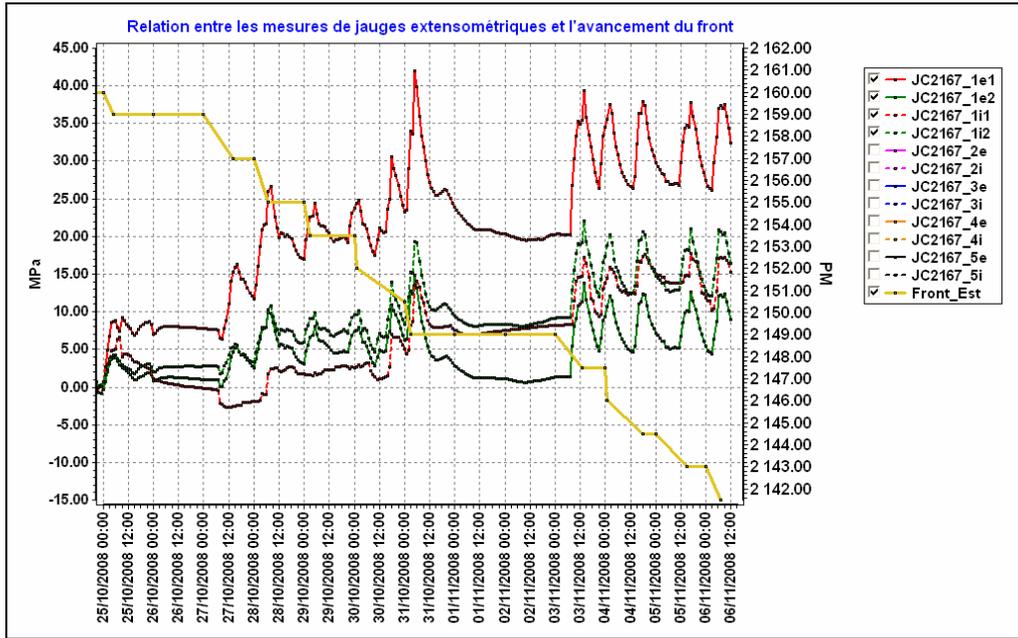


Figure 6 Relation entre les mesures des jauges extensométriques et l'avancement du front de taille.

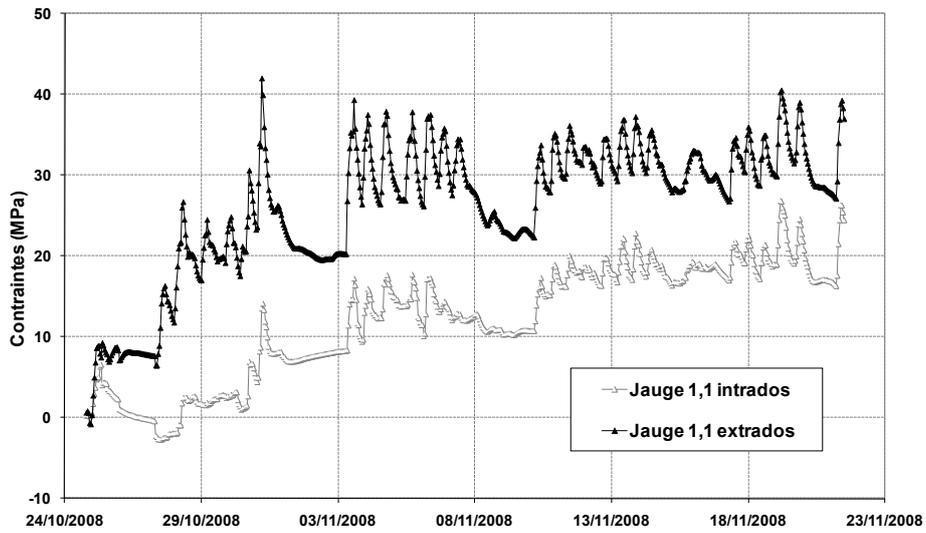


Figure 7 Contraintes mesurées par les jauges extensométriques en clé du cintre

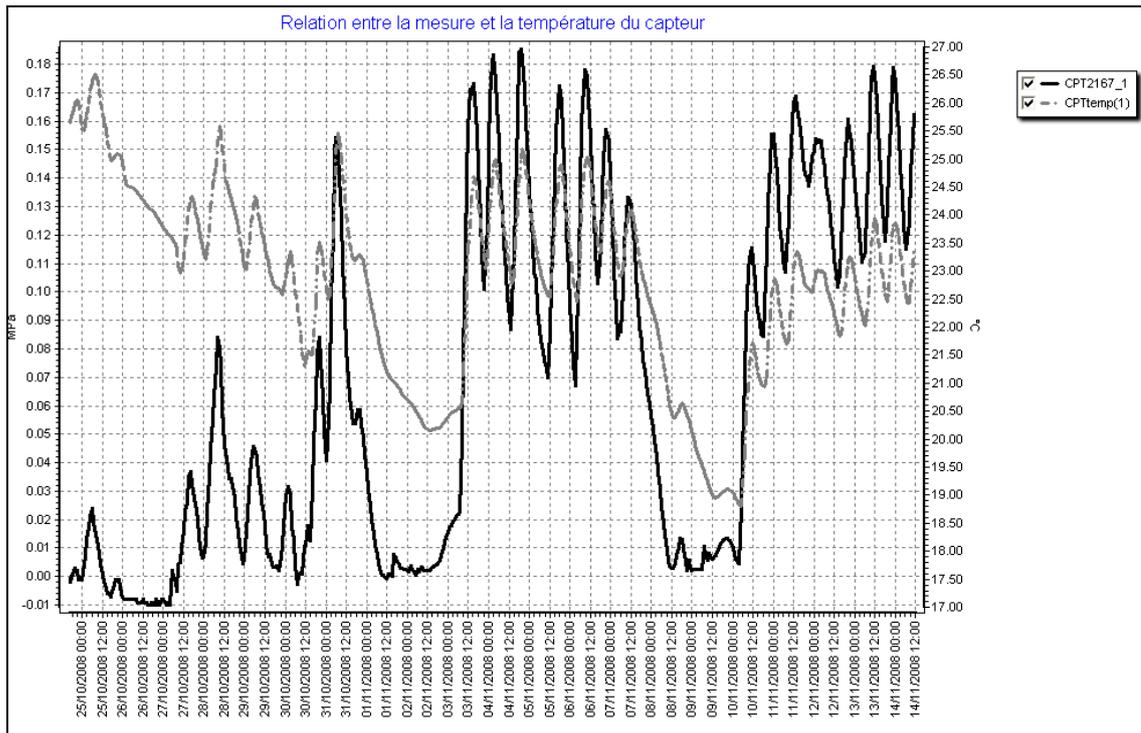


Figure 8 Relation entre mesure du CPT 1 et sa température

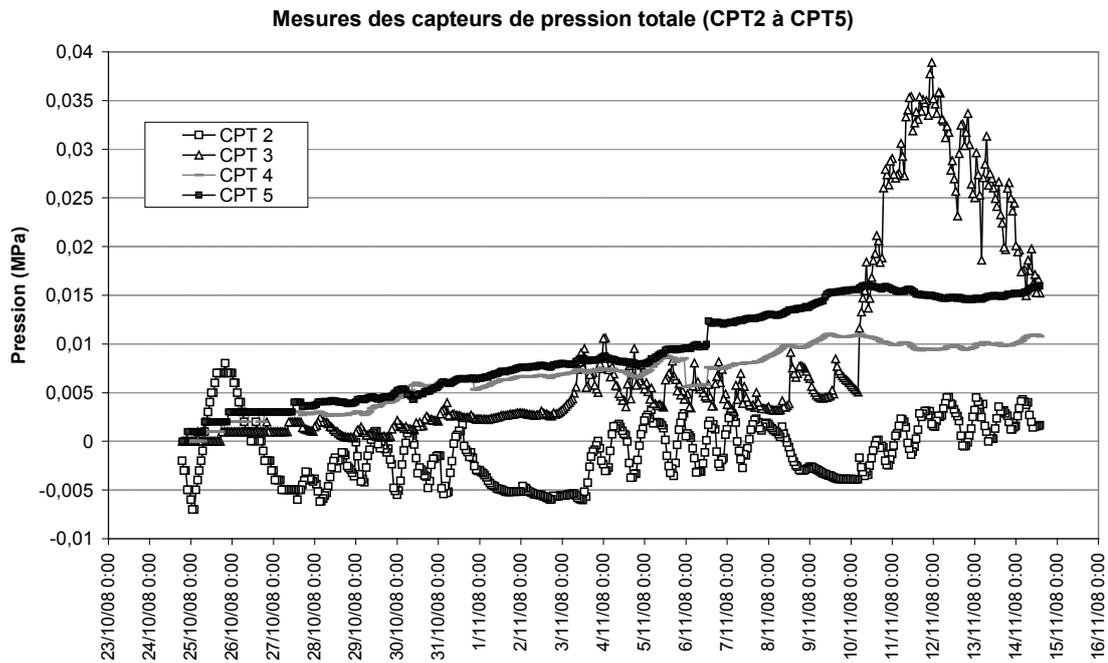


Figure 9 Mesures enregistrées par les autres CPT

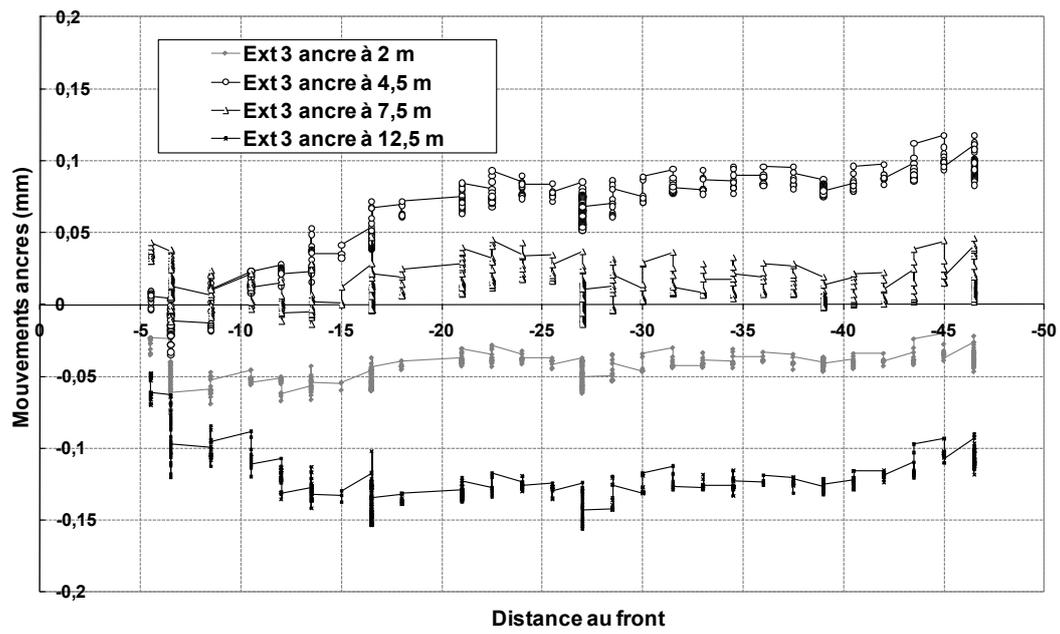


Figure 10 Déplacements relatifs des ancrs de l'extensomètre radial n°3

Résultats des mesures de la section instrumentée II « Jardin Alexandre 1^{er} » (graphes complémentaires)

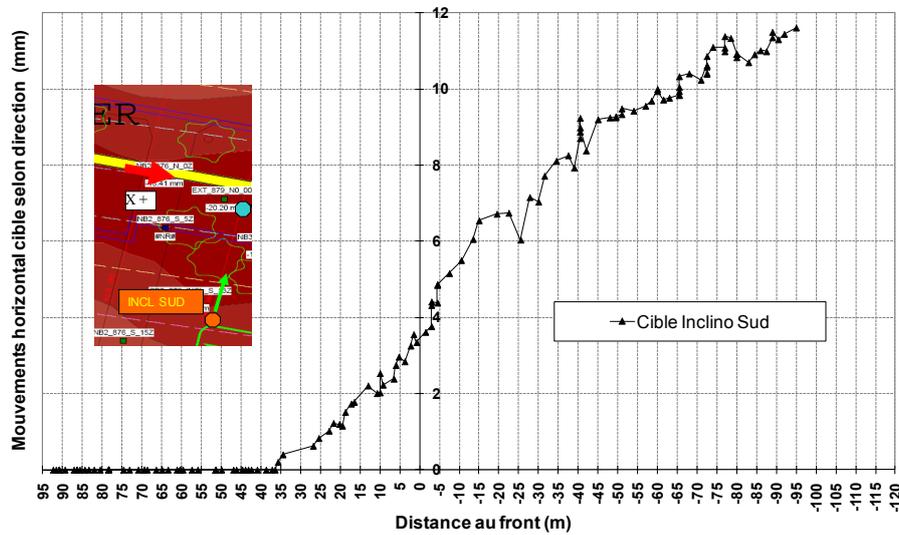


Figure 11 Mouvements de la cible INCLINO SUD selon la direction perpendiculaire à l'axe, utilisés dans la correction des mesures inclinométriques

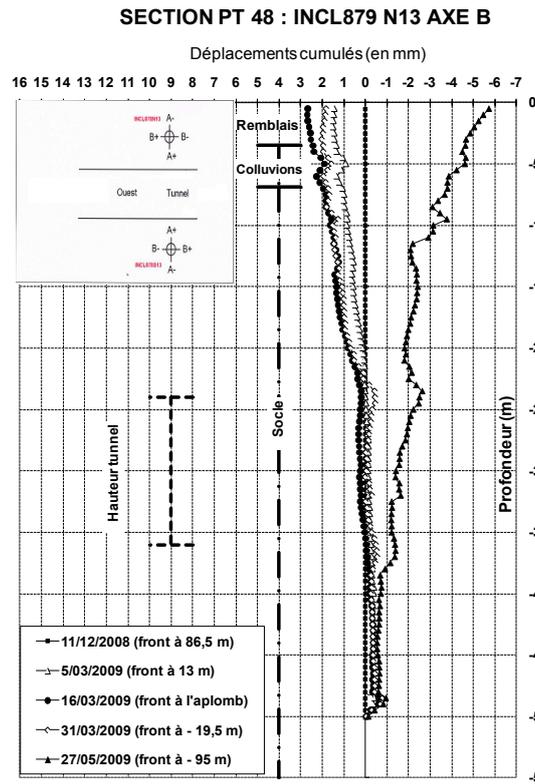


Figure 12 Mesures de déplacements de l'inclinomètre Nord selon l'axe B

Mouvements cible INCLINO SUD (mesures brutes)

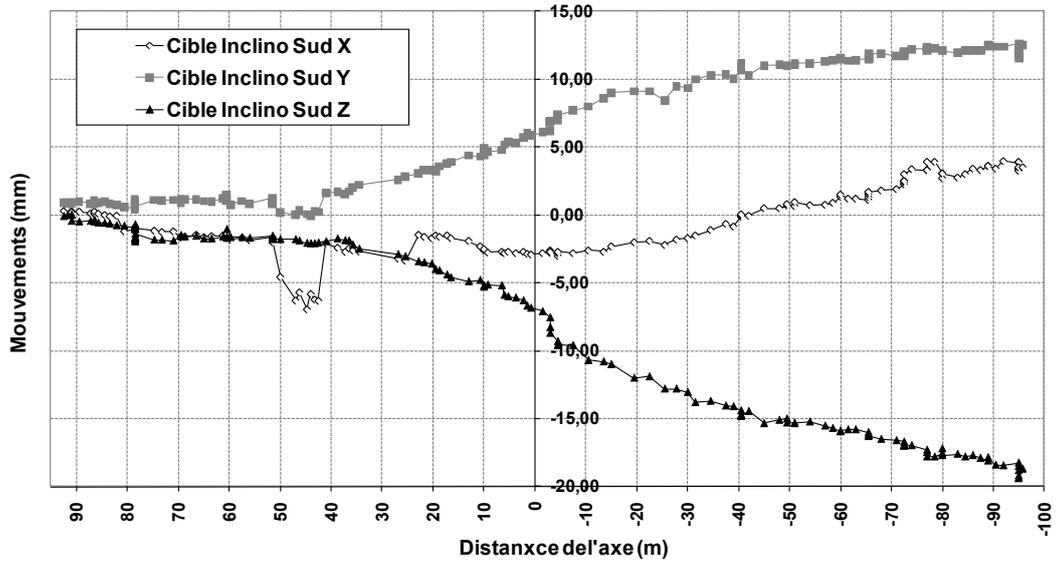


Figure 13 Mesures brutes de la cible à côté de l'inclinomètre Sud

Mouvements cible EXTENSOMETRE (mesures brutes)

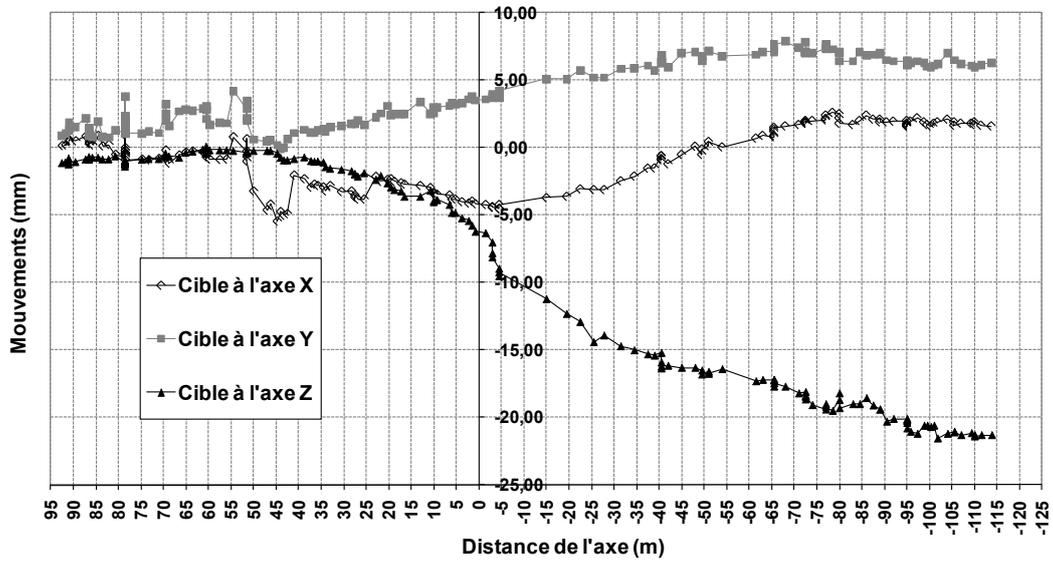


Figure 14 Mesures brutes de la cible à côté de l'extensomètre

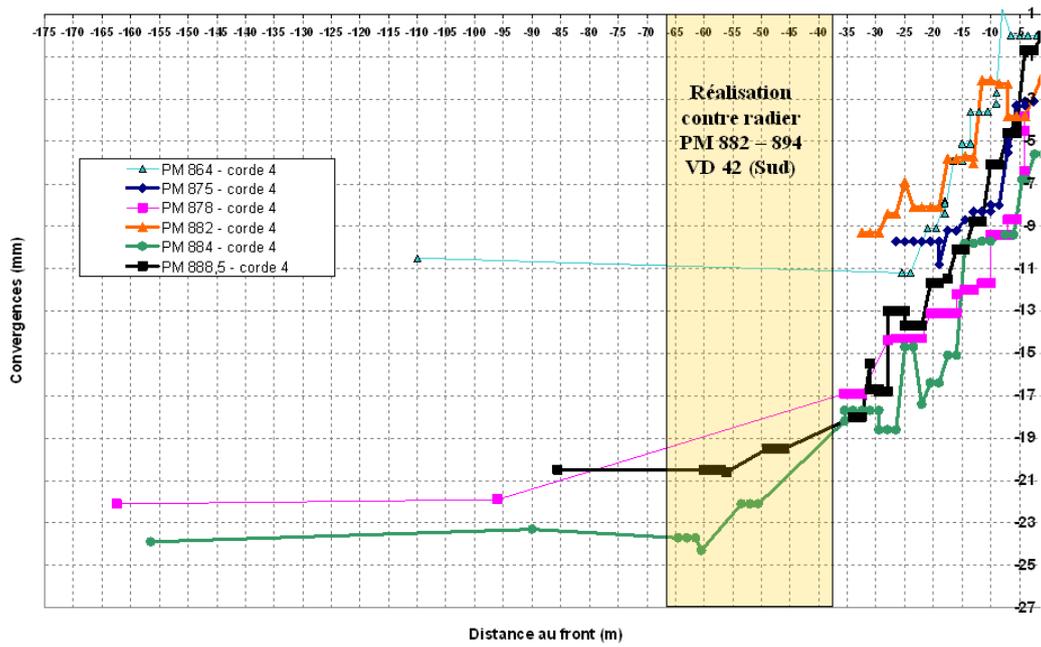


Figure 15 Convergences corde 4 en fonction de la distance au front, effet de la réalisation du radier en retard

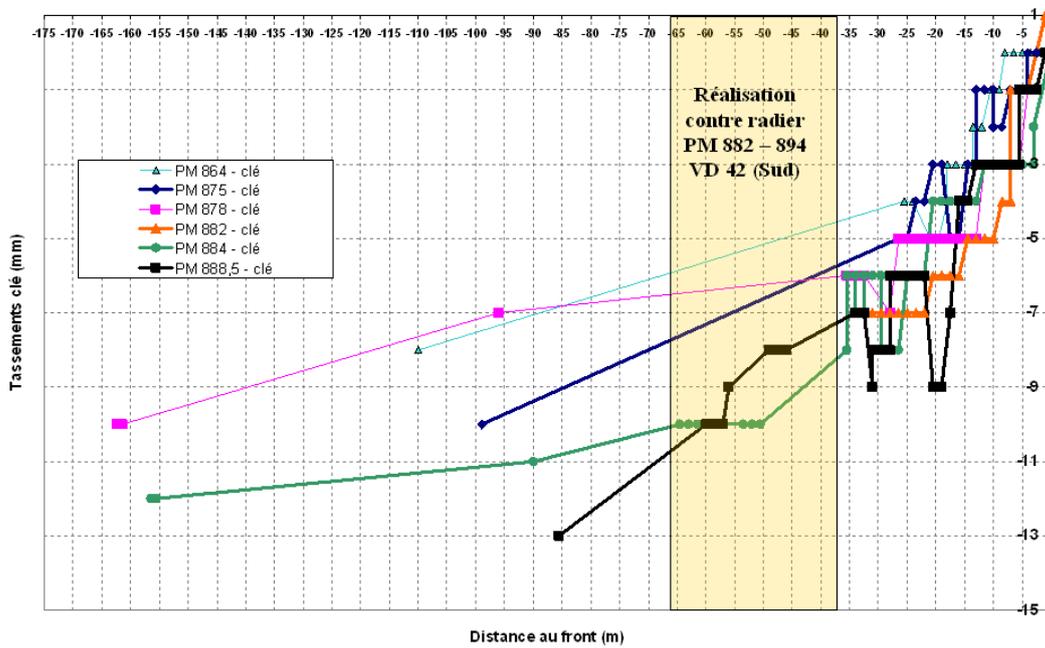
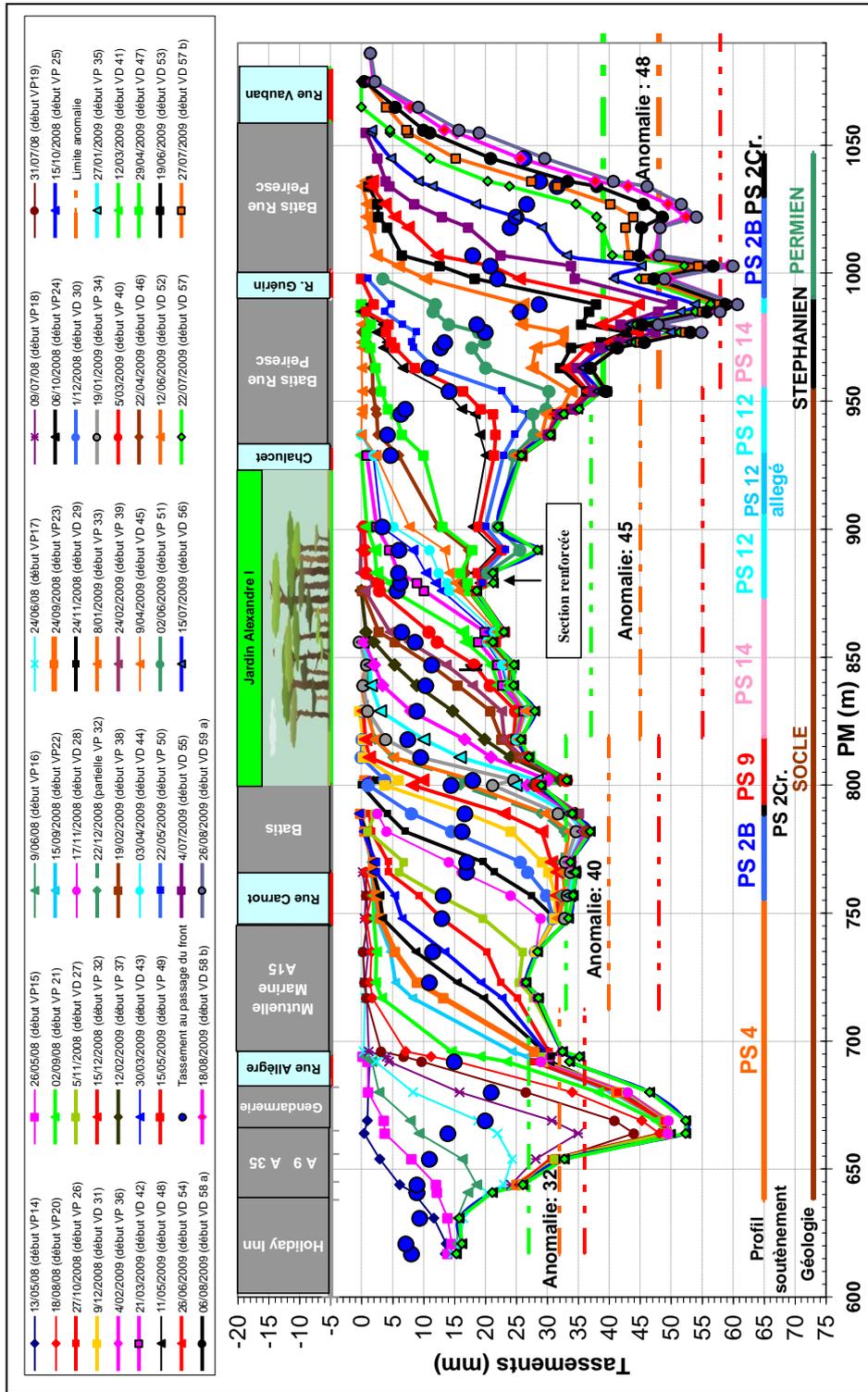


Figure 16 Tassements en clé en fonction de la distance au front, effet de la réalisation du radier en retard

Figure 17 Profil en long Attaque Ouest



Timing concernant l'excavation et la pose des différents instrumentés :

17/03/2009 à 18 h : excavation jusqu'au PM 882.

18/03/2009 : pose du cintre instrumenté à 2h, fin réglage à 6 h.

Pose des CPT : problèmes d'installation à cause des hors profil.

19/03/2009 : durant la nuit forage boulons au front + forage et pose des extensomètres 2 et 4 (difficulté de forage et enfilage, dernière ancre a été coupée). Le matin, forage de l'extensomètre 5 (même problème du 4), l'après midi, forage extensomètre 3 (pas perpendiculaire à la paroi pour difficulté GTA, il a fallu faire un regard spécial). Le soir, reprise forage des boulons.

De 18 h à 2 h : câblage, montée en pression CPT, regard, mesure de zéro (20/03 à 00h00).

20/03/2009 : forage de la voute divergente VD42 de 7h à 24 h.

21/03/2009 : excavation pour pose du C1 de 2 h à 9 h.

23/03/2009 : excavation C2 de 6h à 12 h ;

excavation C3 de 20 h à 4 h du 24/03.

24/03/2009 : excavation C4 de 11h à 17 h ;

excavation C5 de 22h à 4 h du 25/03.

25/03/2009 : excavation C6 de 10 h à 17 h ;

excavation C7 de 24 h à 6 h du 26/03.

26/03/2009 : excavation C8 de 13 h à 17 h.

27/03/2009 : forage des boulons au front de 18 h à 5 h le 28/03.

28/03/2009 : forage de la voute divergente VD43 de 6h à 22h.

30/03/2009 : reprise excavation sous VD43.

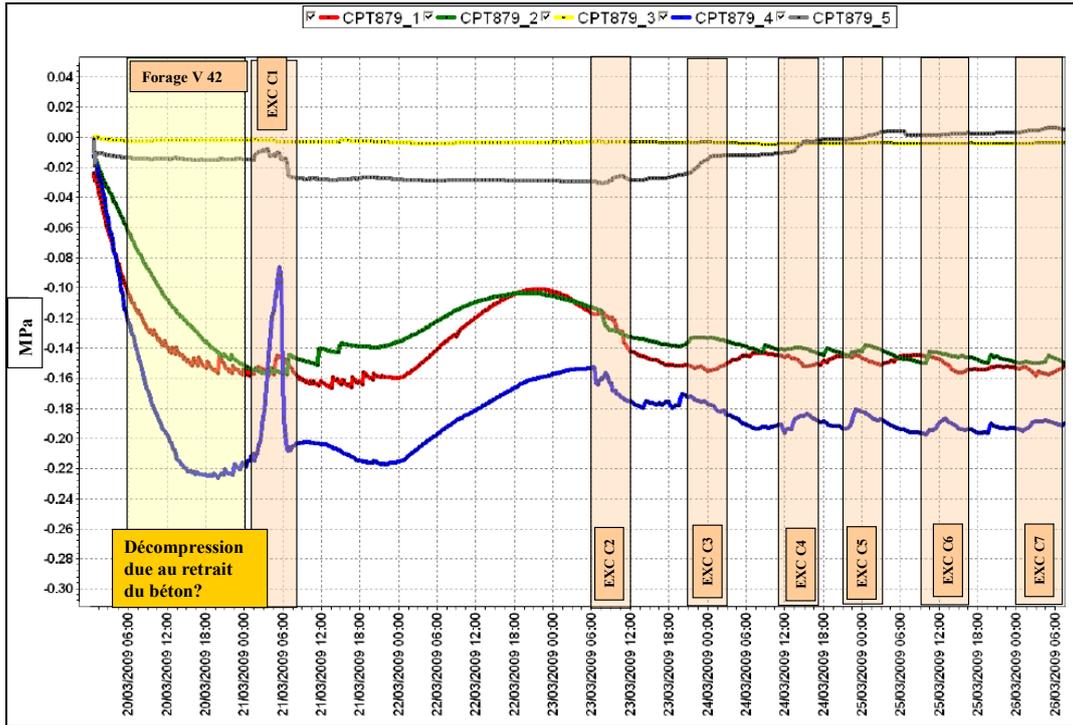


Figure 18 Mesures brutes des CPT et relation avec les travaux en souterrain

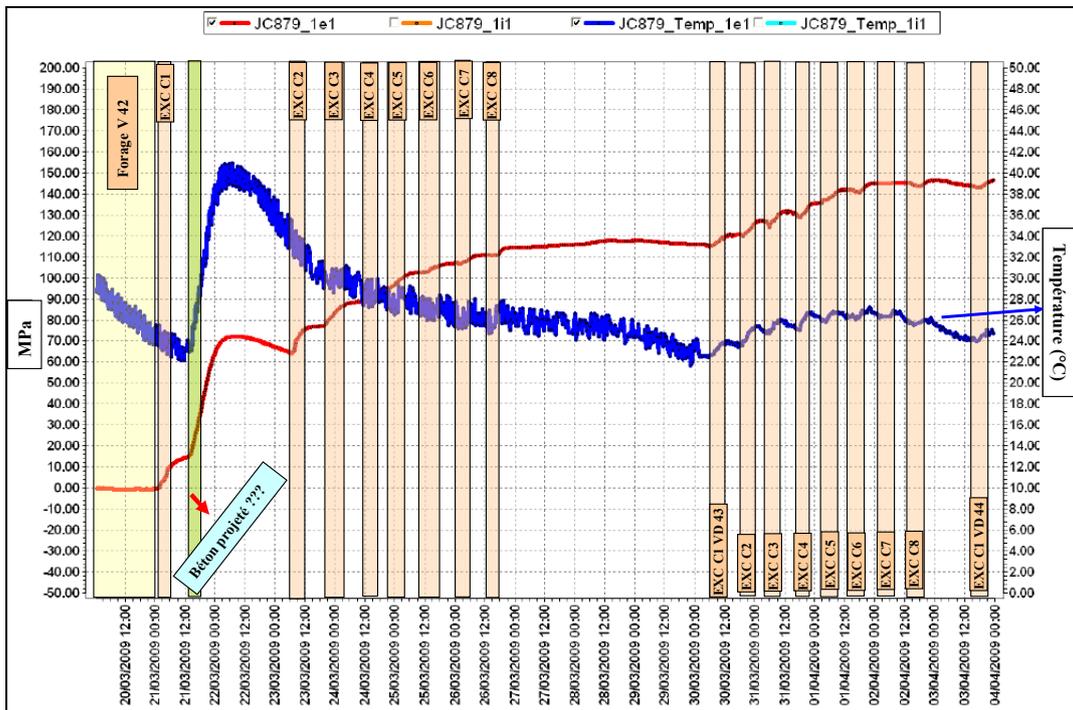


Figure 19 Relation entre la mesure de la jauge extensométrique placée en clé du centre et la température de l'instrument

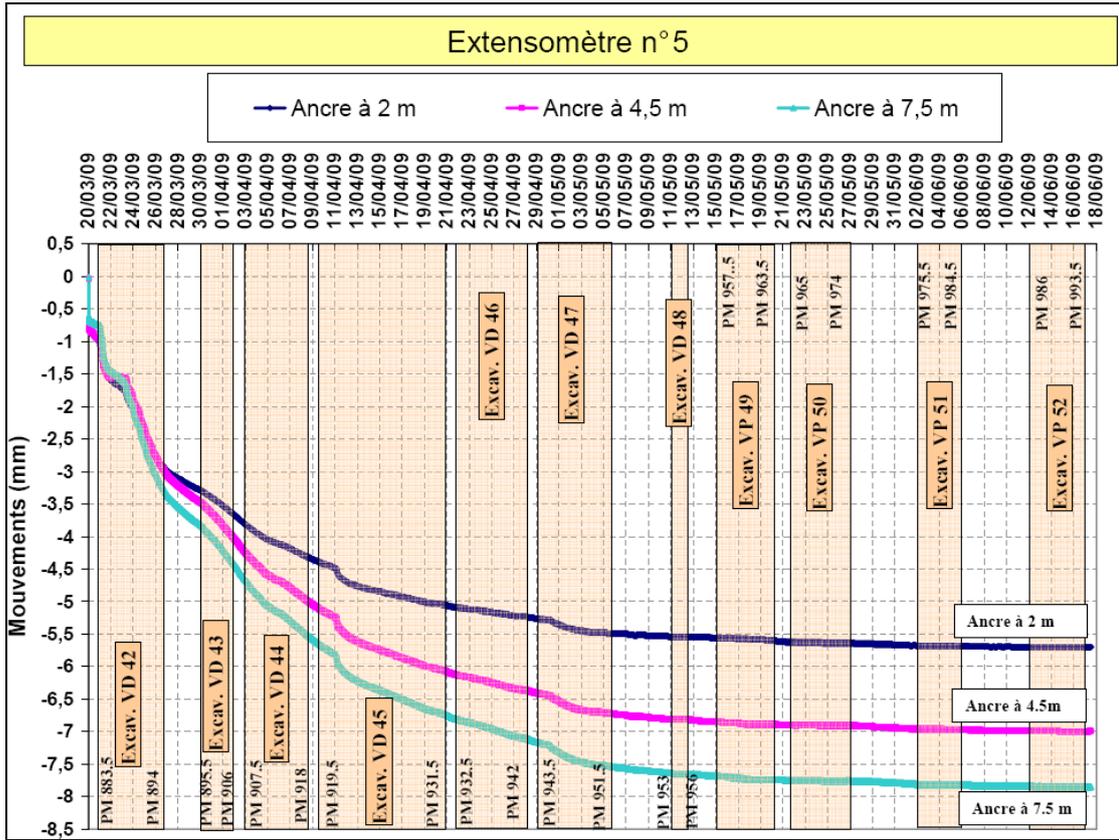


Figure 20 Mouvements des ancrs de l'extensomètre n°5

Annexe 3

Expression de la surface de charge dans le modèle HS

D'une façon similaire au modèle MC, l'état limite de contraintes est simulé par la cohésion c , l'angle de frottement interne φ et l'angle de dilatance ψ . La surface de charge adoptée pour le modèle HS (dans l'espace d'essai triaxial) a pour l'écriture :

$$F = \bar{F} - \gamma^p \quad (1)$$

où :

$$\bar{F} = \frac{1}{E_{50}^{ref}} \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}^{ref}} \left(\frac{c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3}{c' \cdot \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (2)$$

est une fonction des contraintes et le paramètre d'écroutissage

$$\kappa = \gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \quad (3)$$

est une fonction des déformations plastiques. Le modèle HS adopte (d'une façon similaire au modèle MC) une plasticité non associée afin de déterminer les déformations plastiques suivant le potentiel

$$G = (3 - \sin \psi) \cdot q - 6 \cdot \sin \psi \cdot p \quad (4)$$

Le cap-type fonction a pour la formulation

$$F^{cap} = \frac{q^2}{M^2} + (p + c' \cdot \cot \varphi')^2 - (p_p + c' \cdot \cot \varphi')^2 \quad (5)$$

avec

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (6)$$

La description complète du modèle HS est donnée par Schanz et al. (1999).

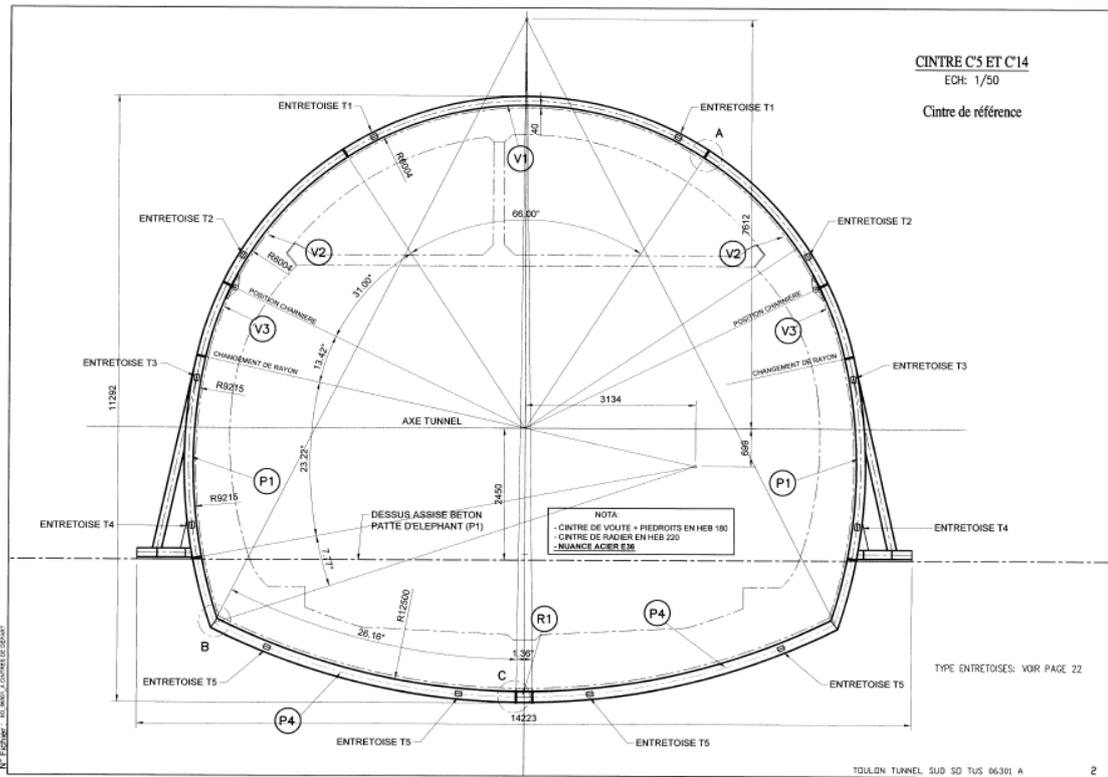


Figure 21 Géométrie du cintre « type » prise en compte dans la modélisation numérique de la section du tunnel

Tableau 5 Résultats des essais en traction des boulons dans le Socle, Attaque Ouest

	PM 667 (fiche 21)		PM 725 (fiche 55)		PM 818 (fiche 68)		PM 1371 (fiche 174)	
	Coulis C/E=2	Résine	Coulis C/E=2	Résine	Coulis C/E=2	Résine	Coulis C/E=2	Résine
Effort de pic (kN)	268,4	270,6	247	244,2	272,5	264,7	279,7	279,9
	269,5	62,4	\	244,4	266,7	267,5	283,3	188,7
Effort résiduel (kN)	\	\	516,7	\	\	\	\	\
	\	55	\	\	\	\	\	153,4
Contrainte de frottement latérale pic (kPa)	429,4	433	516,7	510,9	572,5	556,1	585,1	585,6
	431,2	99,8	\	511,3	560,3	562	592,7	394,8
Contrainte de frottement latérale rés (kPa)	\	\	\	472,6	\	\	\	\
	\	88	\	\	\	\	\	320,9
Longueur scellée (m)	\	\	\	183,9	\	\	\	\
	2,8	2,8	2	2	2	2	2	2

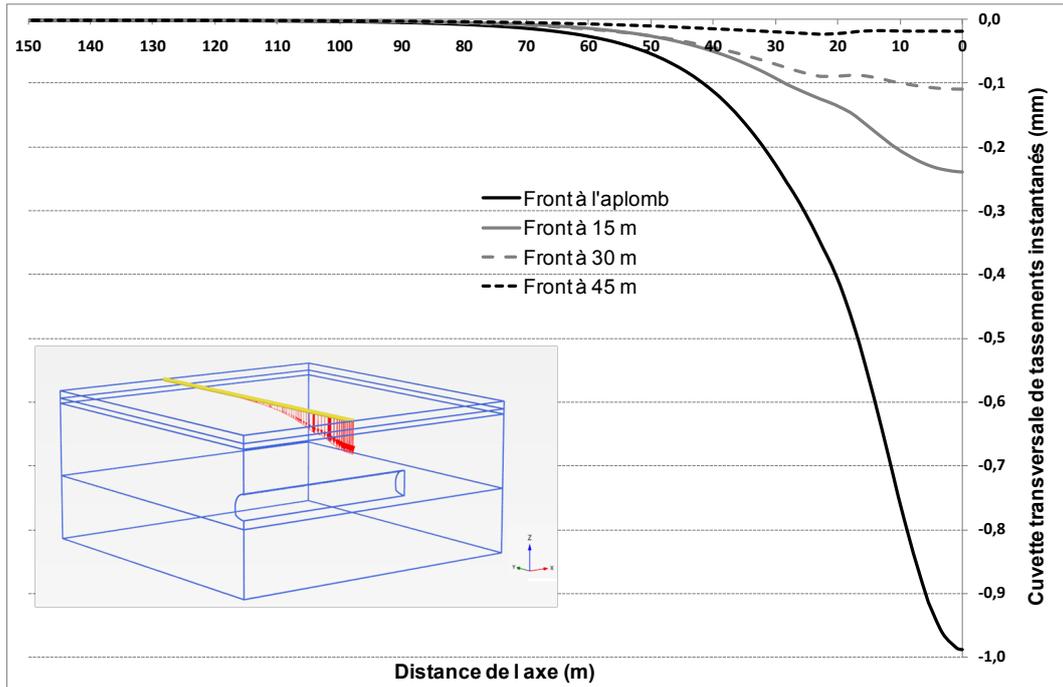


Figure 22 Evolution de la cuvette transversale de tassements instantanés en fonction de l'éloignement du front de taille

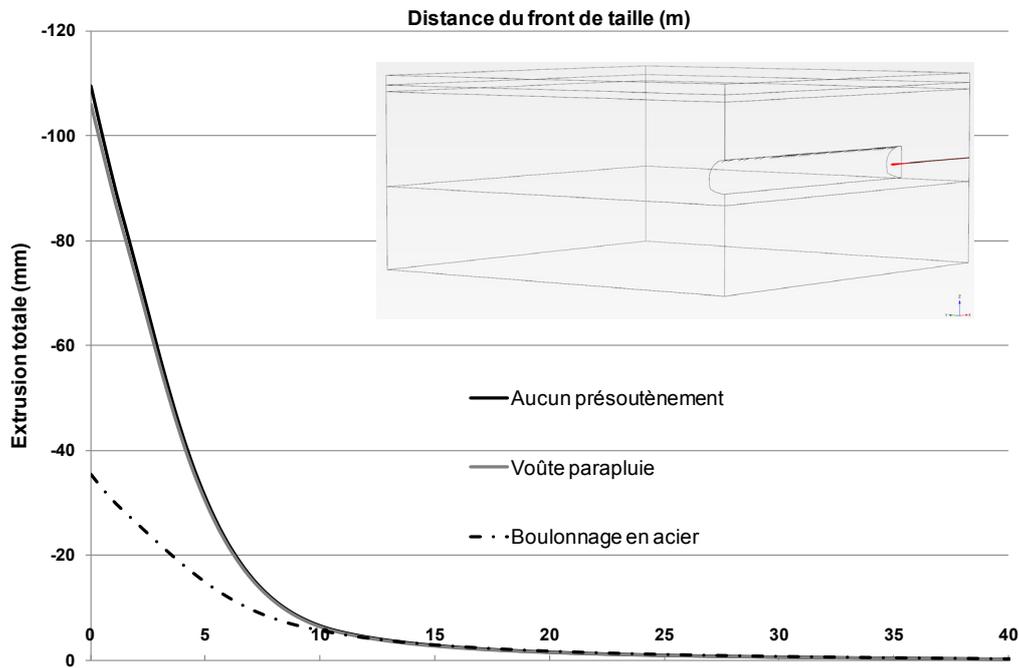


Figure 23 Influence des présoutènements sur la pré-extrusion à $Z=31,2$ m

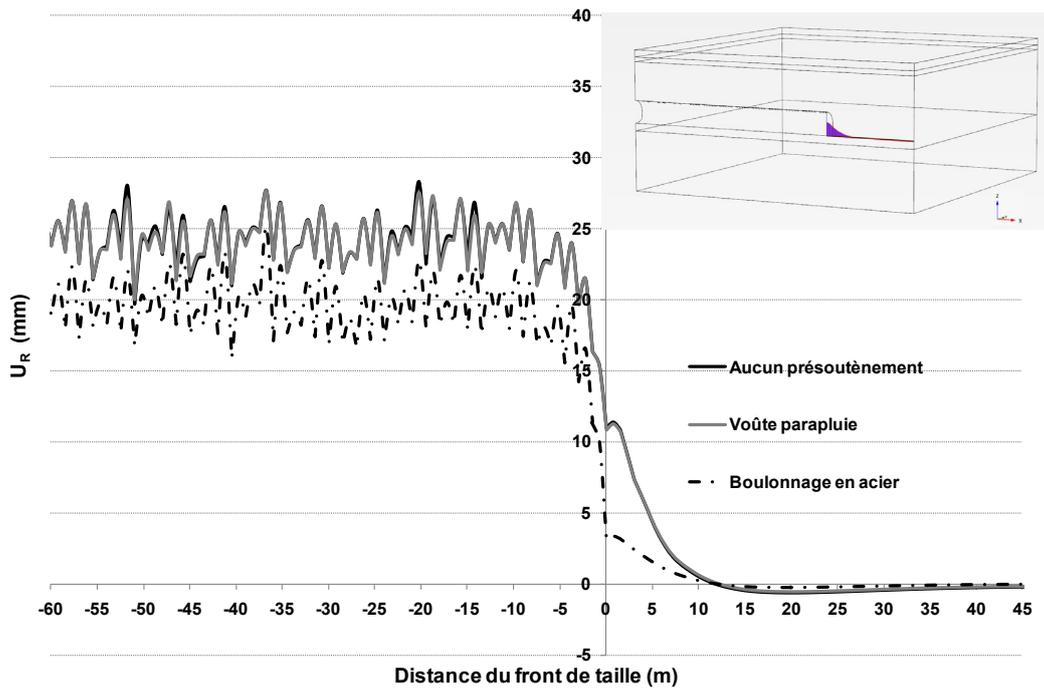


Figure 24 Influence des présoutènements sur le soulèvement du radier U_R

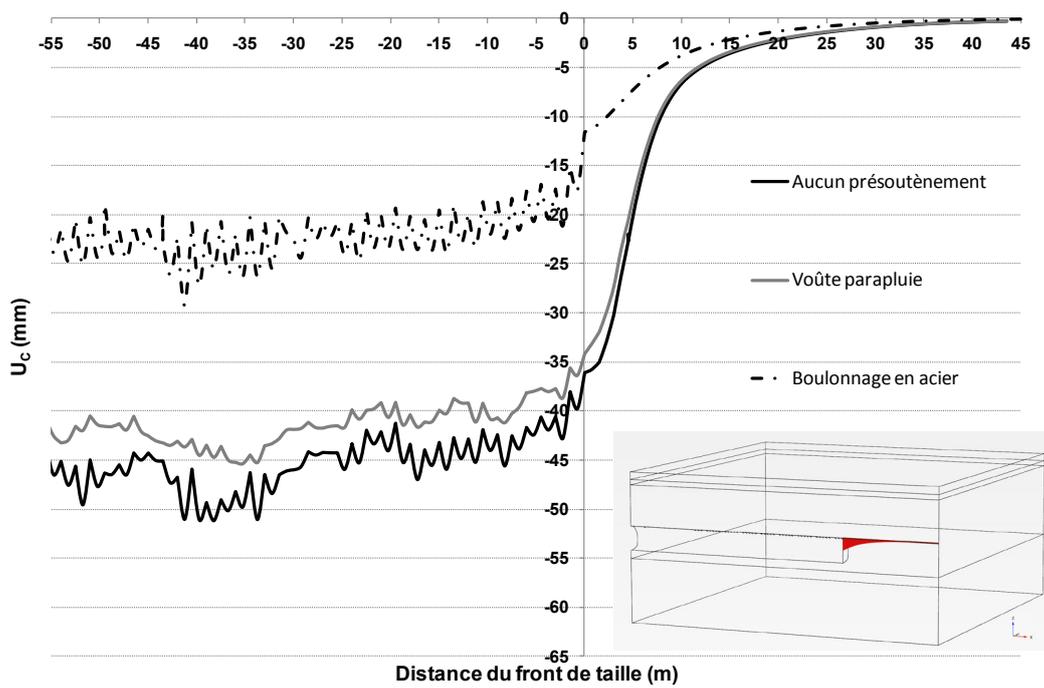


Figure 25 Influence des présoutènements sur le tassement en clé U_C

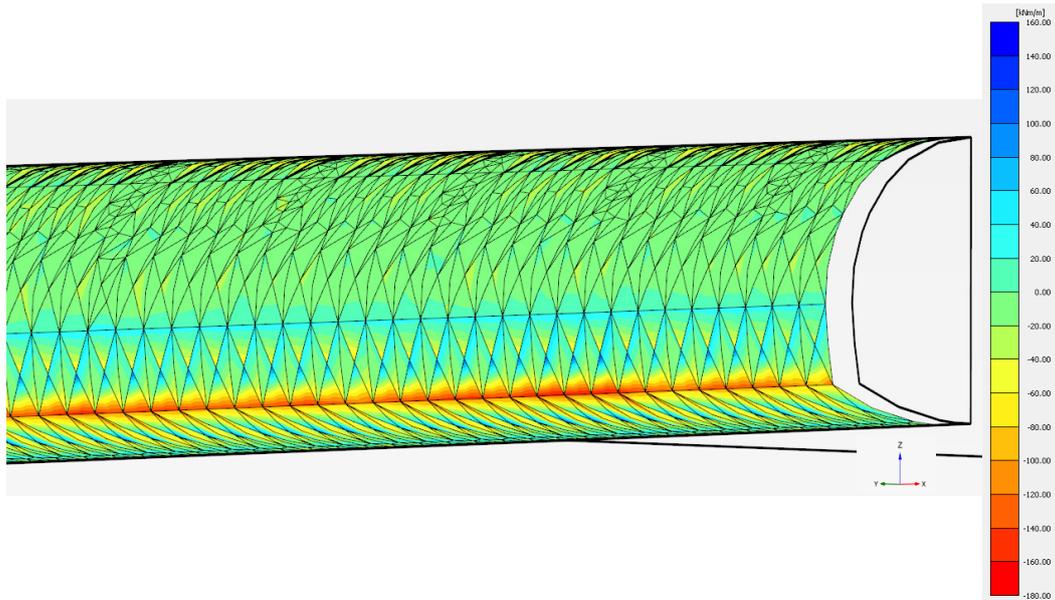


Figure 26 Effort fléchissant (M) dans le soutènement – cas avec boulonnage en acier

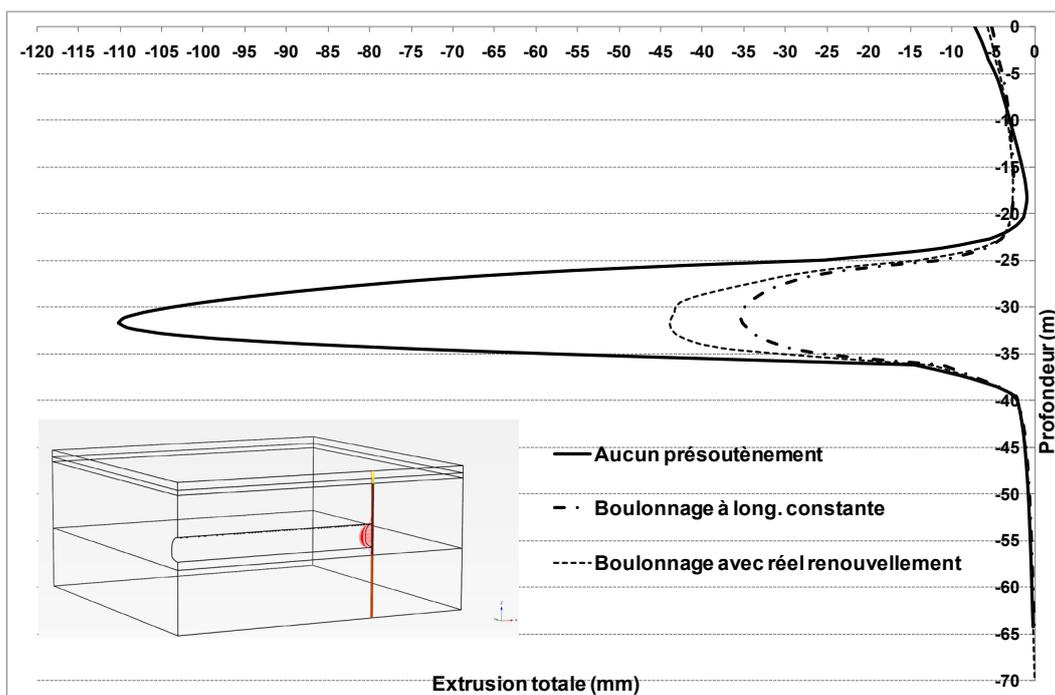


Figure 27 Comparaison entre deux approches de modélisation du boulonnage au front – extrusion totale

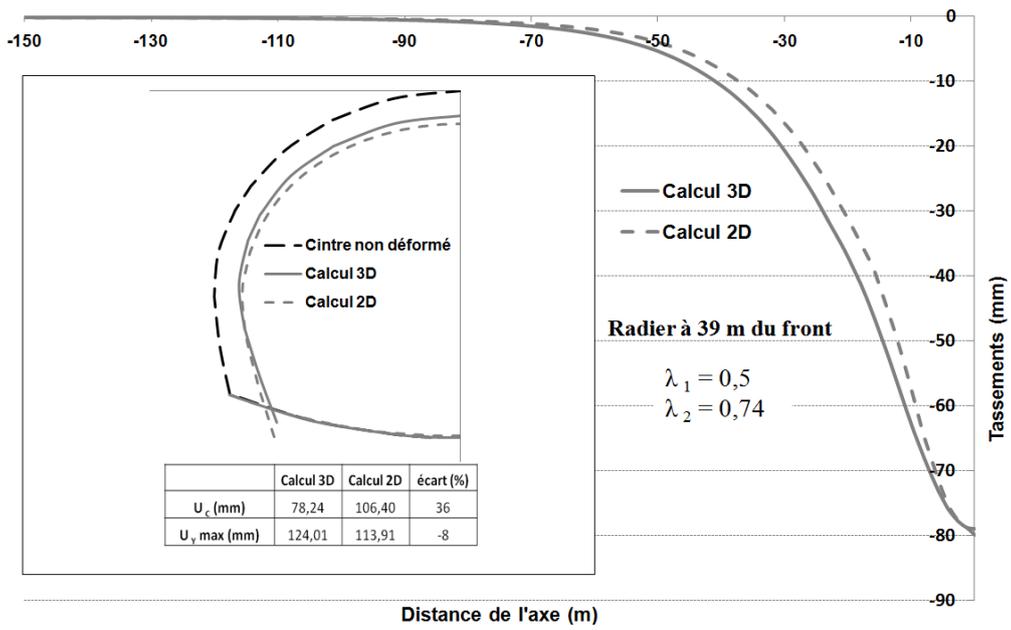


Figure 28 Comparaison entre les résultats 2D et 3D, radier à 39 m de retard

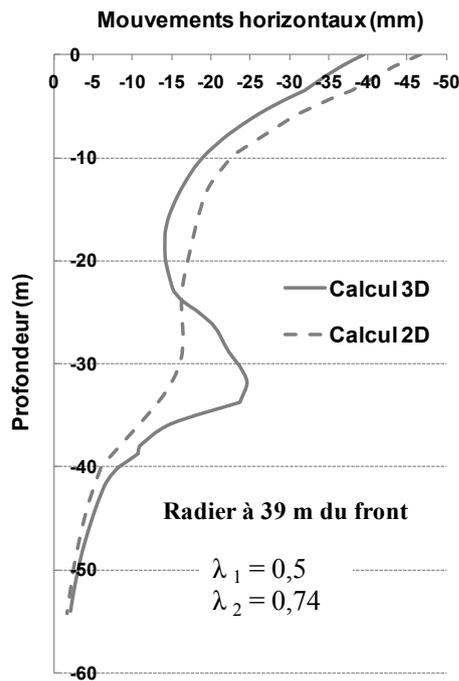


Figure 29 Inclinomètre, comparaison entre les résultats 2D et 3D (radier à 39 m de retard)

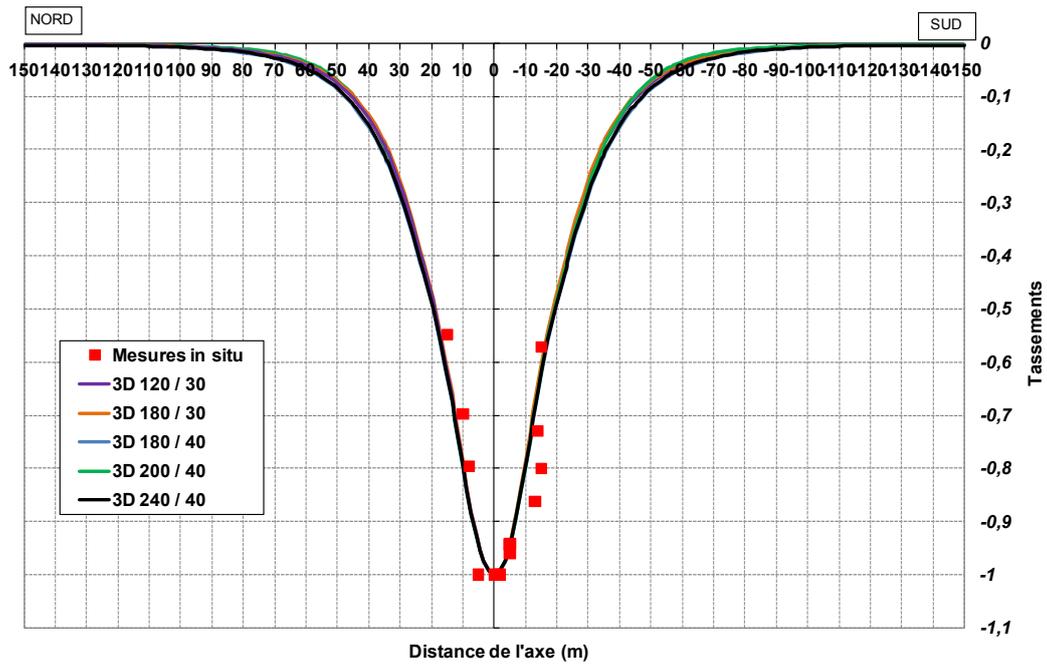


Figure 30 Comparaison entre les résultats numériques et les mesures sur chantier - cuvettes de tassement normalisées

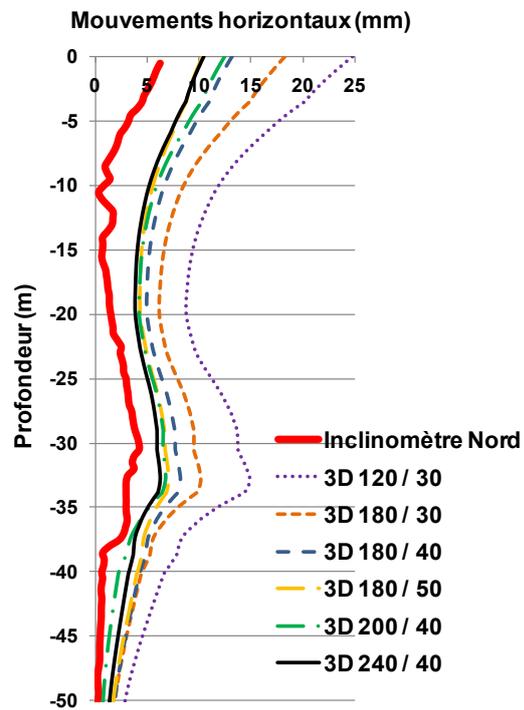


Figure 31 Comparaison entre les résultats numériques et la déformation de l'inclinomètre Nord selon l'axe A

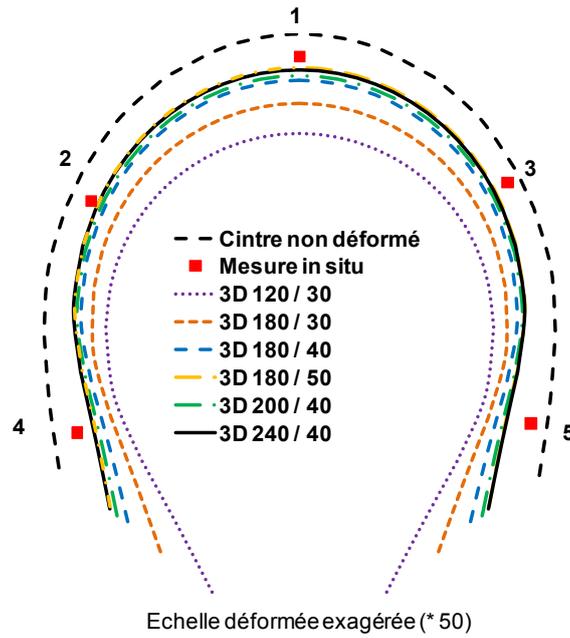


Figure 32 Comparaison entre les résultats numériques et la déformation du cintre

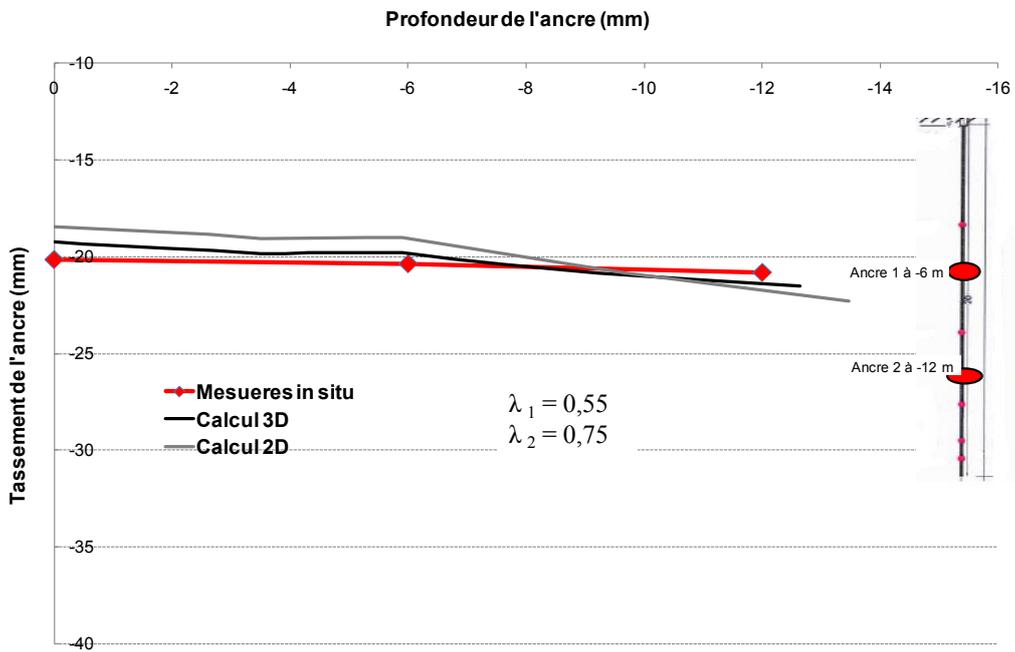


Figure 33 Calage du calcul 2D sur la simulation 3D – extensomètre vertical