

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



**Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaid**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



## **Thèse**

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

**Doctorat en Sciences**  
**Option : Géotechnique**

Sous le Thème :

---

**Comportement des tunnels lors du creusement  
en zone instable**

---

Présentée par :

**BERKANE AICHA**

**Devant le jury composé de :**

Mr. DEMAGH Rafik	MCA.	Université de Batna 2	Président
Mr. KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
Mr. BEROUAL Ahmed	Prof.	Université de Constantine1	Co-encadreur
Mr. MABROUKI Abdelhak	Prof.	Université de Biskra	Examineur
Mr. MEZHOUD Samy	MCA.	Université de Constantine1	Examineur

**2020**

## Remerciements

Je remercie Dieu le Tout Puissant, qui m'a aidé et donné la force et la persévérance de mener à bien ce travail, ma reconnaissance envers Dieu est sans limite.

Mes remerciements vont à :

- mon encadreur, Monsieur KARECH TOUFIK, Professeur à l'Université de Batna, qui m'a honoré en acceptant d'encadrer mon travail et qui par sa grande compréhension et judicieuses directives m'a été d'une grande aide. sa disponibilité sans égal m'a appris à affronter toutes les difficultés qui m'ont été posées.

- Mon Co-encadreur, Monsieur BEROUAL Ahmed, Professeur à l'Université de Constantine, qui m'a toujours beaucoup encouragé. Ses remarques, ses conseils ont été très utiles pour faire avancer cette thèse.

J'exprime, aussi ma reconnaissance et ma gratitude aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer mon travail en consacrant leurs temps, leurs savoirs et leurs expériences :

- Particulièrement Mr DEMAGH Rafik, Professeur à l'Université de Batna pour avoir accepté de présider le jury de soutenance de cette thèse.
- Messieurs : MABROUKI Abdelhak, Professeur à l'Université de Biskra et MEZHOUUD Samy, Maître de conférences -A - à l'Université de Constantine pour avoir accepté de participer à ce jury.

À tous ceux et celles qui m'ont apportés aide et soutenu, j'apprécie toutes vos interventions et vous remercie du fond du cœur.

Merci infiniment à ma mère, et mon mari pour le soutien moral tout au long de mes années d'études.

## Résumé :

La construction des ouvrages souterrains rencontre souvent des problèmes de stabilité dus généralement :

- aux mauvaises conditions géologiques, et géotechniques, ou hydrologiques (présence d'eau souterraine) qui entraîne dans la plus part des cas un gonflement de terrain.
- à l'impact des charges sismiques.

Ces problèmes peuvent conduire à l'effondrement total ou partiel des tunnels. C'est dans ce contexte que s'inscrit le travail présenté dans cette thèse.

Le travail s'applique à un cas réel, en l'occurrence le tunnel de djebel el ouahch (autoroute Est-Ouest).

Le travail Comporte deux parties :

- La première partie porte sur une analyse numérique d'une partie du tunnel T1 de Djebel el Ouahch qui a subi un effondrement afin de déterminer les causes de cet effondrement.

L'analyse est réalisée via un modèle numérique utilisant le code de calcul PLAXIS 3D TUNNEL et le modèle de Mohr- coulomb pour le sol.

Les résultats de cette analyse sont présentés en termes de tassement en surface libre de sol, de déplacement vertical sous le radier du tunnel, de contraintes, et de déformations développées au niveau du soutènement du tunnel et dans le sol autour de ce soutènement.

Les résultats ont permis de constater que le gonflement du terrain est à l'origine des conséquences suivantes :

- Fissuration du massif du sol autour du tube droit du tunnel, la destruction du revêtement du tube gauche du tunnel, le soulèvement du sol au-dessus du ce dernier tube du tunnel, et également le soulèvement du sol au-dessous des radiers des deux tubes du tunnel.

- La deuxième partie comprend une étude numérique du comportement dynamique du tunnel (sous sollicitation sismique).

L'étude est faite en 3D par le code de calcul (FLAC3D). La non linéarité du comportement du sol est considérée à l'aide d'un modèle combiné de l'amortissement hystérétique de Hardin / Drnevich avec le modèle elastoplastique de Mohr-Coulomb.

- Une analyse paramétrique est effectuée, afin d'évaluer l'influence de la profondeur d'ancrage du tunnel (couverture) sur le comportement dynamique du tunnel et du sol environnant.

Les résultats sont présentés en termes de contraintes, de déformations horizontales et de cisaillement en fonction du temps développés au niveau du soutènement du tunnel, et du sol environnant.

L'analyse des résultats a montré qu'un séisme peut conduire aux conséquences qui sont susceptibles d'affecter la stabilité du tunnel :

- La fissuration dans la masse de sol autour de tunnel, et de même dans la masse du sol entre les deux tubes de tunnel, et également la fissuration dans le revêtement de tunnel.

- L'analyse a montré d'autre part que : la diminution de la profondeur d'ancrage du tunnel augmente le risque d'instabilité du système sol-tunnel, et l'augmentation de cette profondeur contribue à sa stabilité.

**Mots clés :** Tunnel, Tassement, Contrainte, Déformation, Déplacement, Gonflement, Profondeur, Chargement Sismique.

## **Abstract:**

The construction of underground works often encounters stability problems generally due to:

- Poor geological, geotechnical, or hydrological conditions (presence of underground water) which in most cases lead to swelling of the ground.

- The impact of seismic loads.

These problems can lead to the total or partial collapse of the tunnels. It is in this context that the work presented in this thesis fits.

The work applies to a real case, in this case the tunnel of djebel el ouahch (east-west highway). The work has two parts:

- The first part concerns a numerical analysis of a part of the tunnel T1 of Jebel el Ouahch which suffered a collapse in order to determine the causes of this collapse.

The analysis is carried out via a digital model using the PLAXIS 3D TUNNEL calculation code and the Mohr coulomb model for the soil.

The results of this analysis are presented in terms of settlements in the free soil surface, vertical displacements under the tunnel raft, stresses, and deformations developed at the level of the tunnel lining and in the soil around this lining.

The results showed that the swelling of the ground caused the following consequences:

- Cracking of the soil mass around the right tube of the tunnel, destruction of the lining of the left tube of the tunnel, the lifting of the soil above this last tube of the tunnel, and also the uplift of the soil below the tunnel.

- The second part includes a numerical study of the dynamic behavior of the tunnel (under seismic loading).

The study is done in 3D by the computer code (FLAC3D). The non linearity of soil behavior is considered using a combined Hardin / Drnevich hysteretic damping model with the Mohr-Coulomb elastoplastic model.

- A parametric analysis is performed in order to assess the influence of the embedment depth of the tunnel (coverage) on the dynamic behavior of tunnel lining and the surrounding ground.

The results are presented in terms of horizontal stresses, shear stresses, horizontal movements and shear strains developed at the level of the tunnel lining, and the surrounding soil.

Analysis of the results showed that an earthquake can lead to consequences that are likely to affect the stability of the tunnel:

- Cracking in the mass of soil around the tunnel, and similarly in the mass of soil between the two tubes of the tunnel, and also cracking in the tunnel lining.

- The analysis also showed that: decreasing the embedment depth of the tunnel increases the risk of instability of the soil-tunnel system, and increasing this depth contributes to its stability.

**Key words:** Tunnel, settlement, stress, deformation, displacement, swelling, depth, seismic loading.

## ملخص:

غالبًا ما يواجه إنشاء الهياكل تحت الأرض مشاكل الاستقرار عمومًا بسبب:

- الظروف الجيولوجية أو الجيوتقنية أو الهيدرولوجية الرديئة (حيث يتسبب وجود المياه الجوفية في معظم الحالات لظاهرة انتفاخ التربة).
- تأثير التحميل الزلزالي.

كل هذه المشاكل تؤدي إلى انهيار كلي أو جزئي للأنفاق. ضمن هذا الإطار، تم إدراج العمل المقدم في هذه الرسالة. ينطبق تحليل هذا العمل على حالة حقيقية، وفي هذه الحالة نفق جبل الوحش وهو جزء من الطريق السريع بين الشرق والغرب. يتكون العمل من جزأين:

- يعرض الجزء الأول تحليلًا رقميًا لحالة مرضية لجزء من النفق T1 بجبل الوحش الذي عانى من الانهيار.

يتم تنفيذ النمذجة العددية باستخدام برنامج حساب PLAXIS 3D TUNNEL ، والنموذج المعتمد لسلوك التربة هو نموذج موروم كولوم.

يتم عرض النتائج من حيث: هبوط التربة على سطح الأرض، والإزاحة العمودية أسفل أرضية النفق، والإجهادات، والتشوهات التي تطورت في بطانة النفق وفي التربة المحيطة به.

أظهرت النتائج أن ظاهرة انتفاخ التربة هي المسؤولة عن العواقب التالية:

- تكسير كتلة التربة حول الأنبوب الأيمن للنفق، وتدمير بطانة الأنبوب الأيسر للنفق، ورفع التربة فوق هذا الأنبوب الأخير من النفق، وكذلك رفع التربة أسفل النفق.

- في الجزء الثاني، سيتم تقديم دراسة عددية للاستجابة الزلزالية للنفق T1 ، وذلك من خلال توقع المناطق (الأجزاء) الأكثر تأثرًا بالزلازل على مستوى بطانة النفق وفي التربة المحيطة به.

يتم إجراء الدراسة في شكل ثلاثي الأبعاد بواسطة كود الحساب (FLAC3D) ، مع الأخذ في الاعتبار عدم خطية سلوك التربة باستخدام نموذج مشترك من التخميد الهستيرتي لهاردن Hardin / Drnevich مع نموذج اللدائن المرنة لمور كولوم.

يتم عرض النتائج من حيث: الإجهاد الأفقي، إجهاد القص، الإزاحة الأفقية، وتشوه القص، التي تحدث في بطانة النفق، وفي التربة المحيطة به.

سيتم استكمال هذا الجزء من خلال دراسة بارامترية تسلط الضوء على تأثير عمق النفق على السلوك الديناميكي للنفق وعلى التربة المحيطة به.

وقد أظهر تحليل النتائج أن الزلازل يمكن أن يؤدي إلى عواقب من المرجح أن تؤثر على استقرار النفق مثل :

- تكسير الكتلة الأرضية حول النفق، وبالمثل في كتلة الأرض بين أنبوبي النفق، وكذلك تكسير وتدمير بطانة النفق.
- كما أظهر التحليل من ناحية أخرى أن: انخفاض عمق الأنفاق يزيد من خطر عدم استقرار نظام الأنفاق الأرضية. وزيادة هذا العمق يساهم في استقرارها.

**الكلمات المفتاحية :** النفق، الهبوط، الإجهاد، التشوه، الإزاحة، الانتفاخ، العمق، التحميل الزلزالي.

# Table de matières

Remerciements.....	I
Résumé.....	II
Abstrac.....	III
ملخص.....	IV
Tables des matières.....	V
Liste des figures.....	VIII
Liste des tableaux.....	XI
Notations.....	XII
Introduction générale.....	1

## Chapitre 01 : L'instabilité des tunnels, et Comportement Dynamique des Tunnels (Analyse Bibliographique)

### I.1 : L'instabilité des Tunnels (Analyse Bibliographique)

I.1.1 Introduction.....	3
I.1.2 Définition des mouvements de terrains.....	3
I.1.3 Types de mouvement de terrain.....	3
I.1.3.1 Les mouvements lents et continus.....	3
I.1.3.2. Les mouvements rapides et discontinus.....	3
I.1.4 L'origine des risques d'instabilité de terrain des tunnels .....	4
I.1.5 Les principales causes d'instabilités des tunnels.....	4
I.1.5.1 Effondrements.....	4
I.1.5.2 Désordres locaux.....	5
I.1.5.3 Inondation.....	6
I.1.5.4 Fortes déformations (convergence extrême) .....	7
I.1.5.5 Tassements en surface.....	7
I.1.6 Analyse du comportement du sol.....	7
I.1.6.1 Description générale des mouvements de sol .....	7
I.1.6.1.1Transmission des déplacements vers la surface.....	8
I.1.6.1.2 Mouvements horizontaux.....	9
I.1.6.1.3 Mouvements dans une section transversale au creusement .....	10
I.1.6.2 Perte de volume.....	11
I.1.6.3calcul de tassement vertical .....	12

### Partie 02: Le comportement dynamique des tunnels (Analyse bibliographique)

I.2.1 Introduction .....	14
I.2.2 Analyse et comportement sismique des ouvrages souterrains.....	16
I.2.2.1 Déformations des ouvrages souterrains dus au chargement sismique.....	16
a) Déformation en compression et extension axiale .....	16
b) Déformation en flexion longitudinale.....	17
c) Déformation d'ovalisation (distorsion).....	17
I.2.2.2. Analyse sismique des tunnels.....	17
I.2.2.2.1 Approche par déformation en champ libre.....	18
I.2.2.2.2 Méthode de pression dynamique de la terre.....	18
I.2.2.2.3 Approche d'interaction sol-structure.....	18
I.2.2.2.3.1 Solutions élastiques de forme fermée.....	18

I.2.2.2.3.2	Approches numériques.....	20
a)	Non linéarité des sols .....	20
b)	Interaction sol-tunnel.....	21
c)	Liquéfaction des sols.....	22
d)	Conditions de contact sol-tunnel .....	24
I.2.3.	Mouvements de terrain en surface.....	26
I.2.4.	Prise en compte de l'aspect tridimensionnel.....	27
I.2.4.1.	Evolution de la géométrie.....	27
I.2.4.2.	Stabilité du front de taille .....	28
I.2.4.2.1.	Zone d'influence de front de taille .....	28
I.2.4.2.2.	Contraintes au Front de taille.....	29
I.2.4.2.3.	Type d'extrusion de front de taille.....	30
I.2.4.3.	Préconfinement et renforcement de noyau.....	30
I.2.5.	Description de la méthode convergence-confinement.....	32
I.2.6.	Description du phénomène de gonflement.....	33
I.2.6.1	Introduction.....	33
I.2.6.2	Compréhension du phénomène de gonflement.....	34
I.2.6.2.1.	Minéralogie des argiles.....	34
I.2.6.2.2	Le système eau-argile.....	34
I.2.6.3	Mécanisme de gonflement.....	35
I.2.6.4	Investigation expérimentale au laboratoire.....	35
I.2.6.5	Cinématique de gonflement.....	35
I.2.6.6	Description du phénomène de gonflement autour d'une cavité.....	36
I.3.	Conclusion.....	37

## **Chapitre 02 : Étude du cas Pathologie d'un Tunnel Endommagé (Cas du tunnel T1 de l'autoroute Est-Ouest Algérie)**

II.1.	Introduction.....	38
II.2.	Présentation du tunnel T1 de Djebel El-Ouahch.....	38
II.3.	Pathologie de tunnel T1 et les conditions de terrain.....	39
a)	Conditions sismique et géologique.....	40
b)	Conditions hydrogéologique.....	41
II.4.	Présentation de la procédure de modélisation numérique.....	42
II.4.1.	Introduction.....	42
II.4.2.	Caractéristiques géométriques et géotechniques.....	42
II.4.2.1.	Caractéristiques géométriques de tunnel.....	42
II.4.2.2.	Caractéristiques géotechniques de terrain.....	42
II.4.3.	Les méthodes des soutènements de tunnel.....	43
II.4.3.1.	La méthode NATM .....	43
II.4.3.2.	La méthode ADECO.RS .....	44
II.4.4.	les caractéristiques mécaniques des soutènements.....	44
II.4.4.1.	béton projeté et cintres.....	44
II.4.4.2.	boulons radiaux utilisés.....	45
II.4.4.3.	Le renforcement de front de aille.....	45
II.4.5.	Le maillage tridimensionnel.....	46
II.4.6.	Simulation de creusement.....	46
II.4.6.1.	Introduction.....	46
II.4.6.2	- Phasage du calcul.....	46
II.5.	Analyse des Résultats obtenus.....	47
II.5.1.	Etat des contraintes induit dans le sol autour de paroi de la cavité de tunnel.....	47
II.5.2	Etat des déformations induit dans le sol autour de paroi de la cavité de tunnel.....	47
II.5.3	Etat des contraintes induit dans la paroi de la cavité de tunnel.....	48

II.5.4 Etat des déformations induit dans le béton de paroi de la cavité de tunnel.....	48
II.5.5 Tassement du massif à la surface libre du sol .....	49
II.5.6 Déplacement du massif sous le radier.....	49
II.6. l'effet de la prise en compte du gonflement dans la modélisation numérique .....	50
II.7. Conclusion.....	50

### **Chapitre 03 : Effet dynamique du tunnel T1 (djebel el ouahch) de l'autoroute Est-Ouest (Algérie)**

III.1. Introduction.....	51
III.2. Présentation de la section étudiée du tunnel .....	51
IV.2.1. Caractéristiques géologique, et géotechnique de terrain .....	51
IV.2.2. Géométrie du problème.....	52
III.3. Modèle de comportement du sol utilisé.....	52
III.4. Modélisation numérique du modèle.....	53
III.5. Analyse des résultats obtenus .....	55
III.5.1. Etat des contraintes horizontales et des contraintes de cisaillement induit dans le sol selon différents positions.....	55
III.5.2. Etat des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement induit dans le sol selon différents positions.....	56
III.5.3. Etat des contraintes horizontales et des contraintes de cisaillement induit dans le béton d'revêtement du tunnel selon différents positions.....	56
III.5.4. Etat des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement induit dans le béton d'revêtement selon différents positions.....	57
III.6. Effet de profondeur du tunnel.....	58
III.6.1 Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induits dans le sol autour de cavité du tunnel au niveau de clef de voute.....	58
III.6.2 Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le béton de clef de voute du tunnel .....	59
III.6.3 Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le sol autour de paroi du tunnel.....	60
III.6.4 Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le béton de paroi du tunnel.....	60
III.6.5 Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le sol au-dessous de radier du tunnel.....	61
III.6.6 Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le sol dans le béton de radier du tunnel .....	62
III.6.7 Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le sol entre les deux tubes du tunnel .....	63
III.7. Conclusion .....	63
Conclusion Générale.....	64
Recommandations .....	65
Perspectives .....	65
Références.....	66
Annexe : annexe de modèle combiné de l'amortissement hystérétique de Hardin / Drnevich avec un modèle de Mohr-Coulomb .....	72



# Liste des figures

I.1. Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daikai endommagée par un tremblement de terre (Japon, 1995), [(Yoshida et al., 1996)].....	5
I.2. Tunnel de Patra avant et après l'effondrement (Grèce, août 1998), [(Patra, 2004)].....	5
I.3. Tunnel de A38 Saltash (R3U, 1997), fissurations sur les parois [(Sauer, 2004)].....	5
I.4. Dégradation dans le tunnel de Tauern en Autriche après son incendie, [(Leitner, 2001)].....	6
I.5. Arrivée d'eau gelée dans le tunnel de Galibier, [(Mercusot <i>et al</i> , 1999)].....	6
I.6. Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992, [(Wanget et al., 2002)].....	6
I.7. Rupture de soutènement du tunnel routier de Tymfristos à cause d'une forte convergence [(Tymfristos, 2003)].....	7
I.8. Mouvements autour de l'excavation au cours du creusement d'après (Leblais et al.,1995)...	8
I.9. Cuvette de tassement tridimensionnel (Leblais ,1995).....	8
I.10. Mécanismes de transmission Pantet (1991).....	9
I.11. Inclinomètres de Bordeaux (Chapeau. (1991).....	9
I.12. Déformées inclinométriques de Lyon (Chapeau. (1991) .....	9
I.13 (a). Déplacements générés par le creusement du premier tunnel (Cording et Hansmire 1977) .....	10
I.13 (b). Déplacements de distorsion et volumiques (Cording et Hansmire 1977).....	10
I.14. Répartition des volumes de déplacement du sol et de changement de volume [CORDING et Hansmire, 1977]	
a) Après creusement du premier tunnel.....	10
b) Après creusement du second tunnel.....	10
I.15. Mouvements de sol lié à la perte de volume (Uriel, 1989).....	11
I.16. Paramètre « GAP » (Lee & Rowe [1989]).....	12
I.17. Profil gaussien de la cuvette de tassement (Peck, 1969).....	12
I.18. Variation du paramètre de cuvette de règlement en fonction de la géométrie du tunnel (Peck, 1969).....	13
I.19. Dégâts occasionnés sur le tunnel de Nagasakayama après le Tremblement de Terre de Kanto 1923 [(Okamoto et al, 1973)].....	15
I.20. Représentation des dégâts sur une section courante de la station de Métro de Daikai après le Tremblement de Terre de 1995 Hyogo-ken Nanbu [(Liu, 2008)].....	15
I.21. Dégâts occasionnés sur le tunnel pilote du projet du tunnel bi-tubes de Bolu lors du séisme de Düzce 1999.....	15
I.22. Effondrement du Tunnel de Bolu en Turquie 1999.....	16
I.23. Types des dommages observés après le séisme survenu à Chi – Chi (Taiwan en 1999) (Wang et al. 2001).....	16
I.24. Modes de déformation des tunnels dus aux ondes sismiques (D'après Owen et Scholl 1981).....	17
I.25. Présentation des méthodes d'analyse sismique et de conception des tunnels.....	18
I.26. Déformation d'ovalisation du tunnel [(Wang, 1993)].....	19
I.27. Efforts internes produit par les ondes de cisaillement.....	20
I.28. Moment fléchissant induit par le chargement sismique [(Khoshnoudian, 1999)].....	21
I.29. Effet de l'accélération maximale sur les efforts internes [(Pakbaz et Yareevand, 2005)].....	22
I.30. Mécanismes de soulèvement : a) phénomène de rochet ; b) migration de l'eau des pores ; c) soulèvement de la base dû au cisaillement de sol compressible sous les structures souterraines ; d) déformation due à l'effondrement du sol en liquéfaction [(Chou et al, 2011)].....	22
I.31. Déplacement vertical du tunnel et la pression interstitielle en fonction de l'accélération maximale du chargement sismique (PGA) [(Chou et al, 2011)].....	23

I.32. Tassement vertical à la surface du sol [(Khoshnoudian et Shahrour, 2002)].....	23
I.33. Evolution de l'effort normal en fonction du coefficient de friction [(Sedarat et al, 2008)].....	24
I.34. Séparation du chargement statique [(Park et al, 2009)].....	25
I.35. Effet de D sur les efforts internes [(Park et al, 2009)].....	25
I.36. Modèle de cavité souterraine.....	26
I.37. Déplacement horizontal $u_x$ (gauche) et vertical $u_y$ (droite) à la surface libre à l'aplomb de la cavité à la fréquence réduite $\eta = 0,5$ et 1. Comparaison entre [Kham (2001) et Luc et De Barros (1994)].....	26
I.38. Différents types d'ondes sismiques pouvant affecter la réponse d'un tunnel (Power et al, 1996).....	27
I.39. Perturbation dans le terrain engendré par l'avancement du front [(Lunardi, 1998)].....	28
I.40. Zones caractérisées lors du creusement d'un tunnel [(Lunardi, 2008)].....	28
I.41. Le rayon du front et le rayon de plastification.....	29
I.42. Comportement de noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte [(Lunardi, 2008)].....	30
I.43. Extrusion au front de taille : a) cylindrique, b) sphérique, c) combinée.....	30
I.44. Effet de renforcement de noyau sur les déformations provoquées par l'excavation.....	31
I.45. Action de confinement et de préconfinement [(Lunardi, 2008)].....	31
I.46. Extrusion du front de taille [(Dias, 1999)].....	32
I.47. (a) Pression fictive au voisinage du front taille.....	33
I.47. (b) Graphique convergence-confinement.....	33
I.48. Courbe de gonflement en fonction du temps.....	35
II.1. Vue générale de deux tubes du tunnel T1 (document de projet).....	39
II.2. l'état de lieu de l'ouvrage avant l'effondrement (document de projet)	
a) Tube gauche (mettre en service).....	39
b) Tube droit (au cours de réalisation).....	39
II.3. l'état de lieu de l'ouvrage après l'effondrement (L'endommagement de revêtement de tunnel gauche) (Document de projet).....	40
II.4. l'état de lieu de l'ouvrage après l'effondrement (Soulèvement de sol au-dessus de tunnel, et destruction de chaussée) (Document de projet).....	40
II.5. Tracé en plan du Tunnel T1 (document de projet).....	41
II.6. la coupe géologique du tunnel T1 (document de projet).....	41
II.7. Dimensions transversal de tunnel.....	42
II.8. Coupe géologique du terrain .....	43
II.9. La différence entre la méthode NATM et ADECO.RS.....	44
II.10. La mise en place des tubes (GFRP).....	44
II.11. Le maillage de modèle en 3D.....	46
II.12. Schéma représente l'avancement de creusement.....	46
II.13. L'état des Contraintes induit dans le Sol autour de Paroi de la cavité des deux tunnels... ..	47
II.14. L'état des Déformations induit dans le Sol autour de Paroi de la cavité des deux tunnels.....	48
II.15. L'état des Contraintes induit dans le soutènement au Niveau de soutènement du Paroi de la cavité des deux tunnels.....	48
II.16. l'état des Déformations induit au Niveau de soutènement du Paroi de la cavité des deux tunnels.....	49
II.17. Tassement à la surface du sol selon les différents points au-dessus des tunnels.....	49
II.18. Déplacement Vertical suivant une ligne sous les radiers des deux tunnels.....	50
III.1. Coupe géologique de la section étudiée du terrain.....	52
III.2. Géométrie de modèle (L=50m).....	52
III.3. Dimensions transversal de tunnel.....	52

III.4. Cycle de contrainte / déformation - Modèle de Mohr-Coulomb avec Amortissement hystérique de Hardin / Drnevic.....	53
III.5. Module de cisaillement normalisé en fonction de déformation de cisaillement normalisé pour trois cas d'amortissement.....	53
III.6. Rapport d'amortissement en fonction de déformation de cisaillement normalisée pour trois cas d'amortissement.....	53
III.7. Maillage en 3D du modèle .....	54
III.8. Champ des contraintes initiales avant les travaux de l'excavation de tunnel.....	54
III.9. Champ des contraintes initiales après les travaux de l'excavation de tunnel.....	54
III.10. Les limites du champ libre.....	54
III.11. La flexion longitudinale du tunnel sous effet des ondes sismique de compression [(Owen et Scholl, 1981)]... ..	55
III.12. Evolution des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) induits dans le sol selon différentes positions en fonction de temps.....	56
III.13. Evolution des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement Induits dans le sol selon différents positions en fonction de temps.....	56
III.14. Evolution des contraintes horizontales et des contraintes de cisaillement induits dans le béton de revêtement selon les différents points (A, B, C) en fonction de temps.....	57
III.15. Evolution des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement induits dans le béton de revêtement selon les différents points (A, B, C) en fonction de temps.....	57
III.16. Coupe longitudinale de modèle pour différents profondeurs (H, H-5, H+5).....	58
III.17. Evolution des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) induits dans le sol autour de la clef de voute (position A) en fonction de temps.....	58
III.18. Evolution des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) induits dans le sol autour de la clef de voute (position A) en fonction de temps.....	59
III.19. Evolution des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) induits dans le béton de clef de voute de tunnel (point A) en fonction de temps .....	59
III.20. Evolution des déplacements horizontaux (a) et de déformation de cisaillement (b) induits dans le béton de clef de voute de tunnel (point A) en fonction de temps.....	59
III.21. Evolution des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) Induits dans le sol autour de paroi de tunnel (position B) en fonction de temps.....	60
III.22. Evolution des déplacements horizontaux (a) et de déformation de cisaillement (b) Induits dans le sol autour de paroi de tunnel (position B) en fonction de temps.....	60
III.23. Evolution des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) Induits dans le béton de la paroi de tunnel (point B) en fonction de temps.....	61
III.24. Evolution des déplacements horizontaux (a) et de déformation de cisaillement (b) Induits dans le béton de la paroi de tunnel (point B) en fonction de temps .....	61
III.25. Evolution des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) Induits dans le sol au-dessous de radier de tunnel (position C) en fonction de temps...	61
III.26. Evolution des déplacements horizontaux (a) et de déformation de cisaillement (b) Induits dans le sol au-dessous de radier de tunnel (position C) en fonction de temps...	62
III.27. Evolution des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) Induits dans le béton de radier de tunnel (point C) en fonction de temps .....	62
III.28. Evolution des déplacements horizontaux (a) et de déformation de cisaillement (b) Induits dans le béton de radier de tunnel (point C) en fonction de temps.....	62
III.29. Evolution des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) Induits dans le sol au-dessous de radier de tunnel (position E) en fonction de temps....	63
III.30. Evolution des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) Induits dans le sol au-dessous de radier de tunnel (position E) en fonction de temps....	63

## Liste des tableaux

Tableau I.1. Estimation de « S max » à partir des relations empiriques.....	13
Tableau II.1. Caractéristiques mécaniques du sol naturel du front de taille.....	43
Tableau II.2. Caractéristiques mécaniques de béton projeté et cintres.....	45
Tableau II.3. Caractéristiques mécaniques de boulons.....	45
Tableau II.4. Caractéristiques mécaniques des tubes « FGT ».....	45
Tableau III.1. Caractéristiques géotechniques du sol naturel du front de taille.....	51

# Notations et Abréviations

<b>Symbole</b>	<b>Désignation</b>
a	Rayon du tunnel
$A_b$	Section de béton projeté
$A_l$	Section transversale du revêtement
$A_{cintre}$	Section de cintre HEB200
$B_g$	Indice de gonflement
C	Profondeur (couverture) du tunnel
$C$	Rigidité à la flexion
c	Cohésion
$C_{LT}$	Cohésion à long terme
d	Épaisseur de la section de béton projeté
$d_{eq}$	Épaisseur de la section de béton projeté équivalente
$d$	Distance non soutenue derrière le front de taille
D	Diamètre du tunnel
$D_e$	Diamètre du tunnel à l'état initial
$D_t$	Diamètre du tunnel après creusement
$D$	Coefficient d'amortissement
E	Module d'élasticité (Young)
$E_{bLT}$	Module de déformation du béton à long terme
$E_b$	Module d'élasticité du béton projeté
$E_{cin}$	Module d'élasticité de la section de cintre HEB200
$E_l$	Module de Young du revêtement
$E_s$	Module de Young du sol
$E_{LT}$	Module d'Young de sol à long terme
$EI_{eq}$	Rigidité flexionnelle équivalente
$EA_{eq}$	Raideur normale équivalente
f	Fréquence
F	Rigidité à la traction
G	Module de cisaillement sécant
$G_{max}$	Module de cisaillement constant
H	Hauteur par rapport au centre du tunnel
i	Abscisse du point d'inflexion de la cuvette de tassement
I	Moment d'inertie
$I_b$	Moment d'inertie du béton projeté
$I_{cintre}$	Moment d'inertie de la section de cintre HEB200
$I_l$	Moment d'inertie du revêtement
k	Paramètres empirique dépendant de l'état des contraintes dans le sol et sa nature
$K_s$	Rigidité du soutènement
$K_o$	Coefficient de pression des terres au repos.
Mw	Moment fléchissant engendrés dans le revêtement d'un tunnel circulaire
n	Nombre de boulons
Nw	Effort normal engendré dans le revêtement d'un tunnel circulaire
R	Rayon du tunnel
$R_f$	Rayon de front de taille
$R_p$	Rayon de plasticité
S	Surface excavée

SA	Surface latérale total d'ancrage
S(x)	Tassement à la distance horizontale X du centre du tunnel
S max	Tassement maximum au centre de la cuvette
t	Temps
T <sub>w</sub>	Effort tranchant engendré dans le revêtement d'un tunnel circulaire
<i>u</i>	Déplacement
<i>u<sub>d</sub></i>	Déplacement radial à la distance non soutenue
U	Déplacement radial dû à la consolidation de la zone perturbée autour du tunnel
U <sub>r</sub>	Déplacement radial
V <sub>s</sub>	Volume de sol perdu au niveau de la surface naturelle
V <sub>o</sub> , V <sub>t</sub>	Volume de sol perdu au niveau du tunnel
V <sub>l</sub>	Perte de volume en % de volume excavé du tunnel
W	Energie dissipée
x	Abscisses par rapport à l'axe du tunnel
φ	Angle de frottement
φ <sub>LT</sub>	Angle de frottement à long terme
φ <sub>cv</sub>	Angle de dilatance
$\bar{\beta}$	Partie réelle de la vitesse de l'onde de cisaillement.
β	Angle d'ouverture.
γ	Poids volumique
γ <sub>sat</sub>	Poids volumique saturé
γ <sub>m</sub>	Déformation de cisaillement élastique
γ <sub>c</sub>	Déformation de cisaillement cyclique
δ	Déplacement radial dû au vide annulaire entre le bouclier et le tunnel
U <sub>clé</sub>	Tassement maximum à la clé de voute du tunnel
U <sub>radier</sub>	Déplacement maximum au-dessous de radier du tunnel
Δ	Déplacement radial dû à l'épaisseur de la jupe
λ	Taux de déconfinement
λ <sub>d</sub>	Taux de déconfinement, qui correspond au déplacement <i>u<sub>d</sub></i>
ν <sub>l</sub>	Coefficient de Poisson du revêtement
ν <sub>s</sub>	Coefficient de Poisson du sol
ν <sub>b</sub>	Coefficient de Poisson de béton
ν <sub>app</sub>	Coefficient de Poisson apparent
σ <sub>r</sub>	Pression fictive
σ <sub>o</sub>	Contrainte initiale
σ' <sub>1</sub>	Contrainte verticale effective
σ' <sub>3</sub>	Contrainte horizontale effective
σ <sub>ad</sub>	Contrainte maximale admissible en traction dans un boulon
τ	Contrainte de cisaillement induite dans le sol
τ <sub>m</sub>	Contrainte élastique
τ <sub>adm</sub>	Contrainte maximale de cisaillement admissible à l'interface boulon / terrain
ω	Fréquence de sollicitation
PK	Point Kilométrique
ADECO.RS	Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils
GAP	Perte de sol due à une éventuelle sur excavation
HEB200	Profils métalliques
GFRP	Glass fiber reinforced polymer
FGT	Fibres glass tubes
MMC	Modèle de Mohr Coulomb
NATM	New Austrian Tunnelling Method

## **Introduction générale**

Les mouvements de terrain ont pour caractéristiques d'être difficilement prévisibles et constituent un danger pour la vie humaine en raison de leur intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de leur déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements peuvent être distingués :

- Les mouvements lents qui entraînent une déformation progressive des terrains pas toujours perceptibles par l'homme, tels que : le gonflement, le fluage .....etc. Ces mouvements touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions.
- les mouvements rapides qui se propagent d'une manière brutale et soudaine, tels que les effondrements des cavités souterraines. Ces mouvements touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques.

Le gonflement des sols argileux, par décompression, est la cause de nombreux dommages : soulèvement de fonds de fouilles, destruction de chaussées, fissurations de bâtiments. Dans le domaine des excavations souterraines, le gonflement du terrain peut entraîner des sérieux problèmes, tant pendant la construction, qu'après la mise en service de l'ouvrage. Dans le cas des anciens tunnels creusés en terrain gonflant, il n'est pas rare d'observer un soulèvement de radier atteignant plusieurs dizaines de centimètres. La réparation des revêtements et la réexcavation du radier deviennent ainsi une opération régulière d'entretien. Dans d'autres cas, il devient obligatoire de construire des radiers en voûte inversée, destinés à limiter les mouvements à une valeur acceptable.

L'étude du comportement sismique des tunnels est devenue ces dernières années une préoccupation majeure pour les géotechniciens, après l'effondrement de nombreux ouvrages supposés jusqu'alors en sécurité vis-à-vis du risque sismique, tant que l'ouvrage ne traversait pas un plan de faille ou de défaut géologique majeur, mais également en considérant que le revêtement du tunnel faisait « corps » avec le terrain.

En effet, il a longtemps été considéré que les ouvrages souterrains ne couraient pas le même risque vis-à-vis des séismes que les ouvrages de surface, et peu d'études leur ont été consacrées. Cependant de nombreux travaux ont été consacrés à l'étude du comportement dynamique des tunnels (Wang, 1993 ; Penzien et Wu, 1998 ; Bobet, 2003 ; Khoshnoudian, 1999 ; Pakbaz et Yareevand, 2005 ; Amorosi et Boldini, 2009 ; Shahrour et al, 2010).

La majorité de ces travaux ont abordé le problème par des modèles quasi-statiques et bidimensionnels afin d'évaluer surtout les efforts engendrés dans le revêtement du tunnel. Certains auteurs ont poussé leurs analyses en intégrant la prise en compte de la plasticité dans les sols et la liquéfaction afin d'étendre les résultats au comportement du massif.

L'étude des tunnels en cours de construction et sous sollicitation sismique fait intervenir de nombreuses complexités, liées avant tout au caractère purement tridimensionnel du problème, au comportement non linéaire du sol et aux interfaces sols-tunnels.

Cette thèse présente les résultats d'une étude dédiée au comportement d'un tunnel creusé dans un terrain meuble, en l'occurrence le tunnel de djebel el ouahch qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de l'Autoroute de l'Unité Maghrébine (AUM) d'environ 7000 km de longueur, traversant l'Algérie d'une longueur de 1200 km.

Ce tunnel fait partie de la section 1 de cette autoroute et compte deux tubes pratiquement parallèles d'une longueur totale de 1909m Chacun.

Le travail réalisé se compose de deux parties :

- la première partie consiste en l'établissement d'un modèle numérique tridimensionnel de la partie effondrée du tunnel T1 de l'autoroute est-ouest, dans le but de chercher les causes de cet endommagement et d'entrouver les solutions convenables.

- la deuxième partie comporte une étude numérique du comportement dynamique du tunnel, et du sol environnant concernant la section du tunnel la plus critique (tunnel à faible profondeur), pour déterminer les parties du revêtement et du sol les plus infectées ou endommagées par la charge sismique.

Cette partie est couronnée par une étude paramétrique, permettant d'évaluer l'effet de la variation de la profondeur du creusement sur le comportement dynamique du tunnel.

Le document présenté est organisé en trois chapitres :

Le premier chapitre est sendé en deux parties :

- La première est dédiée à une revue bibliographique relative à l'origine des principaux risques liés à la construction des tunnels et à quelques causes d'instabilités des tunnels, à une présentation de l'analyse du comportement du sol à travers une étude des mouvements possibles des sols engendrés par le creusement du tunnel, et à une prévision des tassements par certaines approches.

- La deuxième partie est consacrée à une recherche bibliographique concernant le comportement dynamique des tunnels. Certains cas de tunnels endommagés à travers le monde sont cités. L'accent est mis notamment dans cette partie d'une part sur les différents types de déformations des tunnels dus au chargement sismique, et les approches analytiques proposées pour prédire le comportement sismique des tunnels, et d'autre part sur les différents aspects pris en compte dans le calcul numérique tels que le comportement non linéaire du sol, l'interaction sol-structure dans le cas des sollicitations dynamiques, l'évolution des surpressions interstitielles induites par le chargement dynamique, et l'évolution de la géométrie liée au phasage des travaux.

Le deuxième chapitre est offert à une analyse pathologique d'une partie du tunnel T1 de Djebel el Ouahch qui a subi un effondrement du tube droit et un endommagement très important du deuxième tube.

La section du tunnel endommagée est modélisée via le code de calcul Plaxis 3D Tunnel en tenant compte du gonflement du terrain.

L'analyse des résultats obtenus a permis de remarquer que le gonflement du terrain peut engendrer un certain nombre de problèmes (fissuration dans le massif de sol autour de tunnel, destruction du revêtement, soulèvement du sol au-dessous des radiers des deux tubes du tunnel).

Le troisième chapitre est voué à une étude numérique sur le comportement dynamique du tunnel de faible profondeur construit dans un terrain meuble.

La modélisation numérique est effectuée dans l'espace tridimensionnel à l'aide du code de calcul Flac 3D.

Le comportement non linéaire du sol est considéré par un modèle combiné de l'amortissement hystérétique de Hardin / Drnevich avec un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb, pour rendre compte du comportement cyclique des sols.

Les résultats sont exprimés en termes de contraintes et de déformations horizontales et de cisaillement en fonction du temps développés au niveau du tunnel, et du sol entourant les deux tubes.

Le chapitre est couronné par une étude paramétrique mettant en évidence l'influence de la profondeur du tunnel sur le comportement dynamique de celui-ci et du sol environnant.

Le manuscrit est clôturé par une conclusion générale suivie de quelques recommandations et perspectives en plus d'une annexe.



## Partie 1 :L'instabilité des Tunnels

### I.1.1 Introduction :

Les problèmes d'instabilité des terrains se rencontrent fréquemment au cours des différentes activités de génie civil, notamment, dans la construction des routes, des ponts, des tunnels, et des barrages.

Aujourd'hui, l'importance croissante des considérations environnementales et la saturation des terrains urbains entraînent une augmentation de la construction de structures souterraines.

Ces ouvrages souterrains sont soumis à de nombreuses contraintes, dont celle du terrain dans lequel ils sont excavés. Ils sont considérés comme des ouvrages vulnérables qui peuvent connaître des instabilités dont les conséquences peuvent être graves sur leur environnement physique mais aussi sur la sécurité des personnes, des utilisateurs et des biens à court ou long terme. C'est pourquoi la conception, la construction et l'exploitation des ouvrages souterrains s'appuient désormais sur des études géotechniques approfondies et des analyses de risques afin d'assurer la sécurité des ouvrages et de leurs utilisateurs.

Nous exposons principalement dans ce chapitre les principales causes d'instabilités des tunnels, le comportement du sol suite à des travaux de creusement, ainsi que l'étude du comportement sismique des tunnels.

### I.1.2 Définition des mouvements de terrains :

Vue leur diversité, plusieurs définitions ont été proposées pour exprimer les mouvements de terrain ; néanmoins, elles convergent toutes vers le même sens. (Delacourt et al., 2009) ont résumés les différentes propositions pour définir ces phénomènes, comme étant un ensemble de déplacements plus au moins brutaux du sol, sous l'effet naturel (fontes de neige, agent d'érosion, séisme, volcan...etc.), ou anthropique (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, vibrations ...etc.).

### I.1.3 Types de mouvement de terrain :

Les mouvements de terrain ont pour caractéristiques d'être difficilement prévisibles et constituent un danger pour la vie humaine en raison de leur intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de leurs déclenchements.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements peuvent être distingués :  
Les mouvements lents et continus, et les mouvements rapides.

#### I.1.3.1 Les mouvements lents et continus

Les mouvements lents entraînent une déformation progressive des terrains pas toujours perceptibles par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, la solifluxion, fluage, retrait-gonflement, et les glissements. Ils touchent principalement les biens.

#### I.1.3.2. Les mouvements rapides et discontinus

Les mouvements rapides : se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes des pierres et des blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

### **I.1.4 L'origine des risques d'instabilités des tunnels :**

La construction souterraine, notamment dans le cas des tunnels urbains, crée des risques spécifiques à toutes les étapes du projet et en particulier lors de sa construction et de son exploitation. Ces risques ont plusieurs origines (Grasso et al., 2004),(Idris.J 2007):

- Risques géotechniques et géologiques : ces risques sont liés à l'insuffisance des informations obtenues lors de la campagne de reconnaissance, à la capacité de prédire la réponse du sol à l'action de creusement.
- Risques hydrologiques : sont associés à l'insuffisance des informations collectées concernant l'hydrologie souterraine dans la zone du projet.
- Risques d'étude : liés principalement à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions mécaniques réelles rencontrées, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'études ainsi qu'aux contraintes contractuelles.
- Risques de construction ou de creusement : Risques de construction ou d'excavation : liés au choix d'une méthode de construction inappropriée ou mal maîtrisée, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience de l'équipe constructeur et aux contraintes contractuelles.
- Risque opérationnel liés dysfonctionnements et accidents.
- Risque financier, lié aux contraintes sociales et politiques, non-acceptation des responsabilités, contentieux et sécurité.

### **I.1.5 Les principales causes d'instabilités des tunnels :**

Nous pouvons distinguer plusieurs causes liées aux instabilités dans les ouvrages souterrains qui sont classées selon une échelle de gravité des impacts correspondants, (Vlasov, Makovsky, & Merkin, 2001),(Grasso et al., 2004):

#### **I.1.5.1 Effondrements**

Les effondrements représentent une menace concrète pour la stabilité des structures souterraines, en particulier pendant la phase de construction. Les effondrements peuvent être directement liés à une évolution du comportement du terrain environnant ou à une défaillance mécanique du système du soutènement.

Dans les structures situées à de faibles profondeurs, l'effondrement qui se produit dans le tunnel peut remonter à la surface et causer des dommages importants. L'effondrement correspond à une rupture structurelle, partielle ou totale du tunnel. La défaillance du revêtement se propage parfois à la surface du sol, formant une cuvette d'effondrement.

On parle d'un effondrement localisé lorsque cette rupture ne concerne qu'une zone d'extension limitée (les effondrements localisés peuvent être le résultat de la rupture du toit du tunnel), et d'un effondrement en masse ou généralisé lorsqu'il concerne, au contraire, une zone étendue en surface.

L'effondrement condamne l'utilisation du tunnel, il nécessite des moyens considérables pour reprendre le projet ou l'exploitation de l'ouvrage. Nous citons comme exemple, l'effondrement de la station de métro (Daikai, au Japon, 1995), suite un tremblement de terre qui a eu des conséquences très importantes illustrées (Figure I.1).



**Fig. I.1.** Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daika endommagée par un tremblement de terre (Japon, 1995), [(Yoshida et al., 1996)]

L'effondrement de la tête du tunnel de Patra (Grèce, 1998) montre l'ampleur de l'impact de ce phénomène d'instabilité (Figure I.2).



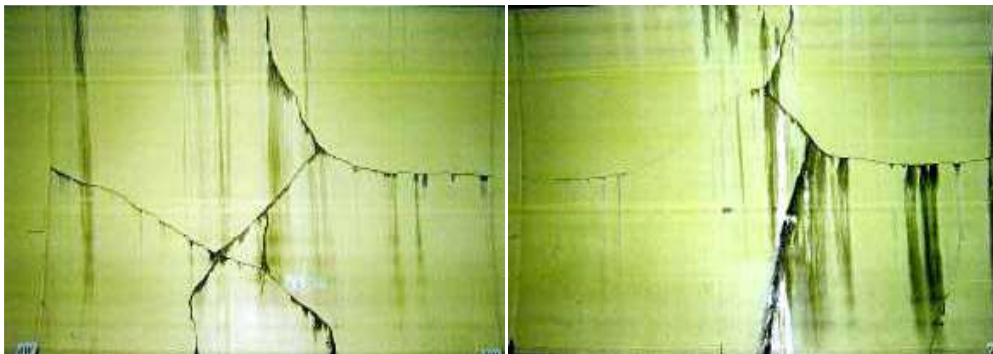
**Fig. I.2.** Tunnel de Patra avant et après l'effondrement (Grèce, août 1998), [(Patra, 2004)]

### I.1.5.2 Désordres locaux :

Ils incluent plusieurs formes d'instabilité locale dans les ouvrages souterrains, comme les chutes de blocs, la fissuration, l'infiltration faible d'eau, les dommages apparaissant aux parois et au toit de l'ouvrage, le soulèvement de radier, etc. Les désordres ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante.

Le tunnel (A38-Saltash, Royaume-Uni, 1997) constitue une bonne illustration de ce problème.

Des fissurations graves se sont développées sur les parois sous l'effet des agents agressifs chimiques avec le temps. La figure (I.3) illustre la situation critique des parois du tunnel.



**Fig. I.3.** Tunnel de A38 Saltash (R.U, 1997), fissurations sur les parois [(Sauer, 2004)]

Suite d'un incendie, le revêtement du tunnel de (Tauern, Autriche, 1999) a subi des dégradations graves comme le montre la figure (I.4).



**Fig. I.4.** Dégradation dans le tunnel de Tauern en Autriche après son incendie, [(Leitner, 2001)]

La figure (I.5) montre aussi les désordres du tunnel de Galibier (France, 1996) suite de l'arrivée d'eau gelée dans le tunnel.



**Fig. I.5.** Arrivée d'eau gelée dans le tunnel de Galibier, [(Mercusot *et al*, 1999)]

### **I.1.5.3 Inondation :**

C'est une conséquence de l'invasion d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine ou par une grande quantité d'eau de pluie. Ces phénomènes entraînent des pertes matérielles importantes et des arrêts de travaux dans les ouvrages souterrains affectés.

L'inondation du tunnel routier de (Wushantou, Japon, 1992) est un bon exemple. La figure (I.6) montre une partie des dégâts observés après cet accident.



**Fig. I.6.** Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992, [(Wang *et al*, 2001)]

La catastrophe est due à l'infiltration de quantités considérables et non prévues d'eau de pluie dans l'ouvrage en construction.

#### **I.1.5.4 Fortes déformations (convergence extrême) :**

Il s'agit de la réduction de section associée aux fortes convergences qui compromet l'utilisation de l'ouvrage dans des conditions de sécurité optimale. La forte déformation peut résulter de plusieurs facteurs comme le gonflement, le fluage, les déformations plastiques, les contraintes tectoniques. Les conséquences de la convergence sont la fermeture de la section, la destruction du soutènement. Parfois, ce phénomène nécessite la réexcavation de l'ouvrage souterrain.

Le tunnel routier de Tymfristos en Grèce est un exemple exceptionnel de l'ampleur des déformations (convergence) pouvant être observées (figure I.7) Pendant l'exécution du tunnel une diminution de la section (diamètre) de l'ordre de 2 m a été mesurée. Par conséquent le soutènement provisoire a été totalement détruit et le tunnel a été ré-excavé.



**Fig. I.7.** Rupture de soutènement du tunnel routier de Tymfristos à cause d'une forte convergence [(Kontogianni, Tzortzis, & Stiros, 2004)]

#### **I.1.5.5 Tassements en surface**

Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface.

#### **I.1.6 Analyse de comportement de sol lors du creusement d'un tunnel :**

Lors de l'excavation des tunnels, des perturbations vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art).

L'importance de tassement est étroitement liée aux conditions géologiques, hydrogéologiques, géotechniques, géométriques, et de la profondeur de l'ouvrage souterrain, ainsi que des méthodes de réalisation retenue.

##### **I.1.6.1. Description générale des mouvements de sol :**

L'origine des tassements est complexe et, comme le souligne Leblais (1995) dans une recommandation du groupe de travail N° 16 de l'AFTES, la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas facile à déterminer.

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes et la situation hydrogéologique dans le massif. Cette modification des contraintes se traduit généralement par un déplacement du front vers l'excavation et par une convergence des parois du tunnel.

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme des événements liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, soit la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
  - Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).
  - Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

La figure (I.8) présente les mouvements autour de l'excavation au cours du creusement.

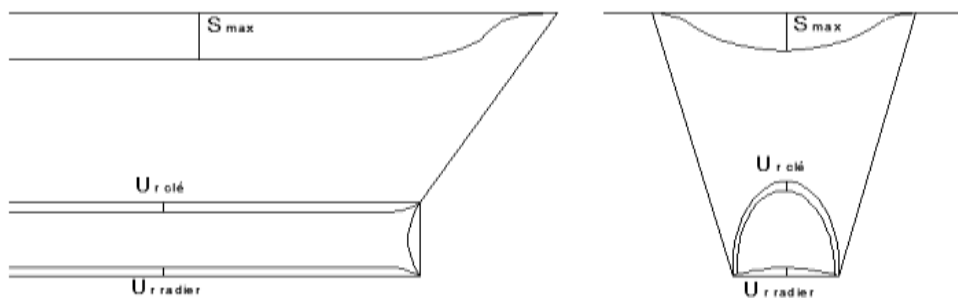


Fig. I.8 : mouvements autour de l'excavation au cours du creusement d'après (Leblais et al., 1995)

A cet ensemble de mouvements de sol correspond un volume de terrain perdu que l'on nomme  $V_0$  (Schlosser, 1989). En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel (Figure I.9) et qui peut être reliée au volume de sol perdu  $V_0$ . Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel  $V_0$  est fréquemment désigné par  $V_t$ .

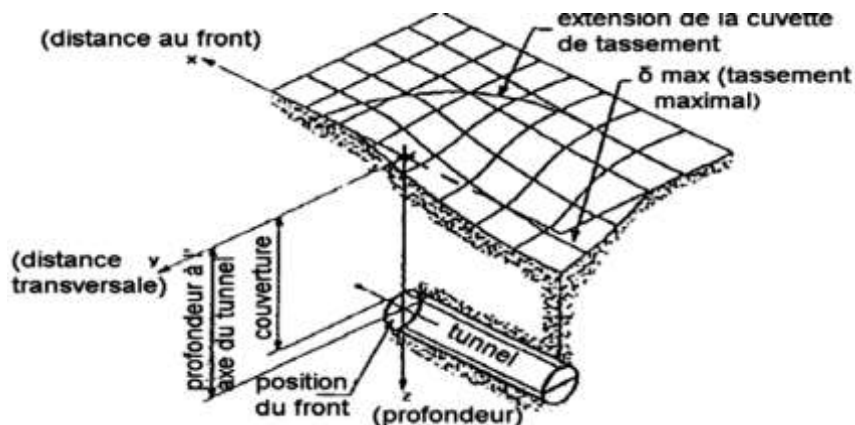
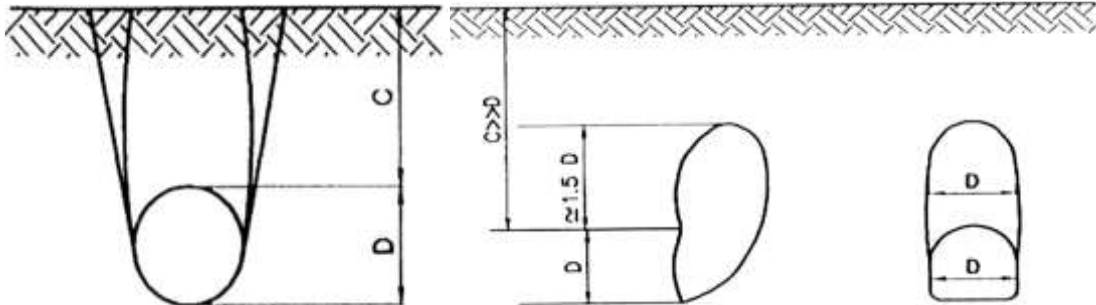


Fig. I.9 : Cuvette de tassement tridimensionnel (Leblais et al., 1995).

#### I.1.6.1.1. Transmission des déplacements vers la surface :

Pour le mécanisme de transmission des déplacements entre le tunnel et la surface, en se basant sur les essais et des observations in situ Pantet [1991] on illustre deux mécanismes de transmission des déplacements en surface : mécanisme primaire et mécanisme secondaire. (Figure I.10).

- Le mécanisme primaire est caractérisé par la formation d'une zone de terrain en déformation au-dessus de la galerie. Lorsque le tunnel est suffisamment profond ( $C/D > 2,5$ ), la transmission des effets du creusement vers la surface est généralement réduite.
- Le mécanisme secondaire peut suivre le précédent lorsque le tunnel est assez proche de la surface ( $C/D < 2,5$ ) et que le confinement du front n'est pas suffisant. Alors il en résulte la formation d'un bloc de terrain rigide.



(a) Mécanisme Primaire (b) Mécanisme Secondaire

Fig. I.10 : Mécanismes de transmission Pantet (1991)

**I.1.6.1.2. Mouvements horizontaux :**

Les déplacements horizontaux se produisant dans le massif de sol sont mesurés dans deux directions perpendiculaires (longitudinale et transversale) à l'aide d'un inclinomètre. Les déformées inclinométriques transversales (figure I.11), issues des mesures présentées par Bernat (1996), montrent que :

- le terrain situé en surface a tendance à converger vers le centre de la cuvette
- une convergence du sol vers les reins du tunnel,

Néanmoins, la figure I.12 illustre une succession de refoulements dus aux différentes étapes de creusement du tunnelier à front pressurisé (Ollier, 1997).

Les déformées inclinométriques longitudinales (figure I.12) montrent que :

- le sol en surface basculé généralement vers l'arrière du centre de la cuvette
- le sol situé devant la machine tend à pénétrer dans la galerie par le front de taille.
- Au cours du creusement au bouclier, le terrain est entraîné vers l'avant.

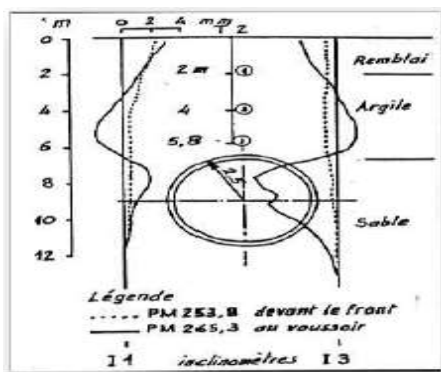


Fig. I.11: Inclinomètres de Bordeaux (Chapeau. (1991)

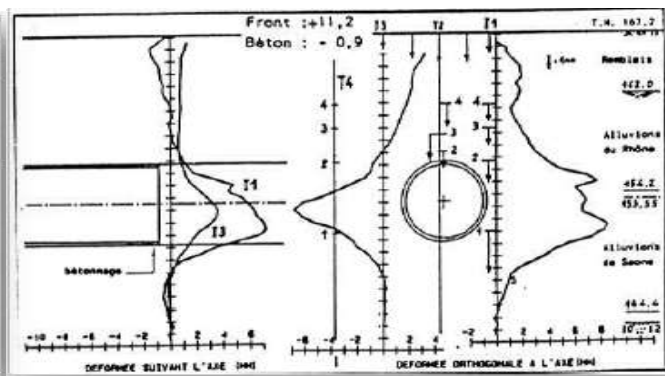
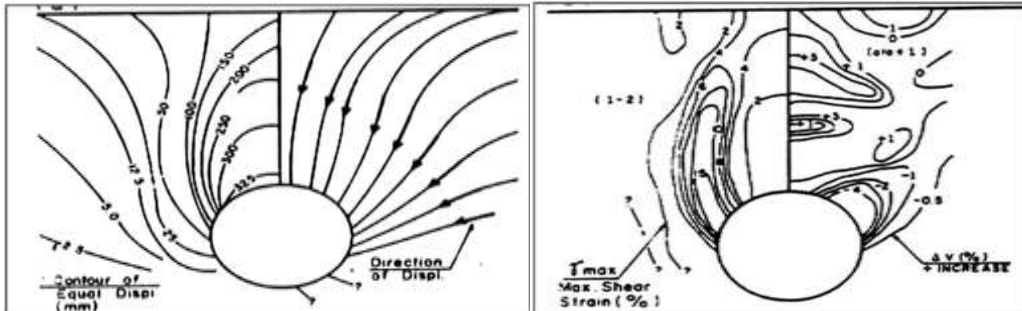


Fig. I.12 : Déformées inclinométriques de Lyon (Chapeau. (1991)

**I.1.6.1.3. Mouvements dans une section transversale au creusement :**

(Cording et Hansmire 1977) proposent une représentation des déplacements expérimentaux du chantier du métro bitube de Washington DC, dans des matériaux granulaires en termes d'isovaleurs de distorsion (Figure I.13-a) et de déformations volumiques (Figure I.13-b).



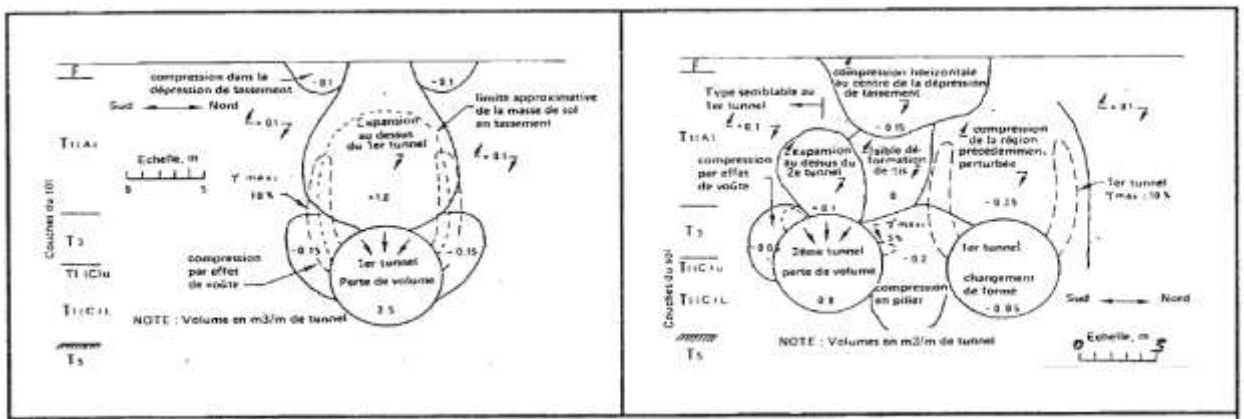
**Fig. I.13(a) :** Déplacements générés par le creusement du premier tunnel (Cording et Hansmire 1977) **Fig. I.13(b) :** Déplacements de distorsion et volumiques (Cording et Hansmire 1977)

On noter sur la Figure (I.13a) la symétrie de la cuvette de tassement. Le déplacement vertical est maximal au-dessus de la clé du tunnel et le déplacement horizontal est maximal en surface. Il est important de signaler que si la couverture du tunnel avait été insuffisante,

Les lignes de cisaillement auraient pu atteindre la surface et provoquer un phénomène de rupture en bloc.

Les phénomènes suivants ont été également mis en évidence par [CORDING et Hansmire 1977)] (fig. I.14) :

- En surface, zones de compression dans les deux zones latérales.
- Une zone décompressée en forme de dôme au-dessus de la clé du tunnel.
- Deux zones de distorsion maximale débutant à 45° et se propageant verticalement.
- Resserrement par compression aux reins.



**Fig. I.14 :** Répartition des volumes de déplacement du sol et de changement de volume [CORDING et Hansmire, 1977]

a) Après creusement du premier tunnel

b) Après creusement du second tunnel

Dans les milieux argileux, les mouvements à court terme se font à volume constant et sont purement radiaux autour du tunnel d'après [Mair. 1981]. Les zones de cisaillement maximal n'apparaissent pas et confirment les résultats obtenus sur des maquettes expérimentales. Le volume de la cuvette de surface est quasi identique au volume de sol perdu au niveau du tunnel [Cording et Hansmire. 1977].



### I.1.6.2. Perte de volume :

L'amplitude des déformations dépend de la nature du sol et des conditions de creusement, ce qui va influencer sur la perte de sol  $V_t$  et donc sur les tassements en surface. Ces tassements définissent un certain volume par mètre linéaire noté  $V_s$  correspondant à l'aire comprise entre le niveau initial de surface du sol et le profil de tassement.

De manière générale, pour les sols cohérents en conditions non drainées,  $V_s$  et  $V_t$  sont égaux puisque les déformations se produisent à volume constant.

Pour les sols non cohérents  $V_s$  peut être soit plus petit soit plus grand que  $V_t$  suivant qu'une consolidation se produise ou non.

[Roisin. 1995] précise qu'en général  $V_t$  est supérieur à  $V_s$  pour les sols pulvérulents et, inversement pour les sols argileux.

La perte de sol  $V_t$  est un paramètre important dans le contrôle des mouvements de sol. D'après [Uriel. 1989] (Figure I.15), aucune approche théorique ne permet d'appréhender ce paramètre à moins qu'elle ne soit capable de représenter les diverses opérations qui composent le processus de creusement.

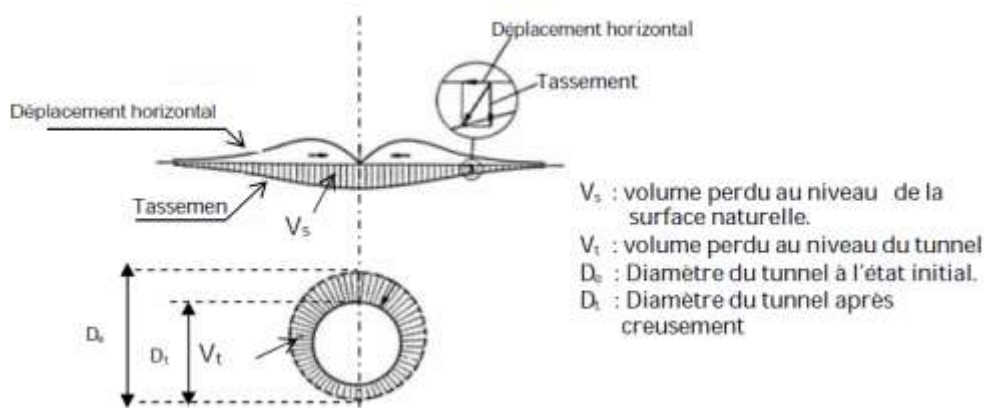


Fig. I.15 : mouvements de sol lié à la perte de volume (Uriel, 1989)

Comme d'une alternative à  $V_t$ , (Lee & Rowe, 1989) proposent pour les ouvrages souterrains creusés à l'aide bouclier l'utilisation du " GAP parameter " en déformations planes. Ce paramètre prend en compte non seulement la perte de sol due à une éventuelle sur excavation mais aussi la variation de volume dans le sol remodelé (Figure I.16). Il est défini par l'équation (I.1).

'GAP parameter' :

$$\text{GAP} = 2\Delta + \delta + U \quad (\text{I.1})$$

Avec :

$\Delta$  : déplacement radial dû à l'épaisseur de la jupe.

$\delta$  : déplacement radial dû au vide annulaire entre le bouclier et le tunnel.

$U$  : déplacement radial dû à la consolidation de la zone perturbée autour du tunnel, au labourage par suite de prise de virage et à la perte de sol au front de taille.

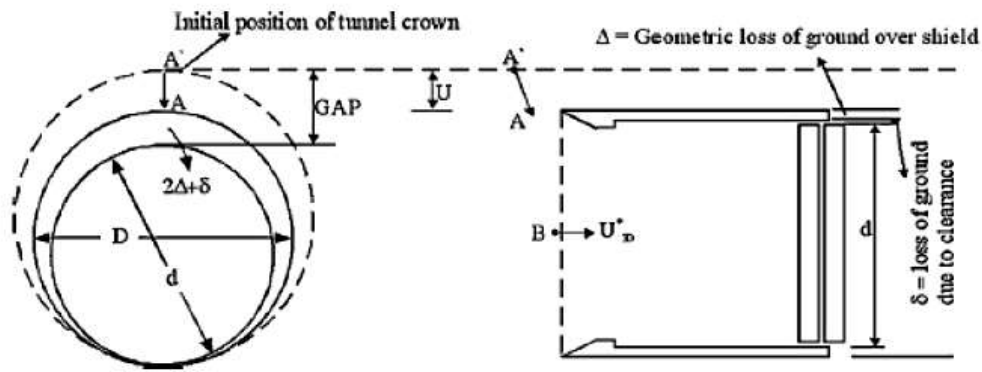


Fig. I.16 : Paramètre « GAP » (Lee & Rowe, 1989).

### I.1.6.3. Calcul de Tassement vertical :

La prédiction des tassements en surface étant un élément clé lors de l'exécution des ouvrages souterrains en site urbain concernant principalement les tunnels réalisés à faible profondeur.

Les méthodes de calcul reposent sur la constatation, que la distribution transversale des tassements en surface de tunnel peut convenablement être représentée par une courbe de Gauss (figure I.17). La formule empirique de type loi de distribution normale fut pour la première fois proposée par [Martos. 1958] à la suite d'une analyse statistique de mesures in situ. Cette expression a ensuite été étendue au domaine des tunnels à faible profondeur par [Schmidt. 1969] et par [Peck.1969].

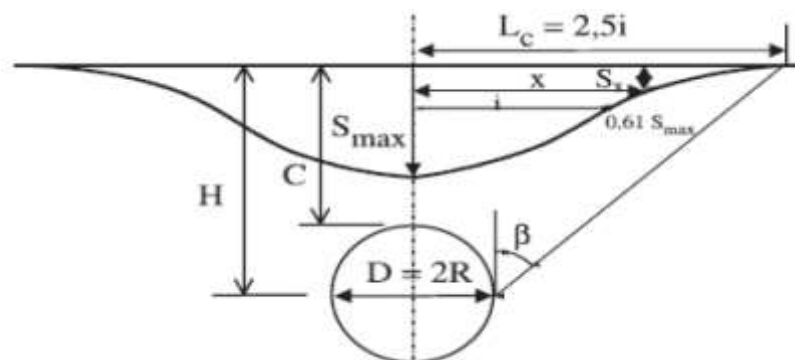


Fig. I.17 : Profil gaussien de la cuvette de tassement (Peck, 1969).

La cuvette de tassement, est définie par l'équation suivante :

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

Avec :

$x$  : abscisse par rapport à l'axe du tunnel.

$S(x)$  : tassement à la distance horizontale  $x$  du centre du tunnel.

$S_{\max}$  : tassement maximum au centre de la cuvette.

$i$  : abscisse du point d'inflexion de la cuvette de tassement.

La cuvette de tassement est caractérisée par sa demi-largeur  $LC = 2,5 i$ , sa profondeur  $S_{\max}$  et son volume total  $VS = 2,5 i S_{\max}$  qui évoluent au fur et à mesure des phases de creusement.

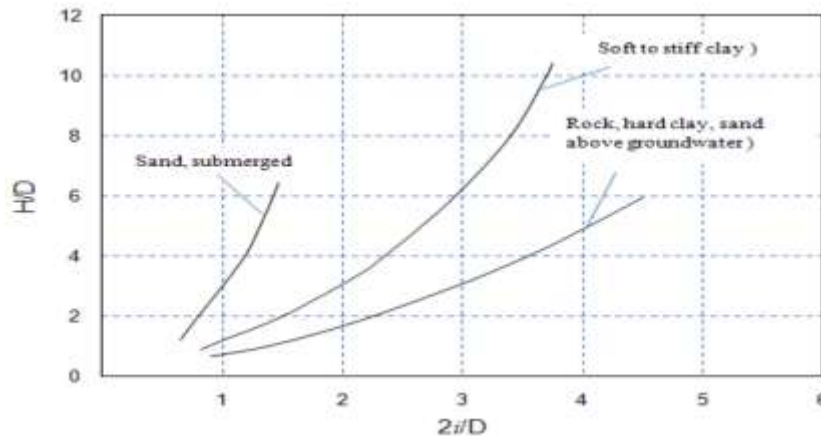
$\beta$ : définit l'angle d'ouverture.

**Estimation de “ i ” :**

L'estimation des paramètres  $S_{max}$  et  $i$  est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Peck (1969) a publié les premières corrélations donnant la valeur du coefficient adimensionnel  $2i/D$  en fonction de la profondeur relative  $H/D$  (Figure I.18).

$$\frac{i}{R} = \left(\frac{H}{2R}\right)^n$$

n : est un facteur dimensionnel (0.8-1,0).



**Fig. I.18 :** Variation du paramètre de cuvette de règlement en fonction de la géométrie du tunnel (Peck, 1969).

**Estimation de  $S_{max}$  :**

Le tassement maximum  $S_{max}$  a été également déterminé en fonction des données expérimentales, le Tableau (I.1) présente des formules existantes dans la littérature.

**Tableau I.1 :** Estimation de « S max » à partir des relations empiriques.

Auteurs	Formule proposée	Remarques
Farmer [1977] Attewell [1977]	$S_{max} = \frac{D}{1000} \left(\frac{kD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	k voisin de 10 et n de 0.67
Atkinson & al. [1977]	$S_{max} = S_{clé} \left(1 - k \frac{h}{D}\right)$	k=0.13 argile surconsolidée k=0.4 sable sous forte contrainte k=0.57 sable dense sous faible contrainte
Sagaseta [1980]	$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu)$	E module d'Young $\nu$ : coefficient de Poisson $\gamma$ : poids volumique du sol
Oteo & al [1982]	$S_{max} = \frac{1}{1 + k \frac{h}{D}} S_{clé}$	confirmé par Chapeau [1991] : k=0.25 à 0.5 sol argileux k=0.7 à 0.8 sol maintenu sans rupture k=1 à 2 sols granulaires frottant
Poupelloz [1984]	$S_{max} = D \frac{R}{1000} \left(\frac{kD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	k=9.35 n=0.41 argile raide plastique k=3.22n=0.078 argile plastique saturée k=2.325 n=0.0574 sol granuleux
CETU [1993]	$S_{max} = k \frac{D}{2H} S_{clé}$ ou $S_{max} = 1,5 \left(\frac{2H}{D}\right)^{0,6} S_{clé}$	k=3 si $0,1 < \frac{D}{2H} < 0,25$ k=2 si $0,33 < \frac{D}{2H} < 0,5$
Mair & al [1993]	$S_{max} = 0,313 \frac{V_l D^2}{0,5H}$ ou $S_{max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}}$	ou $V_l = \frac{4Vs}{\pi D^2}$ la perte de volume en % de volume excavé du tunnel $V_s$ le volume de la cuvette de tassement en surface par mètre linéaire de tunnel
AFTES [1999]	$S_{max} = k\lambda \frac{\lambda R^2}{E}$	k dépend de l'état de contraintes dans le sol et de sa nature (k>2) $\lambda$ taux de déconfinement

## Partie 02 : Le Comportement Dynamique des Tunnels

### I.2.1 Introduction

En effet, il a longtemps été considéré que les ouvrages souterrains ne couraient pas le même risque vis-à-vis des séismes que les ouvrages de surface, et peu d'études leurs ont été consacrées, tandis que le chargement sismique peut induire des dommages importants aux ouvrages souterrains, en particulier dans les terrains meubles. On peut citer par la suite certains cas les plus importants des ouvrages souterrains endommagés par des tremblements de terre, et qui ont mobilisé l'attention sur la vulnérabilité des ouvrages souterrains face aux séismes. Il est par conséquent devenu l'étude du comportement sismique de ce type d'ouvrages ces dernières années une préoccupation majeure pour les géotechniciens.

Parmi les cas les plus endommagés par des tremblements de terre sont les suivants :

(1) Le tremblement de terre de Kanto 1923 (de Magnitude locale 8.16), a endommagé 82 tunnels ferroviaires sur un total de 116 ouvrages concernés dans la zone touchée par le séisme. Les dégâts concernaient principalement les entrées des tunnels, la fissuration transversale et longitudinale dans les revêtements liés à des déformations excessives [(Okamoto et al, 1973)]. Par exemple, la figure (I.19) montre des fissures qui sont apparues dans la paroi du tunnel Nagasakayama après le tremblement de terre de Kanto 1923.

(2) En 1995, à Hyogo-ken Nanbu (Kobe, Japon) le tremblement de terre a provoqué l'effondrement de la station de métro Daikai. La station était située à environ 20 km de l'épicentre du tremblement de terre, de magnitude 6,9. La figure (I.20) illustre le type de dommages causés.

(3) Le séisme Chi-Chi dans le centre de Taiwan le 21 Septembre 1999 a gravement endommagé les tunnels creusés dans la montagne (Wang et al, 2001). Le tremblement de terre de magnitude 7,3 était lié à la faille de Chelungpu située à 60 km des ouvrages. Sur les 57 tunnels touchés, 49 se sont avérés endommagés.

(4) Le tremblement de terre de Duzce, d'une magnitude de 7,2 a secoué la Turquie le 12 Novembre 1999 et a causé des dommages importants dans un tunnel bi-tubes (16m<sup>2</sup> d'espacement) en cours de construction [(Kham et al, 2001)]. et [(Giannakou et al, 2005)]. (figures I.21 et I.22). Il a été rapporté [(Unterberger et Brandl, 2000)] que l'effondrement s'est produit dans la partie inachevée (à proximité immédiate du front de taille) du tunnel. L'effondrement du côté El-malik s'est également étendu à environ 50 m derrière de la zone soutenue par le revêtement définitif. Ce dernier était principalement affecté par des fissures longitudinales et radiales en clef de voute et sur les piédroits. Les dégâts se sont propagés à la surface, provoquant des fissures et crevasses, tandis que la hauteur de couverture à cet endroit atteint plus de 50 m. Les causes de ce comportement n'ont pas encore été déterminées. On observe également que des accélérations de 0,6 à 0,8g ont été mesurées aux stations à proximité du site, bien au-delà de la valeur de 0,4g utilisée pour le dimensionnement de l'ouvrage.



**Fig. I.19** : Dégâts occasionnés sur le tunnel de Nagasakayama après le Tremblement de Terre de Kanto 1923 [(Okamoto et al, 1973)].



**Fig. I.20** : Représentation des dommages sur une section actuelle de la station de Métro de Daikai après le Tremblement de Terre de 1995 Hyogo-ken Nanbu [(Liu, 2008)].



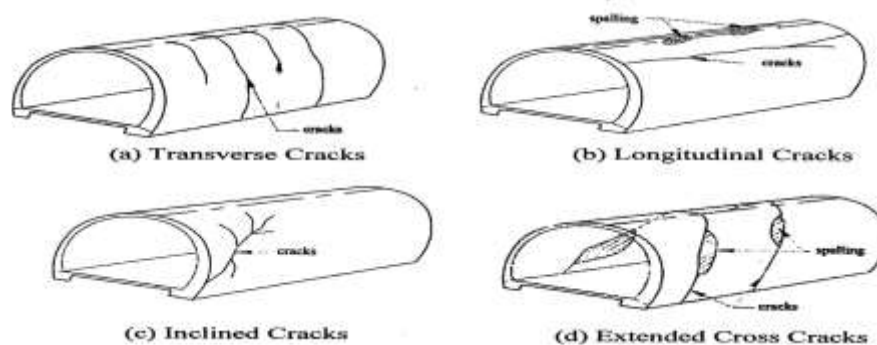
**Fig. I.21** : Dégâts occasionnés sur le tunnel pilote du projet du tunnel bi-tubes de Bolu lors du séisme de Düzce – 1999 [(cité par Sliteen, 2013)].



**Fig. I.22 :** Effondrement du Tunnel de Bolu en Turquie 1999 [(Cité par Sliteen, 2013)].

La figure I.23 ((W. L. Wang et al. 2001) montre certains des principaux dommages observés dans le revêtement du tunnel.

Les dommages ont été classés en six caractéristiques typiques ; (1) fissures du revêtement, (2) rupture du cisaillement du revêtement, (3) effondrement du tunnel causé par la rupture de la pente, (4) fissure du portail, (5) fuite et (6) déformation de la paroi / dommages inversés.



**Fig. I.23 :** Types des dommages observés après le séisme survenu à Chi – Chi (Taiwan en 1999)(Wang et al. 2001).

## I.2.2 Analyse et comportement sismique des ouvrages souterrains :

Selon (Owen et Scholl, 1981) l'énergie libérée par le séisme dispersée dans la terre sous forme :

- ondes sismiques de compression propagent dans le plan parallèle à l'axe longitudinal du tunnel
- ondes de cisaillement propagent dans plan perpendiculaire à l'axe longitudinal du tunnel

### I.2.2.1 Déformations des ouvrages souterrains dus au chargement sismique

Les tunnels peuvent être soumis lors d'un séisme à trois types de déformations [(Owen et Scholl, 1981)] (figure I.24).

#### a) Déformation en compression et extension axiale

Lorsque les ondes de compression se propagent dans le plan parallèle à l'axe du tunnel, et dans le sens de la profondeur longitudinal du tunnel, les contraintes de cisaillement transférées entre le sol et le tunnel provoquent des efforts alternatifs de compression et de traction, comme illustré aux Fig. I.24.a et I.24.b.

### b) Déformation en flexion longitudinale

Si les ondes sismiques de compression se propagent de manière oblique par rapport à l'axe du tunnel, ou parallèle à la section transversale du tunnel, comme indiqué dans les Fig.I.24.c & I.24.d. Ces ondes sismiques entraînent une déformation en flexion longitudinale.

### c) Déformation d'ovalisation (distorsion)

Ces déformations se développent sous l'effet d'une propagation des ondes de cisaillement dans le plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, comme illustré aux figures I.24.e et I.24.f.

La plupart des auteurs ont consacré leur travail au dernier type de déformation liée à la distorsion de la section transversale du revêtement du tunnel.

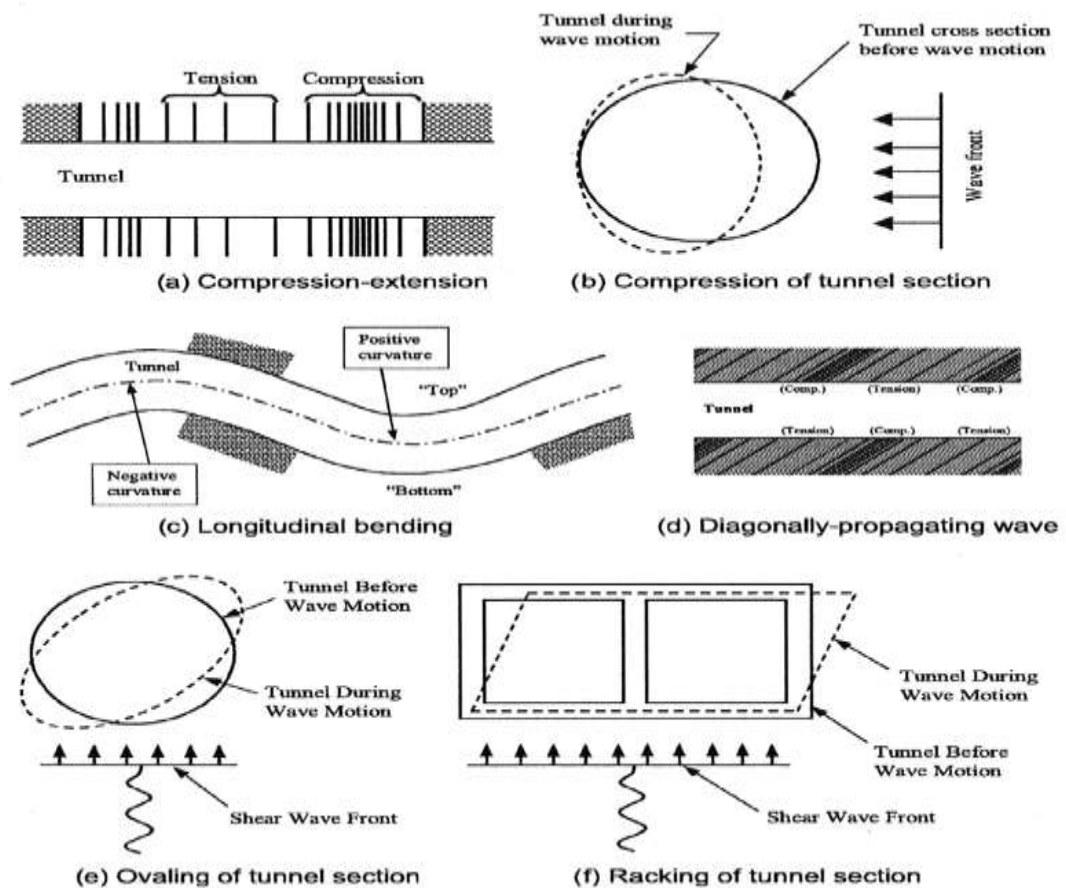


Fig. I.24 : Modes de déformation des tunnels dus aux ondes sismiques  
(D'après Owen et Scholl 1981)

### I.2.2.2. Analyse sismique des tunnels :

Les méthodes utilisées pour l'analyse sismique et la conception des tunnels peuvent être classées comme indiqué à la figure I.25 et aux approches suivantes: ((Hashash et al. 2001), (J. N. Wang 1993)); Les solutions élastiques de forme fermée (closed-form elastic solutions) et l'analyse numérique (numerical analysis) sont utilisées dans ces approches.

- (1) Approche par déformation en champ libre (free-field approach)
- (2) Méthode de pression dynamique de la terre (dynamic earth pressure method)
- (3) Approche d'interaction sol-structure (soil-structure interaction approach).

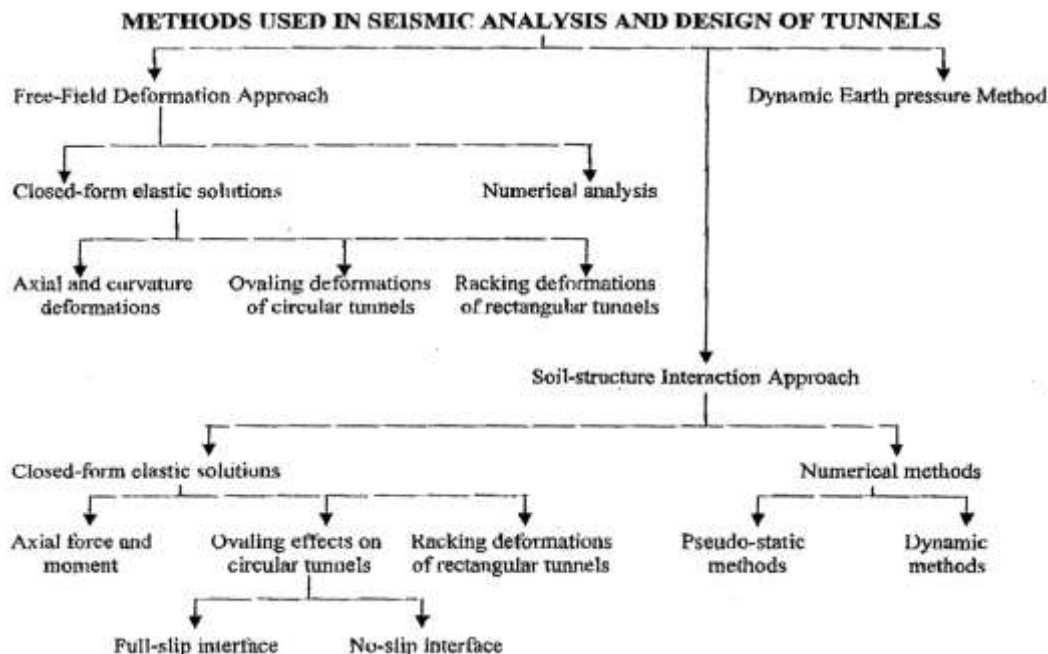


Fig. I.25 : Présentation des méthodes d'analyse sismique et de conception des tunnels.

### I.2.2.2.1 Approche par déformation en champ libre (free-field approach) :

L'approche en champ libre décrit les déformations du sol causées par les ondes sismiques sans que la structure (tunnel) soit introduite dans l'analyse. Le comportement général du revêtement du tunnel est similaire à celui d'une poutre élastique soumise à des déformations imposées par le sol environnant. Les déformations de la structure peuvent être surestimées ou sous-estimées en fonction de la rigidité de la structure par rapport au sol.

### I.2.2.2.2 Méthode de pression dynamique de la terre (dynamic earth pressure method)

L'utilisation de l'approche dynamique de la pression du sol pour les tunnels et les ouvrages souterrains fait face à plusieurs limitations (Hashash et al. 2001).

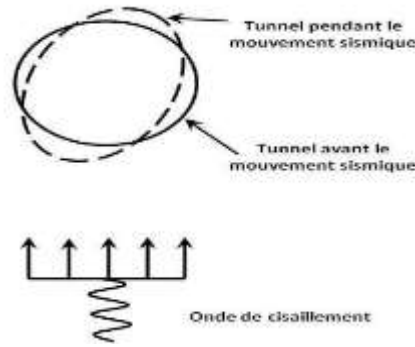
### I.2.2.2.3 Approche d'interaction sol-structure (soil-structure interaction approach)

#### I.2.2.2.3.1 Solutions élastiques de forme fermée :

Dans cette approche, le système tunnel-sol est simulé comme une poutre élastique sur une base élastique, en utilisant la théorie de la propagation des ondes dans un milieu infini, homogène, et isotrope. Les solutions ignorent les effets d'interaction dynamique (inertielle).

Compte tenu de la complexité de l'interaction tunnel-séisme, des méthodes simplifiées ont été élaborées pour ramener le problème dynamique à un problème quasi-statique équivalent. Les efforts dans un tunnel sont calculés en supposant que les déformations dans le revêtement, induit par un chargement sismique, sont les mêmes que celles produites dans le sol en champ libre [(Panet, 1986)]. Sur cette base, plusieurs auteurs tentent de trouver des solutions analytiques permettant le calcul de l'effort normal et le moment fléchissant dans le revêtement du tunnel soumis à la déformation d'ovalisation (Figure I.26) [(Wang, 1993), (Penzien, 2000 et Penzien et Wu, 1998), (Bobet, 2003), (Park et al. 2009)]. Par ailleurs, ces approches bidimensionnelles négligent le plus souvent la perturbation du champ de contraintes initiales autour du tunnel provoqué par les travaux de creusement du tunnel (Sliteen, 2013).





**Fig. I.26 :** Déformation d'ovalisation du tunnel [(Wang, 1993)].

Wang a été le premier à trouver une solution. En utilisant une approche quasi-statique dans des conditions bidimensionnelles, il a proposé une solution analytique qui exprime l'effort normal  $N_w$  et le moment fléchissant  $M_w$  engendrés dans le revêtement d'un tunnel circulaire (figure I.27)

$$N_w = -K_1 R \tau \cos 2 \left( \theta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (I.2)$$

$$M_w = -\frac{1}{3} K_2 R^2 \cdot \tau \cdot \cos 2 \left( \theta + \frac{\pi}{4} \right) \quad (I.3)$$

Où :

$\tau$  : la contrainte de cisaillement induite dans le sol, donnée par

$$\tau = \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{Es \cdot \gamma_c}{2(1+\nu_s)} \quad (I.4)$$

$\gamma_c$  : la déformation moyenne de cisaillement dans le sol. Les coefficients  $K_1$  et  $K_2$  sont donnée par :

$$K^1 = 1 + \frac{F(1-2\nu_s)(1-C) - \frac{1}{2}(1-2\nu_s)^2 + 2}{F[(3-2\nu_s) + (1-2\nu_s)C] + C \left[ \frac{5}{2} - 8\nu_s + 6\nu_s^2 \right] + 6 - 8\nu_s} \quad (I.5)$$

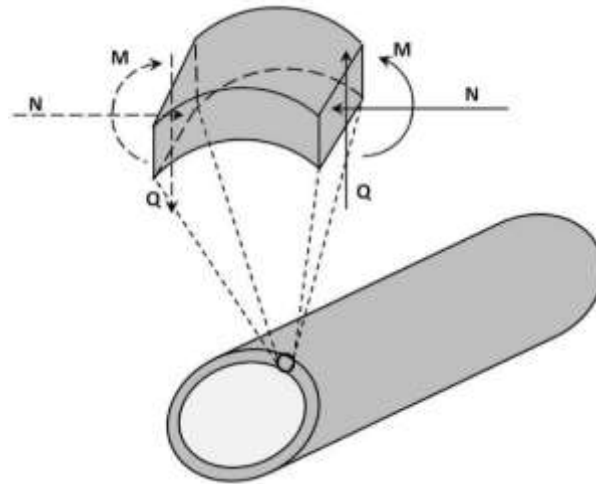
$$K^2 = 1 + \frac{12(1-\nu_s)}{2F + 5 - 6\nu_s} \quad (I.6)$$

Où  $C$  et  $F$  représentent la rigidité à la flexion et à la traction respectivement [(Merritt, Monsees, et Hendron, 1985)]

$$C = \frac{Es (1-\nu^2) \cdot R}{El \cdot A_l (1+\nu_s) (1-2\nu_s)} \quad (I.7)$$

$$F = \frac{Es (1-\nu^2) \cdot R^3}{6 El \cdot I_l (1+\nu_s)} \quad (I.8)$$

Où :  $E$ ,  $\nu$ ,  $I$  et  $A_l$  représentent respectivement le module de Young du sol, le coefficient de Poisson du sol, le moment d'inertie et la section transversale du revêtement.



**Fig. I.27 :** Efforts internes produits par les ondes de cisaillement.

Hashash et al (2001) ont constaté que les solutions de [(Wang (1993)] et [(Penzien (2000))] fournissent les mêmes résultats en supposant que les conditions de glissement parfait entre le sol et le revêtement. Par contre, sous conditions de contact parfait, les résultats sont variés. Dans ce dernier cas l'effort normal de Wang est beaucoup plus élevé que celui de Penzien.

#### **I.2.2.2.3.2 Approches numériques**

La nature complexe de l'interaction sol-tunnel sous charge sismique justifie pleinement l'utilisation des méthodes numériques. Les méthodes des éléments finis ou différences finies sont les plus utilisées, car elles peuvent prendre en considération différents aspects, tels que : (Sliteen, 2013)

- Le comportement non linéaire du sol.
- L'interaction sol-structure sous sollicitation dynamiques.
- L'évolution de surpressions interstitielles due à la charge dynamique.
- L'évolution de la géométrie liée au phasage des travaux.

#### **a) Non linéarité des sols**

L'effet de la non linéarité du sol sur le comportement sismique des tunnels a fait l'objet de nombreux travaux [(Pitilakis, 1986 ; Chen et Krauthammer, 1992 ; Abdel-Salam et al, 1994)]. Dans ces travaux le comportement du sol est décrit par différents modèles, tels que Mohr-Coulomb ou de Duncan. Parmi les dernières études, on peut également citer les études de [(Khoshnoudian (1999), Amorosi et Boldini (2009) et Shahrour et al (2010)].

Khoshnoudian (1999) a suggéré une étude numérique sur le comportement sismique des tunnels construits dans les terrains meubles. Un modèle en éléments finis bidimensionnel a été proposé en utilisant le programme de calcul PECPLAS [(Shahrour, 1992)].

Dans son étude, il a spécifiquement présenté la prise en compte du comportement non linéaire du sol à l'aide du modèle MODSOL [(Chehade, 1991 ; Shahrour et Chehade, 1992 ; Khoshnoudian, 1995)], basé sur le principe de l'élastoplasticité, avec un écrouissage cinématique et isotrope non linéaire pour tenir compte du comportement cyclique des sols.

Son travail a montré que la plasticité peut affecter d'une manière significative les efforts causés par le chargement sismique dans le revêtement. La prise en compte de la plasticité se réduit les efforts induits dans le revêtement d'environ 50% (figure I.28).

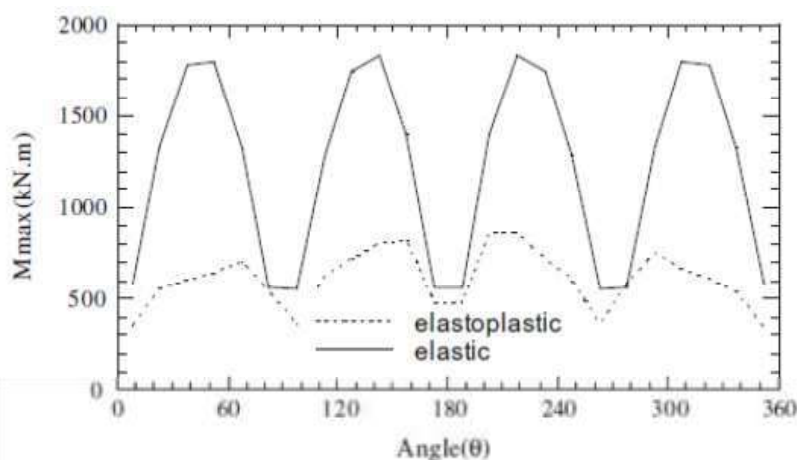


Fig. I.28 : Moment fléchissant induit par le chargement sismique [(Khoshnoudian, 1999)].

Amorosi et Boldini (2009) ont introduit la plasticité en utilisant le critère de Mohr Coulomb dans la loi de comportement du sol, pour analyser l'effet de plasticité sur l'interaction sol-tunnel dans des conditions de sollicitations dynamiques.

Ils ont proposé un modèle bidimensionnel par éléments finis utilisant un code de calcul (PLAXIS 2D, 2003). Leurs résultats confirment ceux de [Khoshnoudian (1999)].

La plasticité modifie, qualitativement et quantitativement, la distribution des contraintes dans le revêtement. En effet, le comportement du revêtement se caractérise par une diminution des efforts lors du séisme par rapport à l'analyse élastique, notamment en ce qui concerne le moment fléchissant.

Shahrour et al (2010) ont poursuivi les travaux de [Khoshnoudian (1999)] sur l'analyse non linéaire du comportement sismique du tunnel, pour étudier l'effet de la dilatance du sol à l'aide du modèle MODSOL.

Le moment fléchissant et le déplacement vertical ont été comparés pour deux valeurs de l'angle de dilatance  $\varphi_{cv}$  ( $30^\circ$ , valeur de référence et  $23^\circ$ ). A partir des résultats, nous pouvons voir que la diminution de cet angle réduit légèrement le moment fléchissant maximal, mais entraîne en revanche une variation significative du déplacement vertical liée à la réduction de la déformation volumique.

## b) Interaction sol-tunnel

Les problèmes d'interaction dynamique sol-structure dans le cas des tunnels est un aspect très important à considérer [(Clouteau et Aubry 2001, Guéguen et al 2002, 2003)]. Si la structure vibre sous l'influence d'un tremblement de terre, le mouvement à sa base dépend des caractéristiques du sol : modification de la raideur au niveau de la fondation et le rayonnement d'énergie du sol. De plus, La présence d'un ouvrage souterrain perturbe les déformations de champ libre du sol.

Pakbaz et Yareevand (2005) ont étudié cette interaction en utilisant un modèle d'éléments finis bidimensionnel utilisant le code de calcul CA2 [(Fakhimi, 1997)]. Ils montrent que l'effet du séisme sur l'interaction tunnel-sol dépend de plusieurs paramètres tels que l'accélération maximale (figure I.29), la densité et la durée du séisme et la rigidité relative entre le tunnel et le sol.

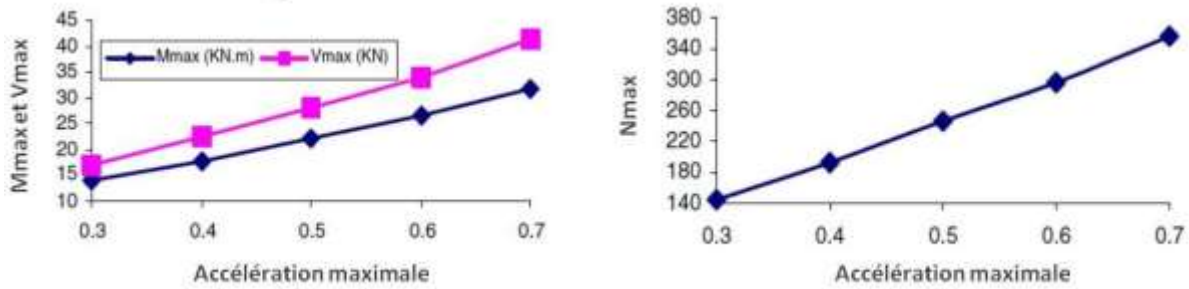


Fig. I.29 : Effet de l'accélération maximale sur les efforts internes [(Pakbaz et Yareevand, 2005)].

**c) Liquéfaction des sols**

La liquéfaction du sol est décrite avec une augmentation de la pression interstitielle et la réduction des contraintes effectives dans les sols non cohérents saturés. Les dommages causés par la liquéfaction des sols sont divisés en trois groupes : les dommages de surface, les tassements à la surface et les dommages des ouvrages souterrains.

Des recherches ont été effectuées concernant le soulèvement ou le tassement des grands ouvrages souterrains tels que les tunnels de métro et de l'autoroute en raison de la liquéfaction du sol. Les recherches de [Khoushnoudian et Shahrou (2002), Yang et al (2004), Taylor et al (2005), Liu et Song (2005 ; 2006), Azadi et Mir Mohammad Hosseini (2010 ; 2010), Chou et al (2001), Chou et al (2011) et Liu (2006)] ont couvert ce sujet.

Chou et al, (2011) ont étudié l'effet de la liquéfaction sur le comportement du tunnel immergé (BART) trouvé entre Oakland et San Francisco. Ils ont montré que le soulèvement des ouvrages souterrains peut être affecté par quatre types de mécanismes : phénomène de rochet (associé à une migration du sol sous le tunnel à chaque cycle de mouvement relatif), migration de l'eau des pores, soulèvement de la base dû au cisaillement du sol compressible sous les structures souterraines, et déformation due à l'effondrement du sol en liquéfaction (Figure I.30). Ils ont également constaté que sous chargement sismique de faible amplitude et lorsque la pression interstitielle n'est pas suffisamment importante pour provoquer la liquéfaction du sol, les structures souterraines se tassent au lieu de se soulever.

Le soulèvement se produisant par contre lorsque le chargement sismique est grand (figure III.14)

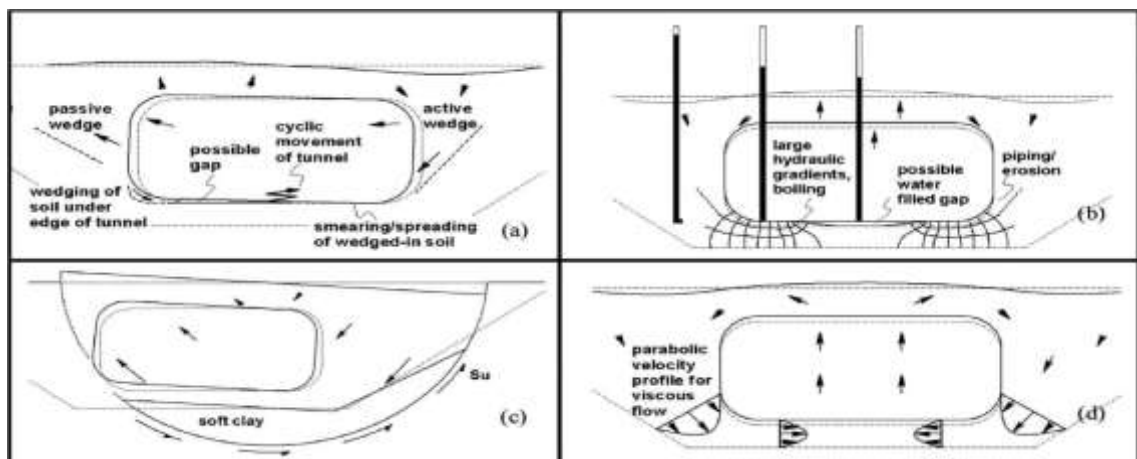


Fig. I.30 : Mécanismes de soulèvement : a) phénomène de rochet ; b) migration de l'eau des pores ; c) soulèvement de la base dû au cisaillement de sol compressible sous les structures souterraines ; d) déformation due à l'effondrement du sol en liquéfaction [(Chou et al, 2011)].

Liu (2011) a réalisé une modélisation tridimensionnelle par éléments finis à l'aide du code TNO-DIANA9.4.2 (TNO DIANA, 2010) pour examiner la réponse sismique des tunnels souterrains soumis à une charge sismique en tenant compte de l'impact de la pression interstitielle et de la liquéfaction du sol. Une sollicitation sismique avec une fréquence dominante élevée entraînerait la liquéfaction du sol et des contraintes plus importantes dans les tunnels. On a également observé que lorsque la liquéfaction du sol n'est pas très importante, les tunnels tassent plutôt que de se soulever. De plus, il a été observé que le soulèvement diminue avec la profondeur figure (I.31).

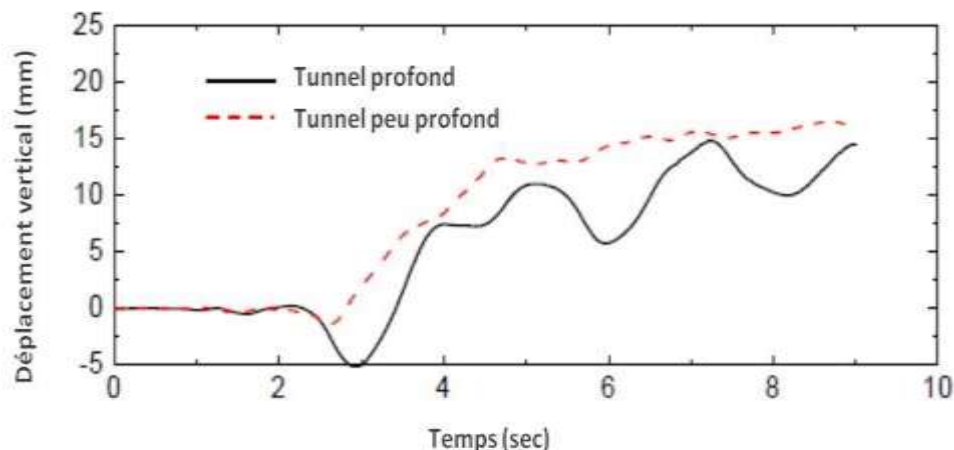


Fig. I.31 : Déplacement vertical du tunnel dû à la liquéfaction du sol en fonction de la profondeur [(Liu, 2011)].

Khoshnoudian et Shahrour (2002) ont également discuté de la liquéfaction lors de l'étude du comportement sismique des tunnels. Leurs résultats montrent que le chargement sismique induit une augmentation significative de la pression interstitielle, en particulier dans la partie supérieure de la masse de sol. La présence du revêtement réduit la pression interstitielle dans le sol sous le revêtement. Si une pression interstitielle excessive dégrade la rigidité et la résistance du sol, elle provoque une augmentation significative du moment fléchissant en particulier dans la partie inférieure. De plus, elle produit un soulèvement du tunnel (Figure I.32).

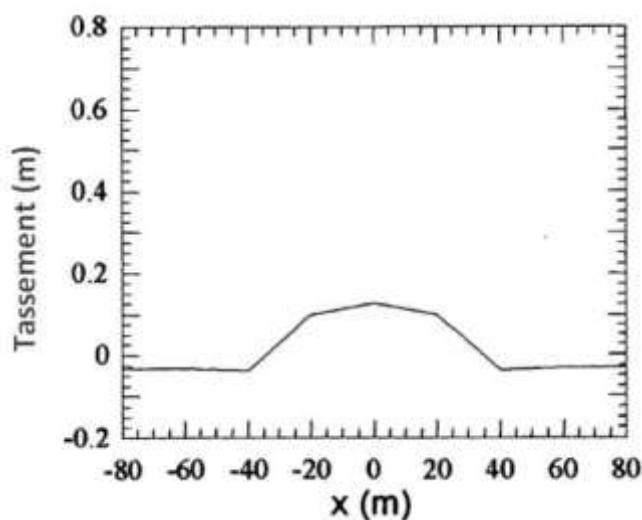


Fig. I.32 : Tassement vertical à la surface du sol [(Khoshnoudian et Shahrour, 2002)].

#### d) Conditions de contact sol-tunnel

Lors de l'examen des ouvrages géotechniques, on suppose que les conditions de contact à l'interface entre deux matériaux de rigidité différente influencent significativement sur le comportement de la structure. Cela s'applique encore plus aux tunnels, car l'ouvrage est en interaction complète avec le sol environnant.

[Bernat (1996)] a étudié l'effet des conditions de contact sol-tunnel dans le cas de la simulation de creusement et a montré que dans la modélisation bidimensionnelle, les conditions de contact permettaient d'améliorer la simulation du creusement.

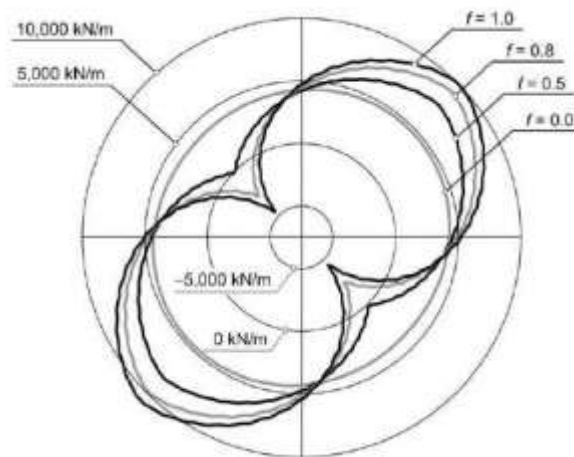
Dans le cas d'un chargement dynamique, il faut tenir compte du fait que les conditions de contact à l'interface sol-revêtement entre une condition de glissement parfait et de contact parfait doivent être prise en compte. Cependant, le glissement parfait conduit à une sous-estimation de la force normale maximale et cette condition n'est possible que pour les tunnels creusés dans un sol meuble ou de grande amplitude lors de chargement sismique.

Par conséquent, il a été recommandé d'adopter l'hypothèse de non-glissement dans la conception [(Hoeg, 1986), (Schwartz et Einstein, 1980), (Hashash, Park, et Yao, 2005), (Sedarat et al, 2008)]

Sedarat et al, (2008) ont réalisé une étude numérique de l'effet de glissement à l'interface sol-revêtement sur les efforts internes. Ils ont proposé un modèle élastique bidimensionnel d'éléments fins en utilisant le code de calcul ADINA (ADINA, 2005).

A l'interface sol-revêtement ils ont utilisé un coefficient de frottement allant de 0 (glissement parfait) à 1 (contact parfait).

La figure (I.33) montre l'effet du glissement à l'interface sol-revêtement sur l'effort normal. Si le contact à l'interface est plus rigide, l'effort normal est plus grand. Ils ont également montré que le moment fléchissant est moins affecté par les conditions d'interface.



**Fig. I.33 :** Evolution de l'effort normal en fonction du coefficient de friction [(Sedarat et al, 2008)].

Park et al (2009) ont examiné le glissement à l'interface sol-revêtement en utilisant un coefficient de flexibilité noté  $D$ , dans l'équation suivante (I.11). Ils ont proposé une solution analytique en divisant la condition de chargement sur un tunnel en trois cas : tunnel qui a été soumis à une charge extérieure (Figure I.34a), revêtement qui a été soumis à la contrainte de contact à l'interface sol-revêtement (Figure I.34b) et la cavité circulaire qui est soumis à la contrainte de contact à l'interface sol-revêtement (Figure I.34c).

L'équilibre des efforts d'interaction et la comptabilité à l'interface peut être exprimé par :

$$P^s + P^l = 0 \tag{I.9}$$

$$Q^s + Q^l = 0 \tag{I.10}$$

$$\begin{pmatrix} u^d \\ v^d \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} v^l \\ v^l \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} v^s \\ v^s \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} u^d \\ v^d \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ DQ^l \end{pmatrix} \tag{I.11}$$

$D = 0$  pour la condition de contact parfait et  $D \rightarrow \infty$  représente le cas de glissement parfait.

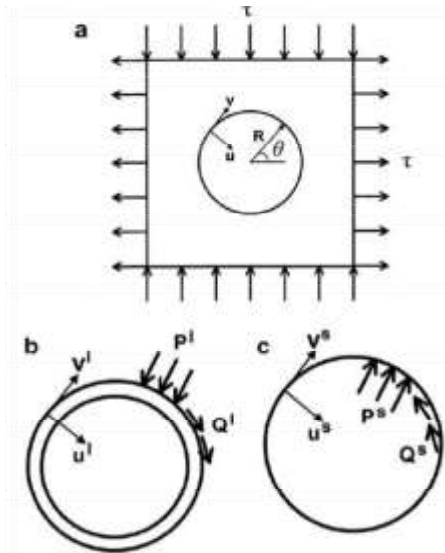


Fig. I.34 : Séparation du chargement statique [(Park et al, 2009)].

Ils ont constaté que l'effort normal augmente avec la réduction de  $D$  (glissement parfait (F-S) et de contact parfait (N-S). Ils ont également montré que le moment fléchissant diminue avec la diminution de  $D$ , mais pour des amplitudes beaucoup plus faibles (Figure I.35).

Cependant, l'effet de  $D$  sur la variation du moment fléchissant est moins significatif par rapport à l'effort normal.

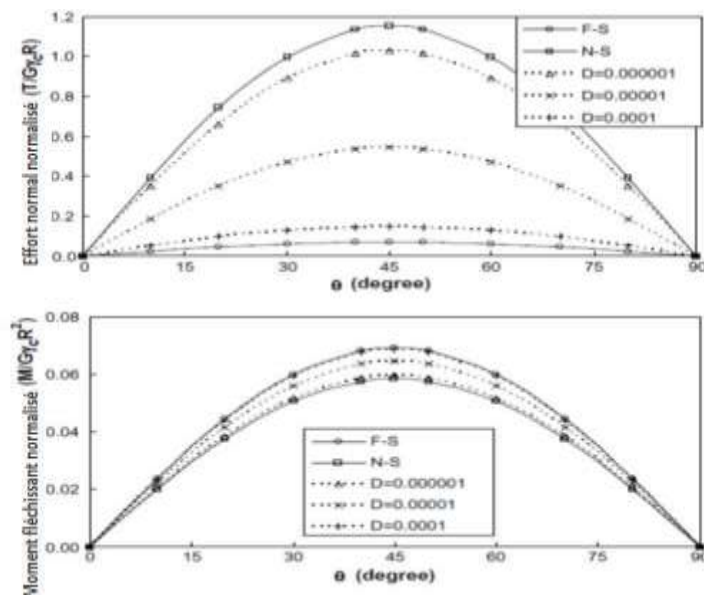


Fig. I.35 : Effet de  $D$  sur les efforts internes [(Park et al, 2009)].

### I.2.3 Mouvements de terrain en surface

Selon Sliteen (2013) la réponse sismique des tunnels entraine d'éventuelles modifications du mouvement du sol à la surface lors du séisme. Ces modifications sont principalement dues à la diffraction et à l'amplification des ondes sismiques dues à la présence des ouvrages souterrains.

Le problème bidimensionnel de la diffraction des ondes sismiques à travers des cavités dans un demi-espace élastique a fait l'objet de nombreuses études.

[Luco et De Barros (1994)] ont proposé une solution numérique bidimensionnelle basée sur les fonctions de Green pour obtenir la réponse d'une cavité cylindrique qui est noyée dans une demi-espace viscoélastique et uniforme et soumise aux ondes sismiques(Figure I.36).

Les résultats numériques pour le champ de déplacement total sur la surface sont présentés pour l'incidente verticale des ondes P et SV et des ondes de Rayleigh.

Cette solution a été comparée par [Kham (2001)] qui a réalisé des études analytiques et numériques (modélisation par éléments de frontières) dans une cavité (Figure I.36  $w < z_e$ ), qui représente un tunnel cylindrique infiniment long à l'intérieur d'un milieu semi-infini. L'axe du tunnel est parallèle à la surface libre. Le milieu environnant est homogène, isotrope, linéaire et élastique. La comparaison avec [Luco et de Barros (1994)] a été faite en utilisant une fréquence de sollicitation réduite:

$$\eta = \frac{\omega \cdot a}{\pi \cdot \bar{\beta}}$$

Où : ( $\omega$ ) : la fréquence de sollicitation,

( $a$ ) : le rayon du tunnel,

( $\bar{\beta}$ ) : La partie réelle de la vitesse de l'onde de cisaillement.

Les résultats montrent une très bonne concordance entre le modèle analytique et numérique (Figure I.37).

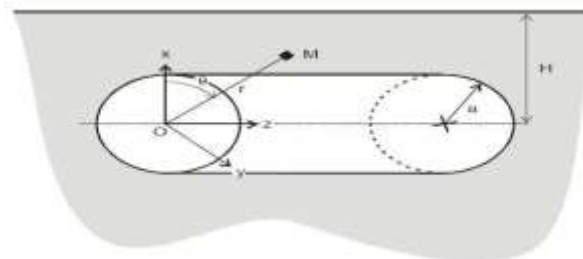


Fig. I.36 : Modèle de cavité souterraine.

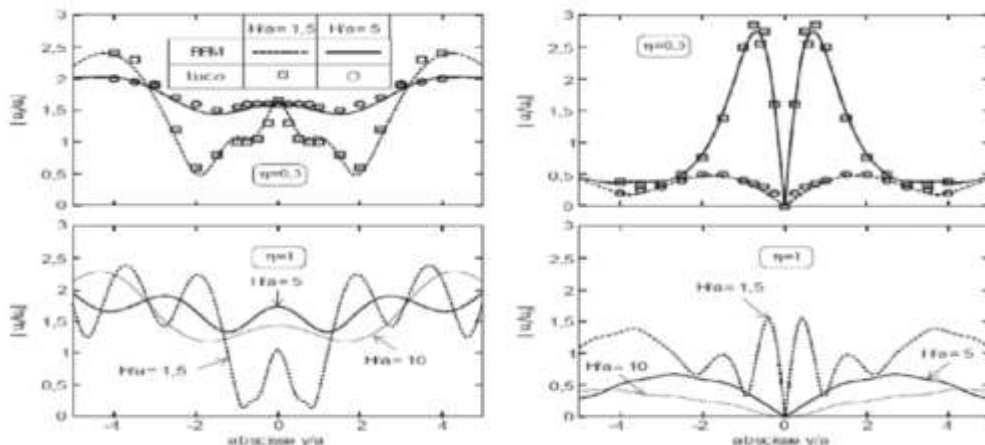


Fig. I.37 : Déplacement horizontal  $u_x$  (gauche) et vertical  $u_y$  (droite) à la surface libre à l'aplomb de la cavité à la fréquence réduite  $\eta = 0,5$  et  $1$ . Comparaison entre [Kham (2001) et Luco et de Barros (1994)].



Des études antérieures ((Li, Yue, and Chen 2010) , ont étudié la réponse sismique dans les tunnels sous l'effet des ondes de Rayleigh, qui consistent respectivement à combiner les chargements sismique horizontale et verticale (ondes s) et (ondes p), à la surface du sol. Les résultats des études ont montré que les ondes de Rayleigh pouvaient être significatives dans le cas de tunnels de distribution souterrains très superficiels.

#### I.2.4. Prise en compte de l'aspect tridimensionnel

Les approches bidimensionnelles ne tiennent pas compte l'existence du front de taille et l'effet des travaux de creusement. De même, les sollicitations sismiques peuvent se propager dans différentes directions spatiales (Figure I.38), et influencer le comportement du sol et de l'ouvrage aussi bien dans la section transversale du tunnel que dans le sens longitudinal.

Par conséquent, un modèle tridimensionnel est nécessaire pour étudier la réponse sismique d'un tunnel en cours de construction ou soumis à des sollicitations sismiques tridimensionnelles.

La plus grande difficulté pour examiner le comportement d'un tunnel lors de réalisation réside à la fois dans l'aspect purement tridimensionnel du problème, qui nécessite des modèles de calculs lourds, et d'autre part la prise en compte de évolution de l'état de contraintes autour de l'ouvrage lors de construction induit par le phasage des travaux avant d'étudier la réponse sismique. La prise en compte de la plasticité induite dans le sol lors du creusement joue également un rôle important, qu'il convient d'intégrer dans l'étude tridimensionnelle afin d'examiner ses effets sur la réponse sismique.

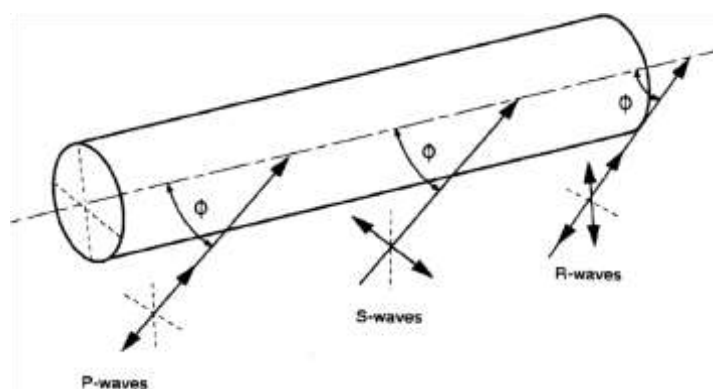


Fig. I.38 : Différents types d'ondes sismiques pouvant affecter la réponse d'un tunnel [(Power et al, 1996)].

##### I.2.4.1. Evolution de la géométrie

Lors de l'excavation d'un tunnel, l'avancement du front de taille provoque une perturbation dans le terrain qui se propage dans les directions longitudinale et transversale et modifie le champ de contraintes préexistant dans la zone (Figure I.39). L'extension de la zone perturbée est fonction de:

- la géométrie et des dimensions de l'excavation,
- la vitesse d'avancement du front de taille,
- des caractéristiques géomécaniques du terrain,
- du champ de contraintes préexistant,
- de la méthode de creusement,

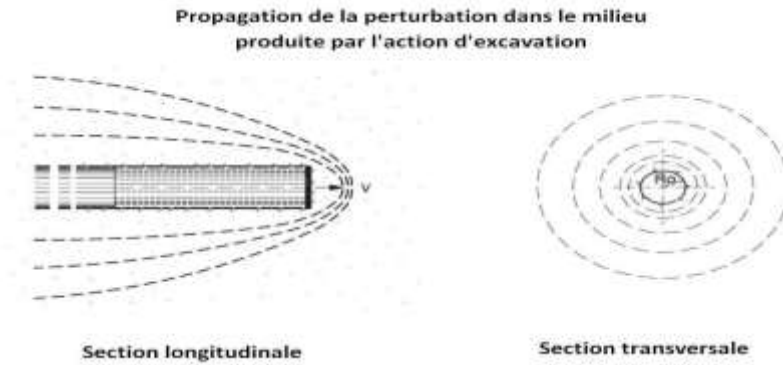


Fig. I.39 : Perturbation dans le terrain engendrée par l'avancement du front [(Lunardi, 1998)].

Au cours des ces dernières années, avec l'avènement des puissances de calcul, plusieurs auteurs ont proposé des travaux de modélisation tridimensionnelle du creusement de tunnels, en utilisant différentes techniques pour reproduire les différentes méthodes de creusement. On peut citer les travaux de [Augarde (1997), Mroueh (1998), Dias (1999), Möller (2006), Eberhardt (2001), Franzius et al (2005), Kasper et Meschke (2004), Yeo et al (2008), Zhiguo et al (2011), Hilar (2011)...]. Tous ces travaux ont permis d'améliorer significativement les prévisions des mouvements de terrain et l'effet du creusement sur les zones voisines, notamment en prenant en compte les changements des contraintes lors du creusement.

**I.2.4.2. Stabilité du front de taille**

La stabilité du front de taille est immédiatement liée à la sécurité et au succès de la construction de tunnels. Selon [(Lunardi, 2008)], les mouvements dans ce secteur est un indicateur indispensable de l'efficacité de la stabilisation des tunnels. Ainsi, l'étude du comportement du front de taille a fait l'objet de nombreuses études ces dernières années. Cependant, presque toutes ces études ont abordé le problème sous chargements statiques sans tenir compte l'intervention de chargement sismique au cours du creusement.

**I.2.4.2.1. Zone d'influence de front de taille**

Lors de l'excavation d'un tunnel, la procédure mécanique de construction modifie l'état de contrainte pré-existant dans le sol. En fonction de la position de front de taille, trois zones caractéristiques se forment (Figure I.40) :

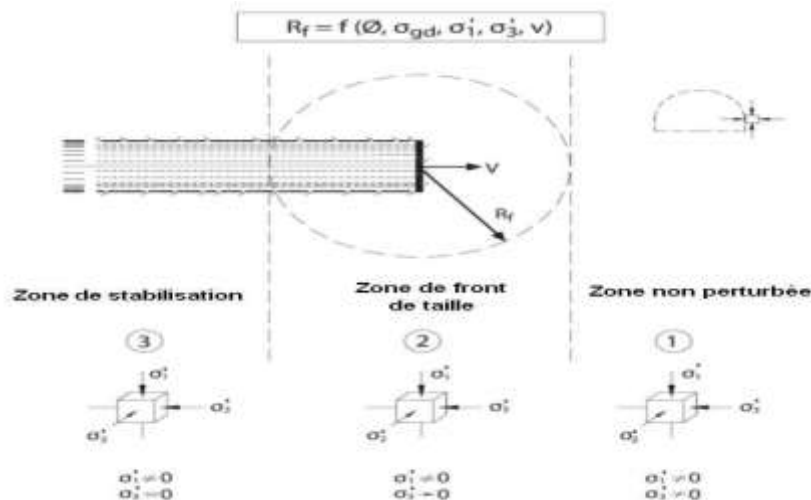


Fig. I.40 : Zones caractérisées lors du creusement d'un tunnel [(Lunardi, 2008)].

- Une zone non perturbée, dans laquelle la masse du sol n'est pas encore affectée par le passage de front de taille. Les déformations sont nulles et l'état de contrainte est tridimensionnel.
- Une zone de front de taille, qui correspond au rayon d'influence de front de taille. L'état initial de contrainte est modifié, les déformations sont insignifiantes lorsque le sol est à l'état élastique, et plus important lorsqu'il est à l'état élastoplastique.
- Une zone de stabilisation, dans laquelle le front de taille n'a aucune influence et la masse du sol tendance à se stabiliser. L'état de contrainte est en équilibre de nouveau. La contrainte est bidimensionnelle et les déformations sont nulles.

Selon [Lunardi (2008)] l'extension de la zone perturbée à la proximité du front de taille est définie par le rayon d'influence du front  $R_f$ , qui identifie la zone sur laquelle les ingénieurs doivent prêter attention et dans laquelle le passage d'un état triaxial à un état de contraintes planes se produit. Dans cette zone, le champ de contraintes initial est dévié par les travaux de creusement, ce que conduit à une augmentation du déviateur des contraintes. Un autre rayon assez grand (si celle-ci a lieu) est le rayon de plastification  $R_p$ . A l'intérieur du volume délimité par  $R_p$ , les caractéristiques de résistance et de déformation diminuent jusqu'aux valeurs résiduelles (Figure I.41).

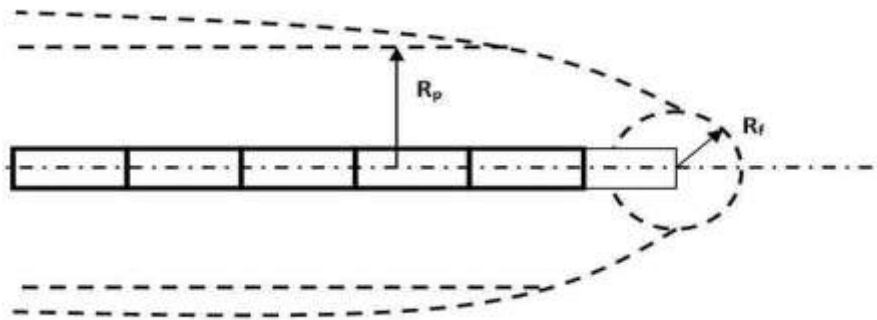


Fig I.41 : Le rayon du front et le rayon de plastification.

#### I.2.4.2.2. Contraintes au Front de taille

Le creusement d'un tunnel se traduit par l'annulation des contraintes au front de taille, Cette annulation provoque des déformations horizontales à l'avant du front de taille (extrusion) et verticales à l'arrière du front (convergence) (Figure I.42). La stabilité de front de taille est liée à l'ordre de déformation :

Domaine élastique : les déformations sont limitées et presque négligeables et le front de taille considéré stable.

Domaine élasto-plastique : la stabilité à court terme et la déformation d'extrusion est considérable. La plastification se propage dans le noyau de creusement et autour de cavité.

Domaine de rupture : la situation est instable.

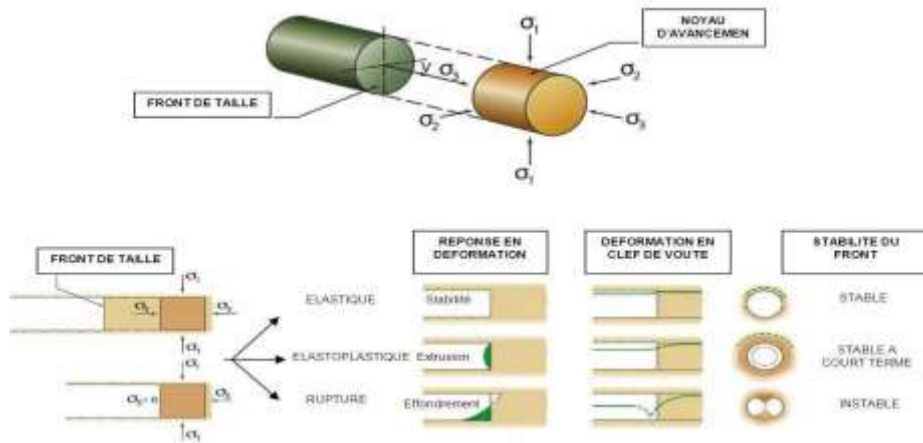


Fig. I.42 : Comportement de noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte [(Lunardi, 2008)].

**I.2.4.2.3. Type d'extrusion de front de taille**

La progression de l'extrusion du noyau d'avancement se transforme en trois principaux types de déformations (Figure I.43) :

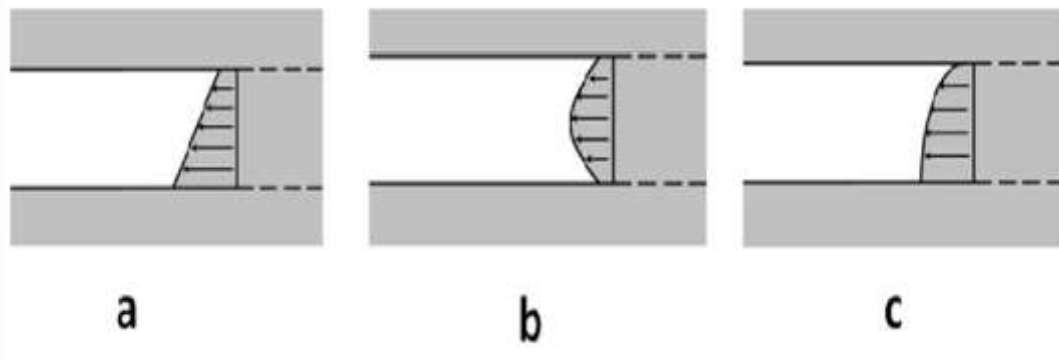


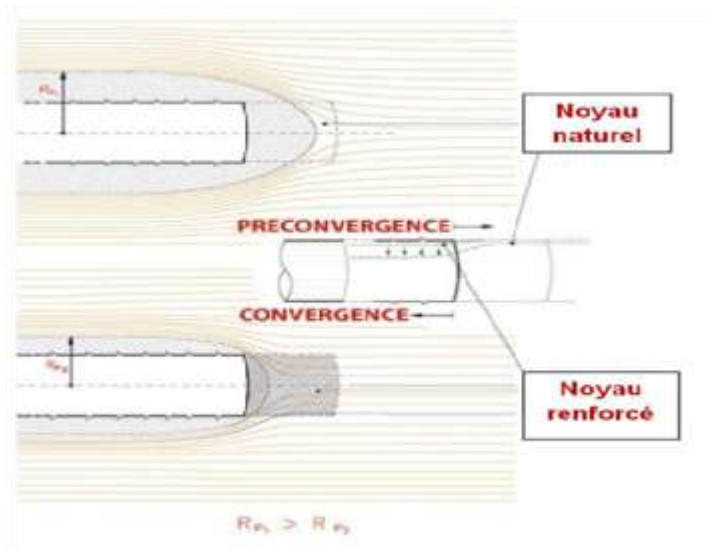
Fig. I.43 : Extrusion au front de taille : a) cylindrique, b) sphérique, c) combinée.

- Extrusion cylindrique : le front de taille se déplace parallèlement à l'alignement du tunnel avec une intensité croissante de haut en bas.
- Extrusion sphérique en forme de dôme : l'extrusion maximale se trouve au centre du tunnel.
- Extrusion combinée en forme de dôme cylindrique : c'est le type le plus fréquent. Le front de taille se déforme en forme combinée entre les deux types présents

**I.2.4.3. Préconfinement et renforcement de noyau :**

Lorsque l'état de contraintes du massif de sol dans lequel se trouve le noyau d'avancement est élastoplastique, un ou plusieurs types de renforcement doivent être utilisés pour limiter les déformations élastoplastiques et créer artificiellement l'effet de voûte pour assurer la sécurité de l'ouvrage.

Les mesures de renforcement doivent pouvoir réduire le rayon  $R_{p1}$  (Figure I.44) afin de limiter les déformations et de contrôler le phénomène de plastification.



**Fig. I.44** : Effet de renforcement du noyau sur les déformations provoquées par l'excavation.

Lunardi P. (2008) a mis le point sur les deux types d'intervention pour limiter les déformations (Figure I.45) :

- Si l'état de contrainte est moyen ou faible, et les déformations provoquées ne sont pas importantes, les mesures de confinement sont suffisantes.
- si l'état de contrainte est élevé et les mesures de confinement ne garantissent pas la stabilité de la cavité, l'action de préconfinement est nécessaire.



**Fig. I.45** : Action de confinement et de préconfinement [(Lunardi, 2008)].

Le noyau d'avancement a été vu comme un instrument de stabilisation des déformations en améliorant leur rigidité.

Soulignant l'importance du noyau de front de taille en fonction du phénomène de plastification et des déformations provoquées.

[(Lunardi, 2008)] a classifié les technologies de pré-renforcement de front de taille en fonction de leurs effets :

- Les méthodes directes : (jet grouting, prédécoupage mécanique et l'arc cellulaire) consistent à protéger le contour du noyau.
- Les méthodes indirectes : (couplage et drainage) consistent à préconsolider le noyau par des inclusions.
- Les méthodes mixtes : travaillent en même temps sur le noyau et le contour.

Dias (1999) a examiné les déplacements axiaux du front de taille sous chargement statique. Dans son modèle numérique, réalisé avec le logiciel Flac3D, il a comparé l'extrusion du front pour trois cas : front sans boulonnage, front renforcé par 52 boulons pour une adhérence parfaite et en considérant une résistance maximale de l'ancrage de 100 KN/ml. Ses résultats montrent que l'utilisation des boulons réduit les déplacements axiaux de 41% avec une adhérence parfaite et de 39% avec une résistance de l'ancrage de 100 KN/ml (Figure I.46).

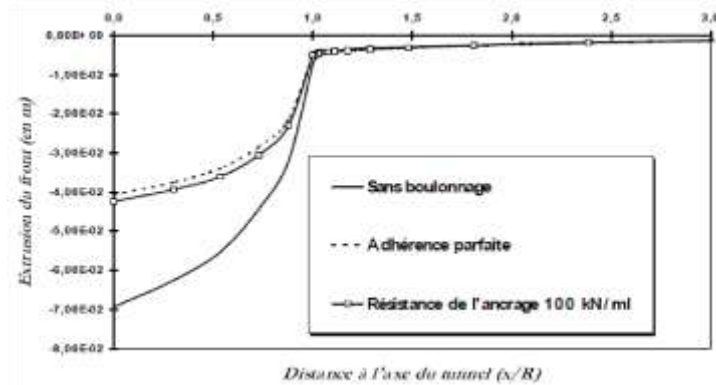


Fig. I.46 : Extrusion du front de taille [(Dias, 1999)]

### I.2.5 Description de la méthode convergence-confinement :

La méthode convergence-confinement (Panet & Guellec, 1974) est une méthode qui nous permet de revenir à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille de la section de calcul considérée. Cette pression fictive (Figure I.47.a) est appliquée aux parois de l'excavation et est définie comme suit :

$$\sigma_r = (1-\lambda) \cdot \sigma_0 \quad (\text{I.12})$$

$\sigma_0$  : est la contrainte initiale.

$\lambda$  : est le taux de déconfinement qui simule l'excavation en croissant de (0 à 1) (figure I.47.b).

$\lambda = 0$  correspond à l'état initial en avant du front à une distance suffisante pour négliger son influence. En faisant décroître le paramètre  $\lambda$ , le terrain est déconfiné et ce déconfinement provoque un déplacement  $u$  de l'excavation donné par une relation qui représente la loi de convergence du massif :

$$f_m(\sigma_r, u) = 0 \quad (\text{I.13})$$

Le comportement du soutènement lié à la contrainte s'exerçant à son intrados et au déplacement, est représenté par la relation suivante :

$$f_s(\sigma_r, u) = 0 \quad (\text{I.14})$$

Le soutènement est mis en place à une certaine distance  $d$  du front de taille, appelée distance non soutenue, pour laquelle un déplacement du tunnel  $ud(d)$  s'est déjà produit. La valeur  $\lambda$  du taux de déconfinement, qui correspond au déplacement  $ud$ , est  $\lambda d$ . Cette relation peut donc s'écrire

$$f_s[\sigma_r, (u - ud)] = 0 \quad (\text{I.15})$$

L'état d'équilibre final qui résulte de l'interaction entre le terrain et le soutènement est donné par la solution du système des équations (I.13) et (I.15). La notion de taux de déconfinement est essentielle dans cette méthode et la détermination de sa valeur  $\lambda d$  au moment de la mise en place du soutènement constitue la principale difficulté.

En effet, pour un tunnel soutenu, le déplacement radial d'un point de l'intrados ( $u(x)$ ) dépend en toute rigueur de sa distance au front de taille ( $d$ ), mais aussi de la rigidité du soutènement ( $K_s$ ).

Le problème à résoudre est donc implicite. Les équations s'écrivent alors sous la forme suivante :

-Pour la courbe de convergence.

$$(1-\lambda_f) \sigma_0 = f(u_f) \quad (\text{I.16})$$

-Pour la courbe de confinement

$$(1-\lambda_d) \sigma_0 = k_s (u_f - u_d(d, k_s)) \quad (\text{I.17})$$

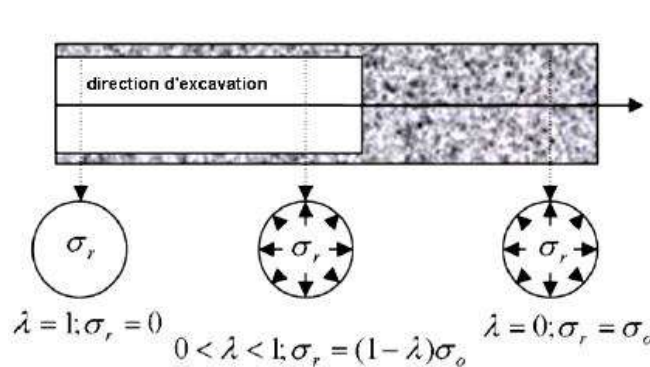


Fig. I.47 : (a) Pression fictive au voisinage du front taille

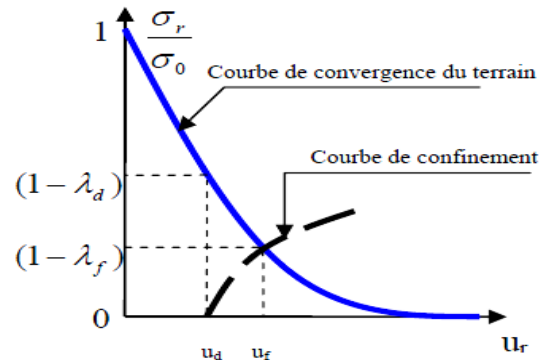


Fig. I.47 : (b) Graphique convergence-confinement

## I.2.6 Description du phénomène de gonflement

### I.2.6.1 Introduction

Le phénomène de gonflement se manifeste par une augmentation du volume du matériau en fonction du temps (Bultel 2001). Il résulte souvent d'une interaction physico chimique qui dépend étroitement de la composition minéralogique de la roche. Nous distinguons deux types de gonflements :

-**Gonflement physique** : il se manifeste par l'adsorption de molécules d'eau libre ; l'adsorption physique résulte des forces électrostatiques de Van Der Waals. Le gonflement va se manifester exprimant le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide jusqu'à ce que un nouvel état d'équilibre s'instaure. Le phénomène peut être réversible.

- **Gonflement chimique** : il résulte de la modification cristallographique du matériau. La transformation de l'anhydrite en gypse représente un bon exemple de gonflement chimique. L'anhydrite qui est un sulfate de calcium de formule chimique  $\text{CaSO}_4$  et de densité 2.92, se transforme par dissolution puis recristallisation en gypse de formule chimique  $(\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O})$  et de densité 2.32 inférieure à celle de l'anhydrite

La transformation chimique de l'anhydrite en gypse se fait selon l'équation chimique suivante :



La transformation chimique de l'anhydrite en gypse se fait selon certaines conditions de température, de pression, et de teneur en eau et s'accompagne d'une variation de volume spécifique.

### I.2.6.2 Compréhension du phénomène de gonflement

Pendant l'étude du problème de gonflement, nous nous rendons compte immédiatement que le gonflement du terrain dépend non seulement des apports d'eau du milieu extérieur mais aussi de la nature du terrain.

La commission sur les roches gonflantes de l'International Society of Rock Mechanics (I S R M, 1983) a défini le phénomène de gonflement par : « **Le gonflement est la conséquence d'une combinaison de réaction physico-chimique faisant intervenir principalement l'eau et une modification de l'état de contrainte** ».

Le phénomène de gonflement dépend des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux, de la nature de la solution d'hydratation, ainsi que de l'état de contraintes.

Une description minéralogique des argiles s'avère donc indispensable.

#### I.2.6.2.1 Minéralogie des argiles

Dans la nature les argiles sont très abondantes. Elles couvrent environ 42 % du volume de l'écorce terrestre, et résultent de la décomposition des roches siliceuses par désagrégation physique et mécanique, puis par altération chimique. Elles peuvent être plastiques ou raides, Nous distinguons :

a) **Les argiles plastiques** qui sont tendres et très déformables,

b) **Les argiles raides** qui sont indurées et présentent un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite d'élasticité, ceci est dû à la présence des carbonates et du quartz.

#### I.2.6.2.2 Le système eau-argile

Les liaisons pouvant être à l'origine du phénomène de gonflement sont celles faisant intervenir des molécules d'eau, sachant que cette eau est de différentes natures. Nous constatons les trois types suivants :

- **L'eau de constitution** : elle rentre dans la composition chimique des feuillets. Elle est intégrée au réseau cristallin qui est fortement liée à la structure moléculaire, pour rompre cette liaison il faut apporter une énergie considérable, en chauffant l'argile à plus de 300°C.

- **L'eau interfoliaire** : responsable du gonflement, qui peut être extraite par chauffage à l'étuve à 100°C mais reste difficile à drainer,

- **L'eau interstitielle** : elle se localise entre les particules argileuses, et peut se mettre en charge et agir sur les propriétés physiques des argiles telles que les limites d'Atterberg.

#### \* Gonflement intraparticulaire et interparticulaire

Les sols argileux naturels, les roches argileuses, les marnes, et les roches composées d'anhydrite sont sujets au gonflement. Deux types de gonflement au sein des argiles sont remarqués :

- **Le gonflement interparticulaire** : il résulte des phénomènes physico chimiques entre une particule argileuse et l'eau dans l'espace périphérique de la particule.

L'eau ne pénètre pas entre les feuillets d'argile, d'où le gonflement interparticulaire.

Ce mécanisme affecte toutes les argiles, mais peut être d'une ampleur assez limitée.

- **Le gonflement intraparticulaire ou interfoliaire** : il est dû à l'introduction des molécules d'eau à l'intérieur des particules d'argiles, entre les feuillets élémentaires. La nature du minéral gonflant et sa structure primaire ont une grande influence sur les caractéristiques de ce gonflement.

L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono moléculaires d'où le gonflement intraparticulaire ou interfoliaire.



Le gonflement interfoliaire intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

Le type de gonflement dépend essentiellement du minéral gonflant et de sa structure primaire.

Les smectites représentent un bon exemple de gonflement interfoliaire.

### I.2.6.3 Mécanisme de gonflement

Pour comprendre le gonflement, il est nécessaire d'appréhender le gonflement au sens physico-chimique et mécanique sans oublier que la texture du matériau c'est-à-dire l'organisation des plaquettes intervient aussi dans le mécanisme de gonflement.

De multiples interactions physico-chimiques peuvent apparaître entre l'eau et l'argile. La compréhension du gonflement des argiles repose sur la théorie physico-chimique du système eau-argile appelée « théorie de la double couche électrique ».

Cette théorie a été imaginée par Helmotz, ensuite formulée par Gouy et Chapman puis par Stern.

### I.2.6.4 Investigation expérimentale au laboratoire

Selon l'objectif choisi lors de l'étude du gonflement, nous pouvons déterminer les paramètres mécaniques nécessaires pour caractériser les terrains gonflants. Dans la pratique quotidienne, l'approche adoptée est une approche macroscopique considérant les trois notions :

\* **Pression de gonflement** d'un élément de sol ou de roche ayant un état physique initial connu. Il peut être définie comme l'état de contraintes à exercer pour maintenir le volume constant durant l'imbibition sans distorsion.

\* **Gonflement libre** : il traduit la déformation maximale que provoque l'imbibition d'un élément de sol ou roche ayant un état physique initial connu soumis à un état de contraintes nulles ou quasi nulle.

\* **L'indice de gonflement** : il traduit l'importance de la déformation de gonflement résultant d'un déchargement vis-à-vis d'un état de contraintes donné.

### I.2.6.5 Cinématique de gonflement

Dans les sols argileux le gonflement est un phénomène très lent à cause de la faible perméabilité des argiles. Il est évident de commencer l'étude du gonflement par l'étude de sa cinétique, c'est-à-dire la relation entre la déformation de gonflement et le temps. La figure (I.48) illustre la relation entre le gonflement unidimensionnel et le logarithme du temps.

Le graphique obtenu par un essai de gonflement libre ou par palier de déchargement fait apparaître que la déformation peut se décomposer en un gonflement primaire et un gonflement secondaire (Parcevaux, 1980 ; Serratriceet Soyez, 1996).

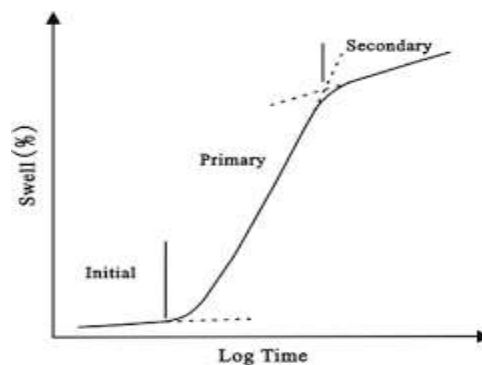


Fig. I.48 : Courbe de gonflement en fonction du temps.

La phase de gonflement primaire se rapporte à la migration de l'eau dans l'éprouvette à partir de ses extrémités, en rapport avec le processus de diffusion. Suivant la nature et l'état du matériau et selon le chargement, cette phase peut durer quelques heures, voire quelques jours pour une éprouvette de 25mm de hauteur avec imbibition par les deux faces.

La phase de gonflement secondaire est plus complexe, parce que la direction de la déformation de gonflement est opposée à celle du chargement. Elle dépend du niveau de chargement. La cinétique du gonflement secondaire est très lente et dépend du niveau de chargement. Pour les faibles charges, il est souvent impossible d'atteindre un équilibre dans des conditions raisonnables de réalisation des essais de laboratoire.

#### **I.2.6.6 Description du phénomène de gonflement autour d'une cavité**

Le problème de gonflement se manifeste sur un certain nombre de tunnels déjà creusés et est susceptible d'affecter un certain nombre de tunnels à construire puisque les phénomènes d'expansion des minéraux argileux concernent des formations très variées comme des molasses, des marnes, des argiles et argilites très répandues. Il apparaît alors intéressant de préciser les mécanismes de gonflement autour d'une cavité. Des propositions de classification des mécanismes de gonflement ont été émises par (Einstein & Bischoff, 1975);

Le gonflement peut être défini comme une augmentation du volume du terrain naturel en fonction du temps causée par la modification des contraintes, l'augmentation de la teneur en eau ou une combinaison de ces deux facteurs. Selon l'interaction ou l'ordre d'apparition de ces causes, les auteurs ont relevé plusieurs types de phénomènes.

##### **Phénomène 1 :**

Le gonflement peut résulter d'une modification de l'état de contraintes notamment sous la forme d'une diminution ou d'une rotation des contraintes (par exemple par suite de l'érosion du terrain de couverture, de la création d'une vallée par une rivière ou par l'ouverture d'une excavation souterraine). Un phénomène semblable peut être observé à une plus petite échelle par le rebond des particules.

##### **Phénomène 2 :**

Une augmentation de volume dans le temps est souvent liée à l'adsorption ou à l'absorption de l'eau, résultant de différences de concentrations, de liaisons intergranulaires non saturées ou partiellement saturées ou de différences de potentiel.

##### **Phénomène 3 :**

Des modifications de contraintes pourront entraîner l'adsorption et/ou l'absorption de l'eau qui provoque une augmentation supplémentaire de volume. L'augmentation de volume due à la modification des contraintes, et celle due à l'adsorption ou à l'absorption de l'eau peuvent apparaître simultanément ou l'une après l'autre.

##### **Phénomène 4 :**

Il s'agit du phénomène réciproque du phénomène 3. Dans ce cas, l'augmentation différée du volume, par suite de l'adsorption et/ou de l'absorption de l'eau entraîne une modification des contraintes qui provoque une augmentation supplémentaire de volume. Ici encore les deux types d'augmentation de volume peuvent apparaître simultanément ou l'une après l'autre.

##### **Phénomène 5 :**

L'adsorption de l'eau accompagnée d'un affaiblissement des liaisons et/ou d'une réduction des contraintes effectives peut provoquer, en fonction du temps, une diminution de la résistance au cisaillement. Cette diminution de la résistance au cisaillement provoque, à son tour, des déplacements dont les caractéristiques sont similaires à celles du gonflement, notamment dans le cas des excavations souterraines, bien qu'il s'agisse fondamentalement d'un phénomène de fluage.

##### **Phénomène 6 :**

Le phénomène connu sous le nom de "squeezing" a été défini par (Terzaghi, 1946) comme une augmentation des déformations de cisaillement d'un élément de terrain au cours du temps,

Lorsque celui-ci est soumis à un état de contraintes déviatorique (lors d'une excavation, par exemple). Ce phénomène, qui se traduit par le lent développement des déformations plastiques, produit habituellement une déformation volumique limitée, dépendant de la dilataance du matériau.

Il faut noter une transition progressive entre le phénomène 5 et le phénomène 6. Ce dernier progresse à une vitesse moindre et provoque des déplacements plus petits. Les phénomènes 5 et 6 peuvent se produire concurremment avec les phénomènes 3 et 4.

Les remarques qui précèdent montrent qu'il est difficile de distinguer les différents types de gonflement. Le gonflement au sens strict (phénomène 1 à 4) est souvent associé au fluage (phénomène 5) et à la plasticité (phénomène 6).

Donc, dans le domaine des excavations souterraines, le gonflement du terrain peut entraîner aussi de sérieux problèmes, tant pendant la construction, qu'après la mise en service de l'ouvrage souterrain. Dans les anciens tunnels creusés en terrain gonflant, il n'est pas rare d'observer un soulèvement de radier atteignant plusieurs dizaines de centimètres. La réparation des revêtements et la réexcavation du radier deviennent ainsi une opération régulière d'entretien. Dans d'autres cas, il est nécessaire de construire des radiers en voûte inversée de 1 ou 2 mètres d'épaisseur, destinés à limiter les mouvements à une valeur acceptable.

L'étude quantitative du phénomène de gonflement n'a débuté réellement qu'au début des années 1970 avec la communication de (Huder & Amberg, 1970) présentant la méthode de mesure du gonflement, et c'est aussi à partir de cette date que l'observation et l'analyse de cas vécus, ainsi que les travaux en laboratoire, se développent de manière plus rigoureuse.

Actuellement, nous ne disposons pas de méthode reconnue et validée permettant la prise en compte du gonflement dans le dimensionnement des ouvrages souterrains, mais le creusement d'ouvrage dans un terrain gonflant nécessite l'introduction des paramètres de gonflement dans la modélisation numérique de l'ouvrage (Bultel, 2001).

### **I.3. Conclusion**

Il ressort de ce chapitre qu'une attention particulière doit être réservée aux différents mouvements du sol et à son comportement lors du creusement du tunnel qui peuvent être à l'origine des principaux risques liés à la construction de ce dernier (tunnel).

L'analyse du comportement du tunnel au cours de construction soumis au chargement sismique a fait l'objet de peu de travaux de recherche. En fait, la plupart des études concernant l'interaction tunnel-séisme ont été réalisées pour un tunnel en service sans prendre en compte l'effet des travaux de construction ni la présence du front de taille.

Des aspects importants doivent être considérés dans l'analyse de l'interaction tunnel-sollicitation sismique à savoir le comportement non linéaire du sol, puis, l'évolution de l'état initial du champ de contraintes dans le sol provoqué par le passage des travaux de construction ; en plus de l'interaction sol-structure, la liquéfaction du sol et en fin, l'aspect tridimensionnel du problème qui prend en compte la modification du chargement sismique tridimensionnel et l'existence du front de taille.

## Chapitre 02 : Étude de cas : la Pathologie d'un Tunnel Endommagé -Cas du tunnel T1 de l'autoroute Est-Ouest (Algérie)

### II.1. Introduction :

La construction des ouvrages souterrains rencontre souvent des problèmes de stabilité dus généralement aux mauvaises conditions géologiques, géotechniques, ou hydrologiques (à la présence d'eau souterraine). C'est pourquoi la conception, la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains reposent aujourd'hui sur des études géotechniques approfondies et des analyses de risques afin d'assurer la sécurité des ouvrages et de leurs usagers, (Idris.J 2007).

Nous allons dans ce chapitre faire l'analyse pathologique d'une partie de tunnel T1 de Djebel El-Ouahch qui a subi un effondrement de tube droit et un endommagement très important du deuxième tube mitoyen en établissant un modèle numérique tridimensionnel de la partie du tunnel effondré afin de déceler les causes et trouver par conséquent les solutions pour pallier à ce problème.

Nous entamons cependant le chapitre par la présentation de certains risques liés aux instabilités des ouvrages souterrains :

- **Effondrements** : Il correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. L'effondrement condamne l'utilisation du tunnel, il nécessite des moyens considérables pour reprendre le projet ou l'exploitation de l'ouvrage.
- **Désordres locaux** : les désordres apparaissent dans les parois, au toit de l'ouvrage et au niveau du radier. Ils ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante.
- **Tassements en surface** : Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface.
- **Fortes déformations (convergence extrême)** : La forte déformation peut résulter de plusieurs facteurs comme le gonflement, le fluage, les déformations plastiques, les contraintes tectoniques. Les conséquences de la convergence sont la fermeture de la section, la destruction du soutènement. Ce phénomène nécessite parfois la réexcavation de l'ouvrage souterrain.

### II.2. Présentation du tunnel T1 de Djebel El-Ouahch

Le tunnel T1 s'inscrit dans le cadre de la réalisation de l'Autoroute de l'Unité Maghrébine (AUM) d'environ 7000 km de longueur, traversant l'Algérie d'une longueur de 1200 km. Le tunnel fait partie de la section 1 de cette autoroute Il traverse Djebel El-Ouahch au Nord Est de la ville de Constantine et comprend deux tubes pratiquement parallèles d'une longueur totale de 1909m. Le tube droit commence au point kilométrique [PK : 205+407.5] et finit au point [PK : 207+316.5].Le tube gauche commence au [PK : 205+393] jusqu'à [PK : 207+302]. Les tubes sont séparés par un écartement de 22m. Le rayon de la section transversale de chaque tube autour de la ligne théorique d'excavation est de 17,9m de largeur et 13m de hauteur. La couverture maximale du tunnel est d'environ 119m, et la section la plus critique correspondant à la plus faible couverture est de 12m (Figure II.1).

Le figure II.1 illustre une Vue générale de deux tubes du tunnel T1



Fig. II.1 : Vue générale de deux tubes du tunnel T1 (document de projet)

### II.3. Pathologie du tunnel T1 et les conditions de terrain

Le premier janvier 2014 le tunnel T1 de Djebel el Ouahch (Constantine), subit un effondrement du tube droit et un endommagement très important localisés au niveau des parois du deuxième tube, plus des fissurations et des soulèvements de sol au-dessus du tunnel (Figures II.5 et II.6).

La section de tunnel effondrée se trouve au point kilométrique [PK : 206+220] entre le point kilométrique [PK : 205+990 jusqu'à 206+860] pour le tube gauche et [PK : 205+975,5 jusqu'à 206+845.5] pour le tube droit, au voisinage du Sondage S4-LT-4NB. La couverture du tunnel est d'environ 119m.

La Figure (II.2) illustre l'état de lieu de l'ouvrage avant l'effondrement



a) Tube gauche (mettre en service)

b) Tube droit (au cours de réalisation)

Fig. II.2 : l'état de lieu de l'ouvrage avant l'effondrement (document de projet)

Les figures (II.3), et (II.4) illustrent l'état de lieu de l'ouvrage après l'effondrement.



**Fig. II.3** : l'état de lieu de l'ouvrage après l'effondrement  
(L'endommagement de revêtement de tunnel gauche)(document de projet)



**Fig. II.4** : l'état de lieu de l'ouvrage après l'effondrement  
(Soulèvement de sol au-dessus de tunnel, et destruction de chaussée)(document de projet)

- **Conditions du terrain :**

Les différentes conditions géologiques, hydrogéologiques du terrain sont abordées dans le but de mettre en évidence leurs influences relatives sur le comportement du tunnel et du sol environnant de celui-ci.

**a) Conditions sismiques et géologiques**

Le tracé de l'Autoroute Est Ouest (figure II.5) (Section 4-2-2) franchit un relief très accusé. La géologie de la zone étudiée est caractérisée par la présence d'une série de failles fracturant le secteur est développant des formations tectonisées. Effectivement lors de la campagne de reconnaissances par les sondages carottés, il s'est avéré que le massif de Djebel El Ouahch est

géologiquement très complexe. Les formations rencontrées sur place correspondent à des grès, des marnes et des argilites ; parfois elles se présentent en alternance (Figure II.6). Le toit de ces formations est surmonté dans la plupart des cas, par une formation alluvionnaire. Les essais réalisés en laboratoire indiquent des valeurs qui confirment la nature des formations rencontrées [(LTP/EST/Constantine)]. Les formations dont les valeurs apparaissent de faible consistance et de faible résistance au cisaillement, correspondent généralement aux zones altérées.

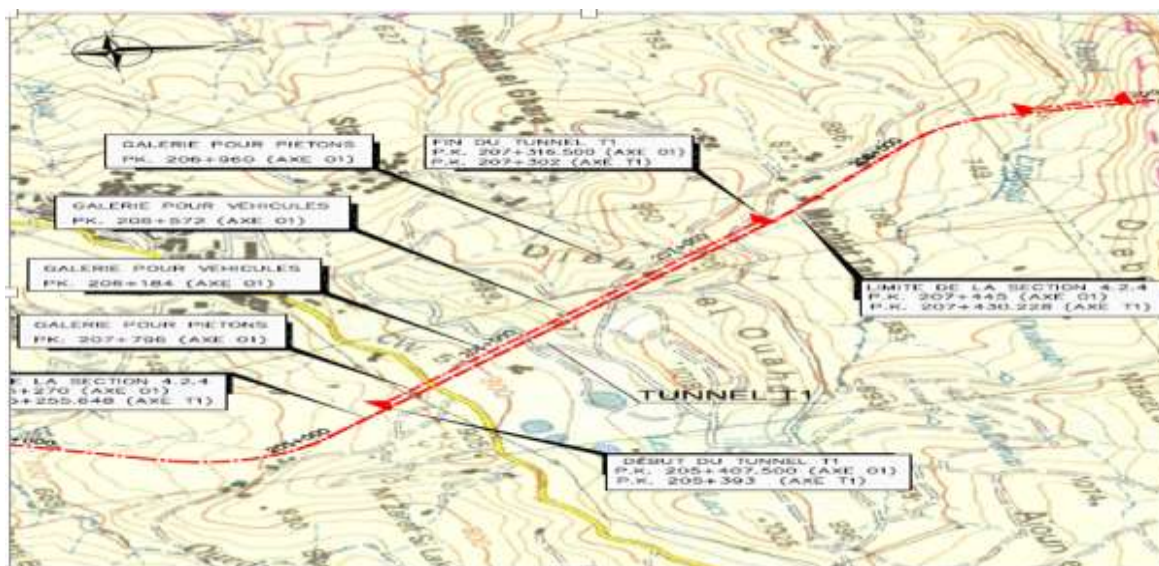


Fig. II.5 : Tracé en plan du Tunnel T1 (document de projet)

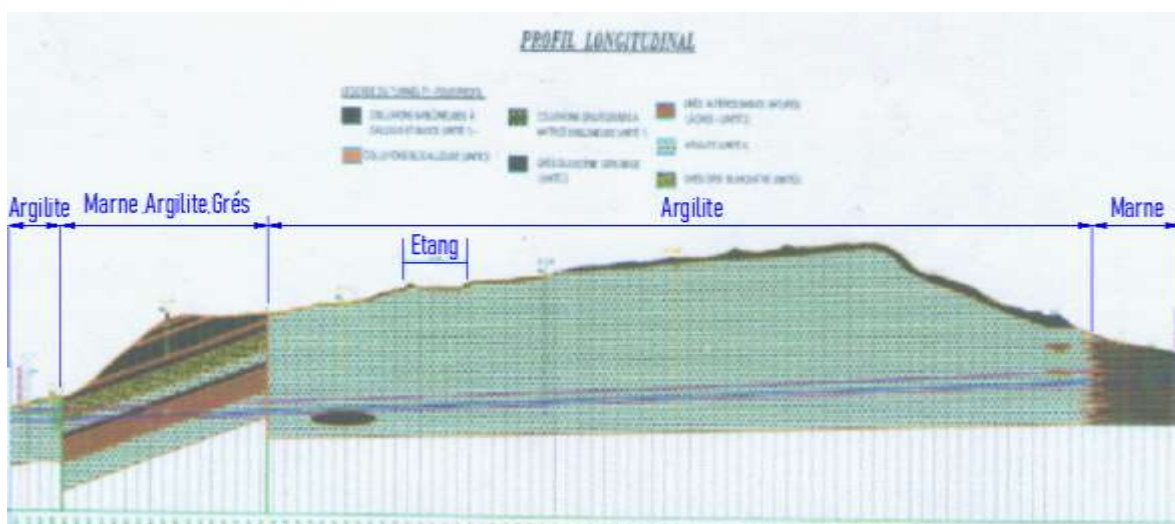


Fig. II.6 : la coupe géologique du tunnel T1 (document de projet)

### b) Conditions hydrogéologique

L'étude hydrologique est effectuée afin de localiser les niveaux aquifères et la forme des nappes éventuelles. La présence des nappes nécessite une étude quantitative in situ pour déterminer les caractéristiques du terrain (perméabilité, porosité,...etc.) qui sont essentielles pour prévoir l'exécution du nombre de puits nécessaires au rabattement de la nappe.

Selon le rapport géotechnique du projet, la circulation de l'eau souterraine provoque le gonflement de l'argilite ainsi qu'une dégradabilité très importante et très rapide causant des tassements ou des soulèvements.

Les essais et les mesures in situ ont mis en évidence un développement du gonflement des argilites à cause de la présence in-situ de nombreux lacs, et l'utilisation d'un système de drainage aux cours du creusement du tunnel n'annule pas complètement la circulation des eaux (eaux souterraines, forte précipitation des pluies, infiltration des eaux superficielles (lacs, étangs)). Donc le phénomène de gonflement existera toujours, et lorsqu'un notre projet de tunnel traverse une zone de terrain gonflant, il est nécessaire de prendre en compte le risque du gonflement pendant ou après l'excavation, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage au cours de son existence. Il est de ce fait nécessaire de décrire ce phénomène dans le chapitre précédent.

## II.4. Présentation de la procédure de modélisation numérique :

### II.4.1.Introduction

La modélisation numérique consiste à créer une représentation simplifiée du creusement du tunnel. Cette représentation effectuée par la méthode des éléments finis en utilisant le code de calcul PLAXIS3DTUNNEL permet de prendre en considération le taux de déconfinement ( $\lambda$ ), au cour de la procédure du creusement de tunnel.

Les résultats recherchés sont :

- Les états des contraintes et des déformations dans le sol environnant des deux tubes du tunnel.
- Les états des contraintes et des déformations dans le soutènement des deux tubes du tunnel.
- Les tassement en surface libre du sol au-dessus des deux tubes de tunnel.
- les déplacements au-dessous des radiers des deux tubes du tunnel.

### II.4.2. Caractéristiques géométriques et géotechniques :

#### II.4.2.1. Caractéristiques géométriques de tunnel :

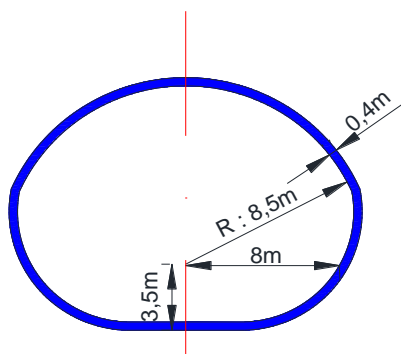


Fig. II.7 : Dimensions transversal de tunnel

La couverture au-dessus du tunnel est de l'ordre de 127.5m, au centre du cercle de rayon 8,5m,

#### II.4.2.2. Caractéristiques géotechniques de terrain :

D'après la coupe géologique du terrain, les épaisseurs retenues pour les principales couches encadrant la section de tunnel sont les suivantes (du haut vers le bas) :

- sol argilo-sableux : 3.5m ;
- argilites : 200m

La section étudié se trouve juste au-dessous d'un étang (figure II.8).



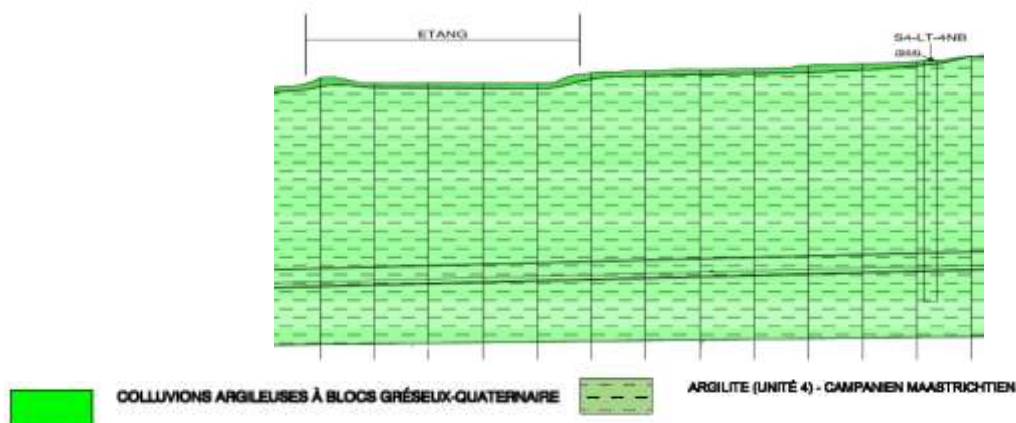


Fig. II.8 : Coupe géologique du terrain (d'après les documents du projet)

Les caractéristiques mécaniques du terrain naturel de la section étudiée sont résumées dans le tableau (II.1) (d'après les résultats d'une étude géotechnique du projet). Le terrain gonflant est modélisé comme un matériau élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb, en tenant compte des effets de gonflement par l'introduction des paramètres de gonflement (selon Bultel 2001). Les paramètres introduits sont :

- un module de Young  $E_{LT}$  ( $E_{LT} = E/2$ ) à long terme de 50000 (kN/m<sup>2</sup>)
- une cohésion  $C_{LT}$  ( $C_{LT} \approx C/2$ ) à long terme de 100 kN/m<sup>2</sup> ;
- un angle de frottement interne  $\phi_{LT}$  ( $\phi_{LT} \approx \phi/2$ ) à long terme de 13° ;
- une pression de gonflement de 378 kN/m<sup>2</sup> ;
- un indice de gonflement  $B_g$  de 0.071 ;
- un coefficient de Poisson apparent  $\nu_{app}$  ( $\nu_{app} \approx \nu/2$ ) égal à 0,17 ;

Tableau II.1. Caractéristiques mécaniques du sol naturel

Terrain naturel	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kN/m)	$\phi$ (°)	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Argilo-sableux	19,05	21,59	0,29	19,5	2E4	0.33
Argilite	25,10	25,58	200	26	1,0E5	0.35

### II.4.3. Les méthodes des soutènements de tunnel

Avant de présenter les caractéristiques des soutènements utilisées, nous exposons d'abord les méthodes de soutènements et les conditions d'adaptation pour chaque méthode.

#### II.4.3.1. La méthode NATM :

La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant (elle intervient seulement en aval de front). Le soutènement utilisé dans notre travail consiste en :

1. Cintres métalliques HEB 200 + une couche de 40cm de béton projeté + treillis soudé + des boulons d'ancrage.
2. Tous les types de soutènements précédents (cas 1) + la voûte parapluie.

### II.4.3.2. La méthode ADECO.RS :

Pour le cas du tunnel T1, des interventions de conservation indirecte ont été utilisées pour améliorer les caractéristiques du noyau et minimiser l'extrusion par la mise en place d'inclusion en fibre de verre (FGT ; fibres glass tubes) au noyau. Dans ce cas le renforcement est constitué de :

Cintres métalliques HEB 200 + une couche de 40cm de béton projeté + treillis soudé + des boulons d'ancrage + des tubes en fibre de verre au noyau d'avancement.

Plaxis ne permet pas de dessiner directement les boulons frontaux. Nous recourons aux approches simplifiées suivantes :

- L'augmentation du module élastique du noyau d'avancement.
- L'augmentation de la cohésion du sol dans le noyau.
- L'augmentation de la cohésion et l'angle de frottement.
- L'application d'une pression au front de taille.

La dernière approche qui concerne notre cas est évoquée dans les sections prochaines.

#### Remarque :

La méthode ADECO.RS, est la méthode utilisée par les japonais dans le tunnel T1.

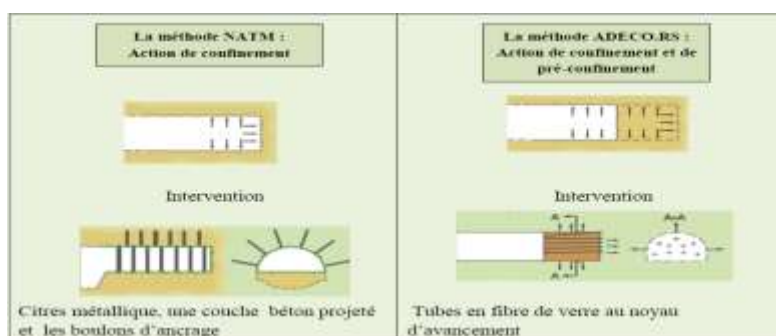
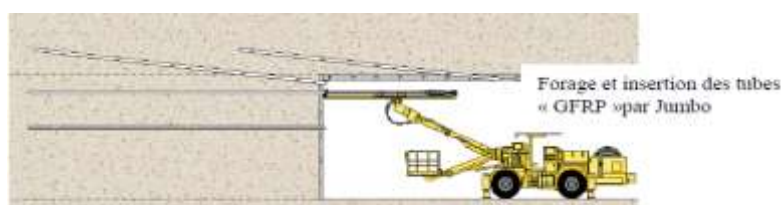


Fig. II.9 : La différence entre la méthode NATM et ADECO.RS.



FigII.10 : La mise en place des tubes (GFRP).

### II.4.4. Les caractéristiques mécaniques des soutènements :

#### II.4.4.1. béton projeté et cintres :

Le soutènement provisoire du tunnel est modélisé par des éléments plaques (plates) quadrilatères à 8 nœuds. Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion  $EI$  et une raideur normale  $EA$  significatives.

Étant donné qu'il y a deux éléments (béton projeté et cintres), il est approprié d'utiliser une rigidité flexionnelle et normale équivalente pour les deux éléments (béton projeté et cintres).

Le calcul des rigidités équivalentes : flexionnelle et normale du béton projeté et des cintres) est géré par les équations suivantes :

$$EI_{eq} = E_b \cdot I_b + ((E_{cin} / E_b) - 1) E_b \cdot I_{cin} / d$$

$$EA_{eq} = E_b \cdot A_b + ((E_{cin} / E_b) - 1) E_b \cdot A_{cin} / d$$

Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques de béton projeté et cintres

	E (MPa)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	d	EA <sub>eq</sub> (KN/m)	EI <sub>eq</sub> (KN.m <sup>2</sup> /m)	v	d <sub>eq</sub> (m)
Béton projeté	10.000	0,4	5.33 × 10 <sup>-3</sup>	1	5,18 × 10 <sup>6</sup>	6,9 × 10 <sup>4</sup>	0.15	0,4
Cintres HEB 200	2.10 <sup>5</sup>	78,1 × 10 <sup>-4</sup>	0.569 × 10 <sup>-4</sup>	1				

#### II.4.4.2. boulons radiaux utilisés :

Les boulons utilisés sont des boulons à scellement réparti (scellement au mortier de ciment), espacés suivant l'axe du tunnel de 1m. Les boulons sont modélisés par des éléments linéaires (geogrids) et la liaison boulon-sol est supposée parfaite.

Tableau II.3 : Caractéristiques mécaniques de boulons.

	L (m)	E (MPa)	A (m <sup>2</sup> )	EA <sub>eq</sub> (KN/m)
Boulons	6	2 × 10 <sup>5</sup>	5 × 10 <sup>-4</sup>	2,8 × 10 <sup>5</sup>
Coulis de ciment		2,3 × 10 <sup>4</sup>	7,85 × 10 <sup>-3</sup>	

#### II.4.4.3. Le renforcement de front de taille :

La méthode ADECO.RS est la même que la méthode FIT. Cette dernière est utilisée par les japonais dans le tunnel T1. Elle consiste à renforcer le sol par des inclusions en polymère renforcées par des fibres de verre de grande longueur (GFRP) scellées dans le terrain par un système d'injection en utilisant un coulis de ciment afin de stabiliser le front de taille (figure II.13), et de s'opposer aux déformations et sollicitations engendrées par le mouvement du terrain dans les différents directions. La distance entre les barres est 1.5m verticalement, 2.5m horizontalement, et la longueur du tube est égale à 19.5m.

Pour la modélisation numérique du renforcement de front de taille, nous appliquons à chaque phase une force déterminée directement par la formule donnée par l'approche simplifiée de Peila (Peila, 1994) qui consiste à tenir compte du renforcement longitudinal du front par une pression exercée au front de taille. Cette pression est la somme des efforts dans les boulons ramenée à la surface du front et est égale à :

$$P_{\text{front}} = \min \left\{ \frac{n \cdot A \cdot \sigma_{\text{adm}}}{S}, \frac{n \cdot S_A \cdot \tau_{\text{adm}}}{S} \right\}$$

Avec : n : nombre de boulons (n= 55boulon)

A : section d'un boulon

$\sigma_{\text{adm}}$  : contrainte maximale admissible en traction dans un boulon

S : surface excavée

S<sub>A</sub> : la surface latérale totale d'ancrage

$\tau_{\text{adm}}$  : contrainte maximale de cisaillement admissible à l'interface boulon – terrain.

Tableau II.4. Caractéristiques mécaniques des tubes « GRFP »

1	Résistance à la traction	600N/mm <sup>2</sup>
2	Résistance. au cisaillement	100N/mm <sup>2</sup>
3	Module d'élasticité	20.000 ~ 30.000 Mpa
4	Poids linéique	3 Kg/m
5	Section résistante	346mm

### II.4.5. Le maillage tridimensionnel :

Le terrain a été modélisé par des éléments triangulaires prismatiques à 15 nœuds (figure II.11).

Les conditions aux limites retenues sont les suivantes :

- déplacement horizontal nul sur les limites latérales ;
- déplacement vertical nul sur la limite inférieure.

La nappe phréatique est située au-dessous du tunnel.

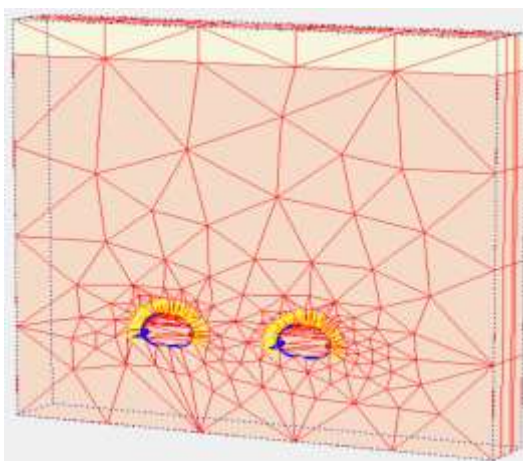


Fig. II.11 : le maillage de modèle en 3D

### II.4.6. Simulation du creusement

#### II.4.6.1. Introduction

Le creusement commence à partir de point kilométrique [PK : 205+407.5]. La modélisation du phasage de creusement a été conçue conformément aux étapes de creusement effectuées réellement, où le creusement a été réalisé par sections divisées avec un décalage de (2 à 5m). C'est-à-dire que nous excavons 20m ; le décalage entre la calotte et le stross est de 2 à 5m (voir Figure II.12).

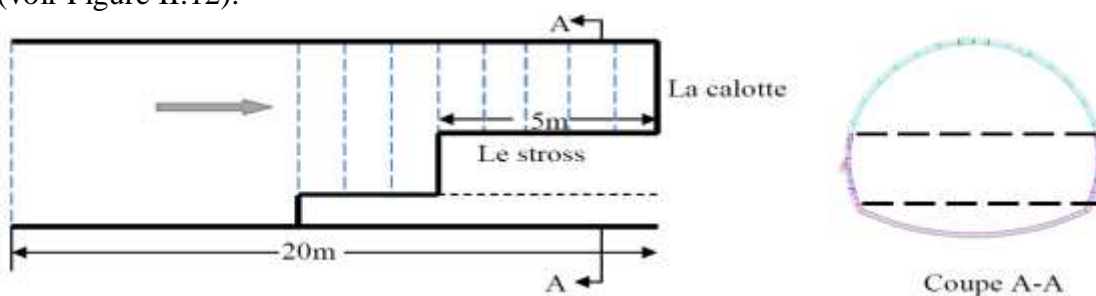


Fig. II.12 : Schéma représentant l'avancement du creusement.

#### II.4.6.2. Phasage du calcul

Les calculs ont été menés en considérant le phasage suivant :

- Phase 0 : Initialisation des contraintes (contraintes géostatique)
- Phase 1 : creusement total de tunnel gauche et installation de soutènement provisoires sur une longueur de 6m ( $\lambda=1$ ). Front plane, SLICE 1.
- Phase 2 : Excavation de 2m de calotte ; SLICE2, SLICE3, SLICE4 avec un déconfinement ( $\lambda=0.4$ ).

- Phase 3 : Installation de soutènement provisoire cintre + béton projeté + boulon d'ancrage (Pour la partie excavé -calotte) ; Plane A slice2, Plane B slice3, Plane C slice4, le déconfinement sera ( $\lambda=1$ ).
- Phase 4 : Excavation de 6m de stross ; SLICE2, SLICE3, pour un déconfinement ( $\lambda=0.4$ )
- Phase 5 : Installation de soutènement provisoire cintre + béton projeté + boulon d'ancrage + renforcement de front de taille par l'application de la force de pression (Pour la partie excavé - stross) ; Plane A slice2, Plane B slice3, déconfinement ( $\lambda=1$ )
- Phase 6 : Excavation de Radier à 6m ; SLICE2, avec un déconfinement ( $\lambda=0.25$ ).
- Phase 7 : soutènement de radier ; Plane A slice2, ( $\lambda=1$ ).
- Fluage partiel correspondant aux 10 premières années de service. Nous prenons un module de terrain égal à 75000 KN/m<sup>2</sup> (soit  $E_{10} / E_0 = 0,75$ ) (selon Bultel 2001), et pour le revêtement, comme le chargement issu du fluage du terrain est lent et permanent, nous déterminons les contraintes dans le béton avec un module à long terme (BAEL91, 1992).
- Phase 8 à phase 15 : représentent les mêmes phases de 1 à 7 pour le tunnel droit. Nous considérons seulement le fluage partiel et non le fluage final car l'effondrement du tunnel se produit au cours des premiers dix (10) ans de mise en service.

## II.5. Analyse des Résultats obtenus

### II.5.1 Etat des contraintes induit dans le sol autour de la paroi de la cavité de tunnel :

Les profils des contraintes développées dans le sol autour de la paroi de la cavité des deux tunnels présentés sur la figure(II.13) et indique que :

La forte profondeur du tunnel engendre des contraintes élevées autour d'une cavité du tunnel, Ces contraintes se relâchent progressivement en accord avec la méthode « convergence-confinement » (Panet & Guellec, 1974). La convergence est liée aux sols. Cette liaison est expliquée par le phénomène de gonflement de sol.

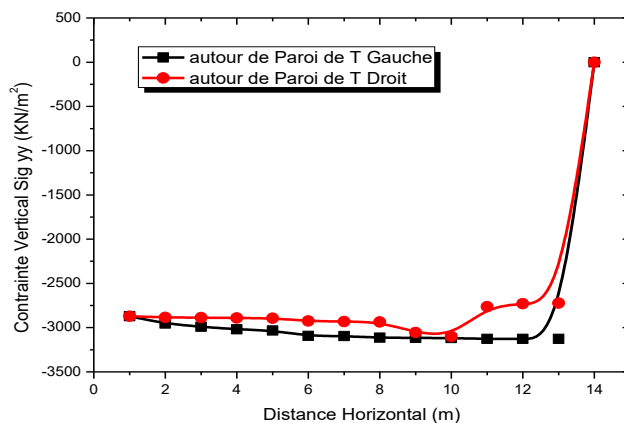


Fig. II.13 : l'état des Contraintes induit dans le Sol autour de Paroi de la cavité des deux tunnels

### II.5.2 Etat des déformations induit dans le sol autour de la paroi de la cavité du tunnel :

Les profils des déformations développées dans le sol autour de la paroi de la cavité des deux tunnels présentés sur la figure (II.14) permet de remarquer une évolution des déformations de contact entre le soutènement et le terrain. Ces déformations de sol sont très élevées au niveau du tunnel droit. Ces déformations accentuées dues à plusieurs facteurs tels que : le gonflement, et la faible résistance à la compression de l'argilite (AFTES, 2003), peuvent provoquer des fissures dans le massif de sol.

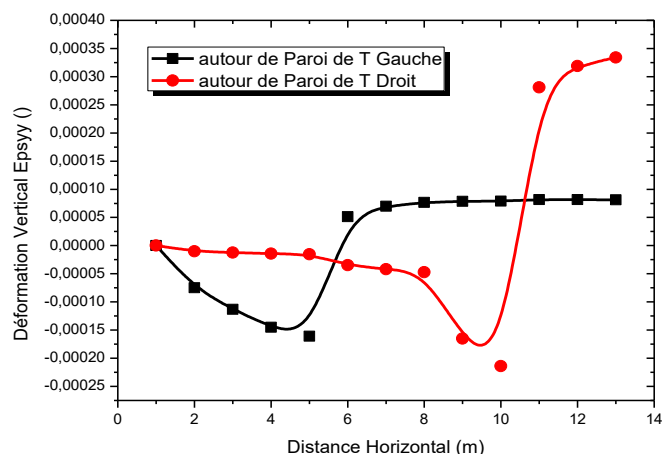


Fig. II.14 : l'état des déformations induit dans le sol autour de la paroi de la cavité des deux tunnels

**II.5.3 Etat des contraintes induit dans la paroi de la cavité de tunnel :**

La figure II.15 montre l'évolution des contraintes dans la paroi de la cavité des deux tunnels. Les contraintes en paroi de l'excavation sont relâchées progressivement à cause de l'effet de convergence du sol autour de la cavité de tunnel, La pression obtenue devient négative et les contraintes de traction dans le béton de la paroi élevées pouvant entrainer la destruction du soutènement.

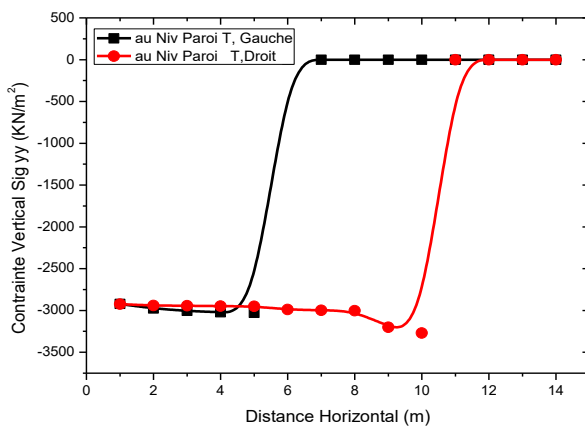
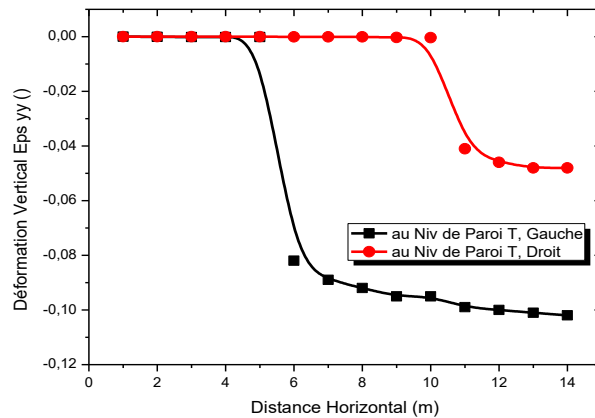


Fig. II.15 : l'état des contraintes induit dans le soutènement de Paroi de la cavité des deux tunnels

**II.5.4 Etat des déformations induit dans le béton de la paroi de la cavité du tunnel :**

La figure (II.16) donne l'évolution des déformations dans les soutènements des deux tunnels. Nous y relevons une augmentation importante des déformations dans le béton de soutènement du tunnel gauche. La forte déformation due à la convergence liée au sol est causée par le phénomène de gonflement de celui-ci. Ces déformations engendrent l'ouverture d'une fissure dans la paroi et dans le toit de tunnel.

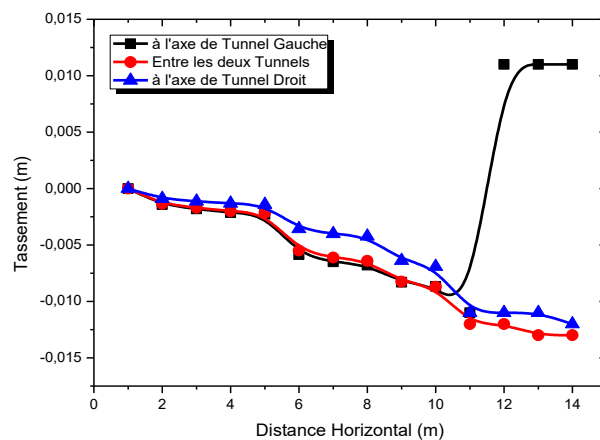


**Fig. II.16 :** l'état des déformations induit au niveau de soutènement de la paroi de la cavité des deux tunnels

### II.5.5 Tassement du massif à la surface libre du sol :

La figure (II.17) qui présente la variation du tassement du massif au-dessus des tunnels en trois points (à l'axe du tunnel gauche, entre les deux tunnels, et à l'axe du tunnel droit) souligne :

Un soulèvement du sol au-dessus de tunnel gauche et par contre un tassement en surface du sol correspondant à la zone au-dessus de tunnel droit et entre les deux tunnels. Le soulèvement du sol est dû au phénomène de gonflement de l'argilite.

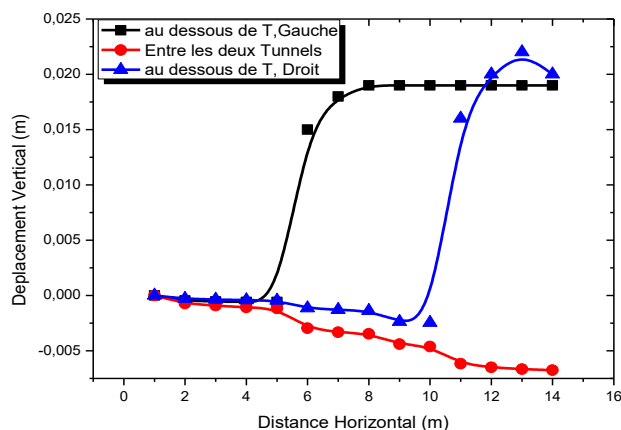


**Fig. II.17 :** Tassement à la surface du sol selon les différents points au-dessus des tunnels

### II.5.6 Déplacement du massif sous le radier

La figure (II.18) représente les déplacements verticaux à l'interface radier-terrain le long d'une ligne sous les radiers des deux tunnels.

L'analyse de cette figure indique d'une part un faible tassement de sol sous les radiers des deux tunnels dans un premier temps, puis un soulèvement brusque très important du sol sous les radiers des deux tunnels. Par contre, il y a un tassement du sol correspond à la zone entre les deux tunnels. La figure indique d'autre part une influence notable du gonflement sur le déplacement vertical sous les radiers des deux tubes du tunnel, qui correspond à la zone de l'interface radier-terrain, c'est-à-dire que le gonflement est entièrement dirigé vers l'intérieur du tunnel



**Fig. II.18 :** Déplacement Vertical suivant une ligne sous les radiers des deux tunnels

## II.6. l'effet de la prise en compte du gonflement dans la modélisation numérique :

Le gonflement a été intégré dans le calcul numérique en considérant l'hypothèse (selon Bultel 2001), que le phénomène s'amorce à partir de la mise en service du système de drainage sous le radier susceptible de mettre en contact l'eau provenant de la zone hydrophile de l'argilite avec la zone initialement sèche (par effet de la capillarité).

Après l'excavation du radier et le déconfinement total du terrain (phase 6), les contraintes sous le radier, devenues faibles, favorisent le développement du gonflement.

Ce processus, peut durer plusieurs jours (voire plusieurs mois). Du fait que l'eau se propageant lentement dans le massif, il est raisonnable d'associer dans les calculs l'effet du gonflement aux deux effets différés à savoir le fluage partiel et le fluage final).

Les phénomènes de gonflement et de fluage ont donc été introduits simultanément. La zone gonflante se situe sous le radier (sous la nappe phréatique). Les écoulements d'eau sont supposés se propager à partir du système de drainage le long du radier et en profondeur.

## II.7. Conclusion

La modélisation du tunnel nécessite la considération de tous les paramètres relatifs aux différents composants du tunnel (parois, toit, radiers) et aux phénomènes induits dans le sol environnant (gonflement, tassement, fluage) et plus particulièrement le gonflement.

Le modèle de calcul établi a permis de conclure que le phénomène de gonflement peut entraîner :

- la fissuration du massif du sol autour du tube droit du tunnel ;
- la destruction du revêtement du tube gauche du tunnel ;
- le soulèvement du sol au-dessus du tube gauche du tunnel ;
- le soulèvement du sol au-dessous des radiers des deux tubes de tunnel.



## Chapitre 03 : Effet dynamique sur le tunnel T1 de djebel el ouahch

### Autoroute Est-Ouest (Algérie)

#### III.1. Introduction

Les ouvrages souterrains ont été pendant longtemps réputés peu sensibles aux séismes, car l'amplitude des mouvements et des accélérations sont plus faibles en profondeur qu'en surface (chapitre 1). Cependant une justification parasismique par rapport à ces structures reste nécessaire. Dans la littérature plusieurs auteurs mets en corrélation la vulnérabilité sismique d'un tunnel à certains facteurs pertinents comme : la profondeur du tunnel, la magnitude du tremblement de terre,...ect, certaines de ces études sont résumées dans la section suivante :

- Khoshnoudian (1999), a étudié l'influence de la profondeur du tunnel sur les efforts internes (moments de flexion et effort de cisaillement) induites dans le revêtement du tunnel, trois configurations  $H / D = (1, 2 ; 1,8 \text{ et } 2,4)$  qui correspondent respectivement à un tunnel proche de la surface du sol a été examiné. Les calculs ont été effectués pour les trois premières fréquences. Il a constaté une augmentation de ces efforts avec la profondeur pour la première et la troisième fréquence de chargement, mais une diminution pour la deuxième fréquence. Ces résultats sont en accord avec ceux présentés par Owen et Scholl (1981).
- Sliteen (2013), a examiné l'effet de la profondeur. Les simulations numériques effectuées pour deux valeurs de la profondeur du tunnel  $H = 1,8D$  et  $H = 3D$  correspondant respectivement à un tunnel peu profond et à un tunnel profond. Les résultats obtenus confirment que l'effet de profondeur est important pour l'effort normal, cette influence est moins significative pour le moment de flexion et de l'effort tranchant.

Nous allons dans ce chapitre essayer de mettre en évidence l'influence d'une sollicitation sismique de même que l'effet de la profondeur sur le comportement du revêtement d'un tunnel et du sol environnant.

Le tunnel considéré n'est autre que le tunnel de djebel el ouahch (autoroute Est-Ouest), décrit précédemment (chapitre 2).

L'étude est réalisée en 3D par un calcul en différences finis au moyen du code de calcul FLAC3D [(Itasca 2000)].

#### III.2. Présentation de la section étudiée du tunnel :

##### III.2.1. Caractéristiques géologiques, et géotechniques du terrain

La description du tunnel T1 a été faite au chapitre 2. Dans ce chapitre, nous ne présentons que la section choisie pour l'étude dynamique. Cette section est située dans la zone les plus critique (zone de faible profondeur), correspondant au point kilométrique de [PK : 205+407.5 jusqu'à 205+476 pour le tube droit, et PK : 205+393 jusqu'à 205+461.5] pour le tube gauche, au voisinage du Sondage S4-LT-2NP. La profondeur moyenne du tunnel dans cette section est de 17m.

Cette partie du tunnel T1 passe dans l'argilite. Les caractéristiques mécaniques du terrain naturel comportant la section étudiée sont résumées dans le tableau (III.1) et présentées sur la figure (III.1).

Tableau III.1. Caractéristiques géotechniques du sol

Nature de terrain	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Argile-sablo	19.05	21.6	0.29	9.5	2E4	0.3
Argilite	25.1	25.58	200	25	1.0E5	0.35

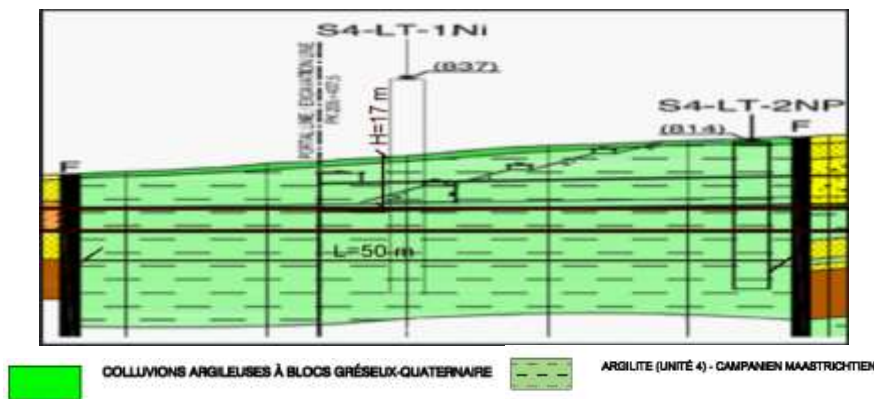


Fig. III.1 : Coupe géologique de la section étudiée du terrain(d’après les documents de projet)

### III.2.2.Géométrie du problème

L’étude a été menée en quatre points différents (A, B, C, E) situés respectivement, au niveau de clef de voute, de la paroi latérale, du radier, et entre les deux tubes du tunnel. Les figures (III.2, III.3) illustrent successivement ; la géométrie du modèle étudié, et la section transversale du tunnel. Selon la littérature, l’effet sismique n’est pris en compte que le long des 50 premiers mètres de l’entrée du tunnel, donc sur une longueur  $L = 50m$  dans notre cas.

Pour pouvoir réaliser un système de drainage des tunnels. Il est recommandé que les tunnels soient au-dessus du niveau de la nappe phréatique.

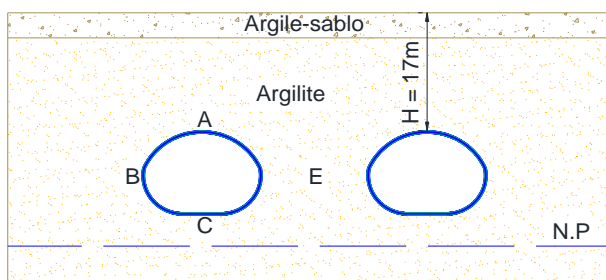


Fig. III.2 : Géométrie de modèle ( $L=50m$ )

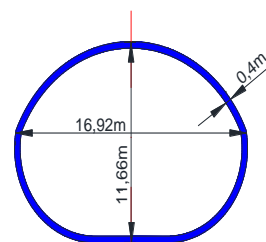


Fig. III.3 : Dimensions transversales du tunnel

Les tableaux relatifs aux caractéristiques mécaniques des soutènements (béton projeté, et cintres) sont exposés dans le chapitre 2.

### III.3. Modèle de comportement du sol utilisé :

Le comportement dynamique du sol est représenté par la combinaison de deux modèles : un modèle d’amortissement hystérétique de Hardin / Drnevich et un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb (figure III.4), (Hardin and Drnevich 1972).

Le modèle de Mohr-Coulomb a un module de cisaillement élastique tangent constant  $G_{max}$ , et une limite d’élasticité constante  $\tau_m$ . La technique de réduction du module est appliquée dans la plage élastique alors que l’amortissement naturel est appliqué dans la plage plastique. L’inclusion de l’amortissement hystérétique réduit le module de cisaillement à partir de la valeur initiale  $G_{max}$ , (figure III.5), et augmente le rapport d’amortissement (figure III.6). Ce dernier augmente d’une façon monotone avec l’amplitude de la déformation de cisaillement. De ce fait le niveau de rendement de la loi hyperbolique doit être supérieur à la contrainte de rupture de Mohr Coulomb.

Le modèle de Hardin / Drnevich (Hardin et Drnevich 1972) est utilisé pour assurer la dissipation d’énergie dans le domaine élastique et non pas pour simuler le rendement à l’aide d’un modèle de plasticité hyperbolique. (Pour plus des détails voir l’annexe).

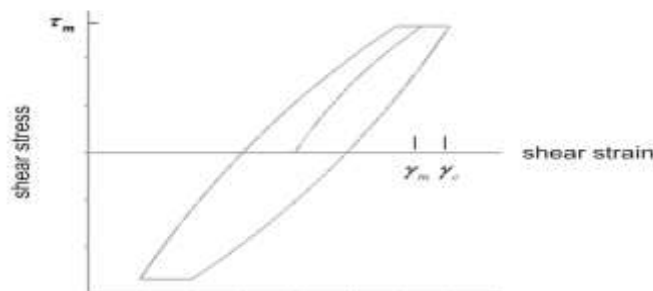


Fig. III.4 :Cycle de contrainte / déformation - Modèle de Mohr-Coulomb avec Amortissement hystérétique de Hardin / Drnevic

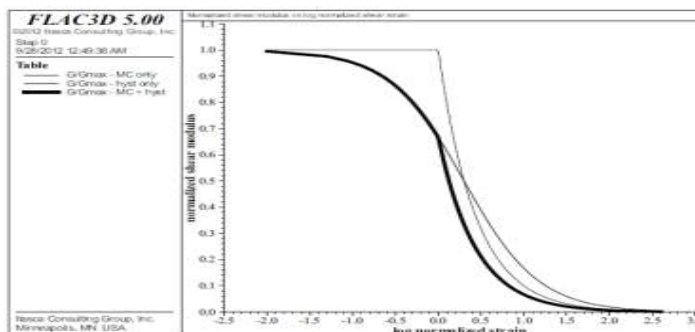


Fig. III.5 :Module de cisaillement normalisé en fonction de la déformation de cisaillement normalisée pour trois cas d'amortissement

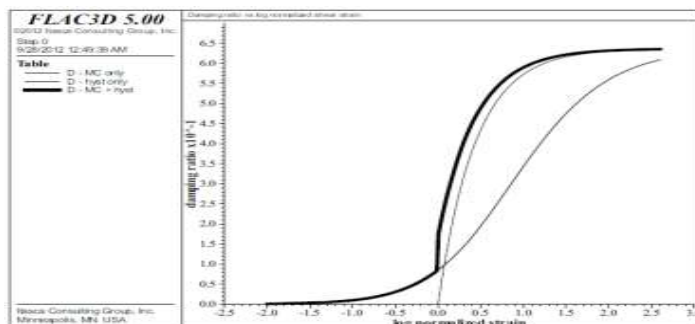


Fig. III.6 : Rapport d'amortissement en fonction de la déformation de cisaillement normalisée pour trois cas d'amortissement

### III.4. Modélisation numérique du modèle

L'effet dynamique sur le comportement du tunnel est considéré via le tremblement de terre qui a frappé le 21 Mai 2003 la ville de Zemmourti dans la région de Boumerdes située à 70 km environ à l'est de la capitale Alger.

Selon le centre de Génie Sismique d'Alger-Algerie, les caractéristiques de ce tremblement de terre enregistré par la station de Dar El Beida-Alger [Japanese Reconnaissance Team. Boumerdes earthquake, May 21,2003] sont :

- Magnitude : 6,8 ;
- Durée: 27,675 s
- Vitesse maximale : 27,28 cm / s
- Accélération maximale ; 556,79 cm / s<sup>2</sup>
- Fréquence de l'onde sismique : 6 Hz

Le tremblement de terre est modélisé par une vitesse sinusoïdale appliquée à la base du modèle dans le sens horizontal. L'onde a une fréquence de 6 Hz avec une amplitude égale à la vitesse maximale du tremblement de terre = 27,28 cm / s.

$$\text{Sin wave} = 4.07 \cdot e^{-\frac{t}{6}\sqrt{55}e^{-5.5t}} \cdot t^{12} \cdot \sin(2\pi \cdot f \cdot t) \text{ (IV. 1)}$$

Avec : f : fréquence ; t : temps.

Un amortissement de Rayleigh de 5% est considéré dans ce calcul.

Les frontières latérales du modèle sont sollicitées par le mouvement du sol en champ libre.

La figure (III.7) présente un modèle tridimensionnel du cas étudié dans un repère cartésien (o, x, y, z), où (x) est la direction horizontale, (y) la direction longitudinale et (z) la direction verticale. Les dimensions du modèle sont : la longueur Lx=117m, la profondeur longitudinale Ly=50m et la hauteur LZ=40m. La base du tunnel se trouve à 10m du substratum. La hauteur de la couverture au-dessus du tunnel est de 17m.

L'analyse par différences finies de la réponse sismique de tunnel est menée en trois étapes :

- Etablissement du champ de contraintes initiales avant les travaux d'excavation des deux tubes Figure (III.8)
- Etablissement du champ de contraintes après l'excavation et la mise en place du revêtement du tunnel Figure (III.9)
- Calcul dynamique.

La Figure (III.10) illustre les limites du champ libre.

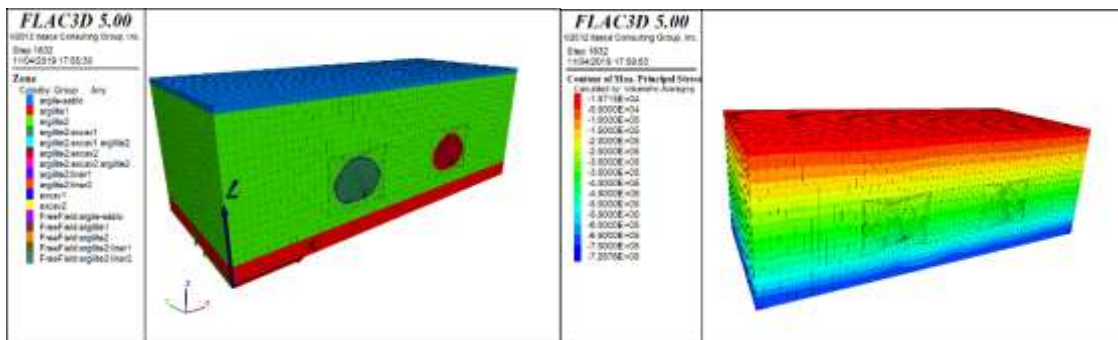


Fig. III.7 : Maillage en 3d du modèle

Fig. III.8 : Champ des contraintes initiales avant les travaux de l'excavation de tunnel

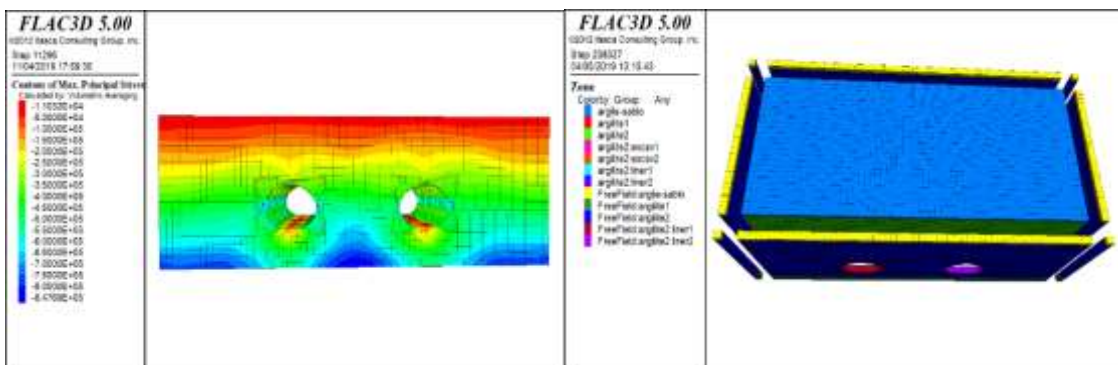


Fig. III.9 : Champ des contraintes initiales après les travaux de l'excavation de tunnel

Fig. III.10 : Les limites du champ libre.

### III.5. Analyse des résultats obtenus :

Dans le but de situer les parties du revêtement du tunnel et du sol environnant les plus affectées, les résultats obtenus sont exploités en quatre positions et points différents : (A, B, C, E).

La position A : se trouve dans le sol autour de la cavité du tunnel au niveau de la clef de voute ;

La position B : se trouve dans le sol autour de la cavité du tunnel au niveau de la paroi latérale ;

La position C : se trouve dans le sol au-dessous de radier ;

La position E : se trouve dans le sol entre les deux tubes du tunnel ;

Le point A : se trouve dans le béton de la clef de voute (toit de tunnel) ;

Le point B : se trouve dans le béton de la paroi latérale ;

Le point C : se trouve dans le béton du radier du tunnel.

La figure (III.11) illustre la déformation en flexion longitudinale du tunnel soumis à une charge sismique appliquée parallèlement à la section transversale du tunnel et perpendiculairement à l'axe du tunnel [(Owen et Scholl, 1981)].

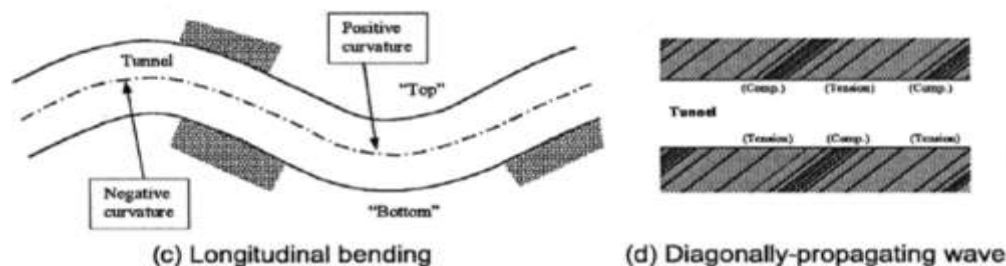


Fig. III.11 : la flexion longitudinale du tunnel sous l'effet des ondes sismiques de compression [(Owen et Scholl, 1981)]

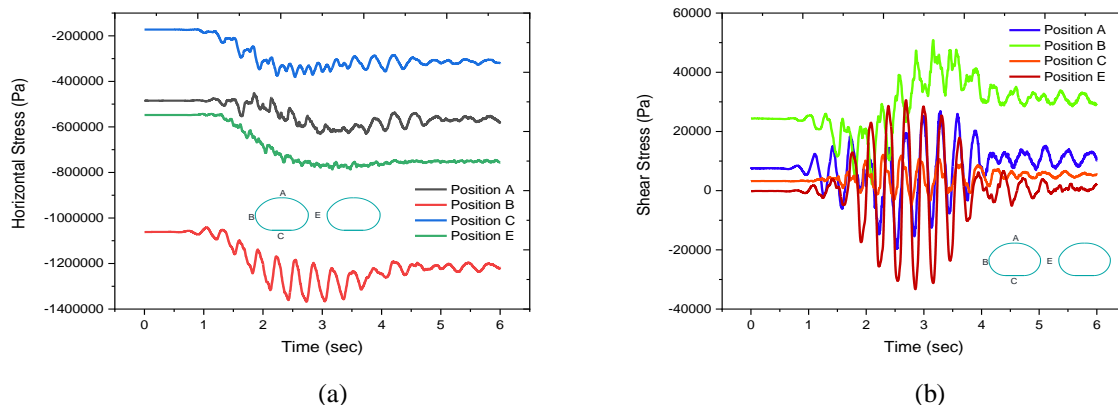
#### III.5.1. Etat de contraintes horizontales et de contraintes de cisaillement induit dans le sol autour de la cavité du tunnel dans les différentes positions :

Les résultats des simulations numériques sont présentés sur les figures (III.12 .a) et (III.12 .b) ci-dessous qui montrent respectivement la variation des contraintes horizontales et des contraintes de cisaillement développées dans le sol autour du tunnel et entre ses deux tubes en fonction de temps dans plusieurs positions.

Il ressort de ces courbes ce qui suit :

- L'énergie libérée par le tremblement de terre est dispersée dans la terre sous forme d'ondes de cisaillement ou d'ondes sismiques de compression
- Lorsque les ondes de compression Propagent dans le plan parallèle axe longitudinal du tunnel, les contraintes de cisaillement transférés entre le sol et le béton du tunnel provoquent des contraintes de compression et de traction (les plus importantes) ; ce qui diminue la résistance du sol au cisaillement et réduit sa capacité portante (owen et scholl, 1981).

Il est à noter que les valeurs maximales des contraintes horizontales de traction et des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau de la paroi du tunnel à la position B.



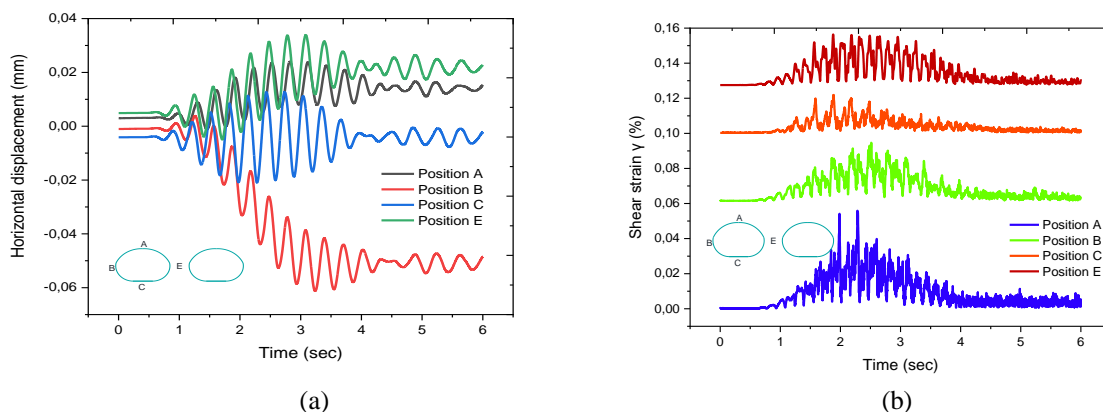
**Fig. III.12 :** Variation des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) Développées dans le sol autour de la cavité du tunnel dans différentes positions en fonction de temps

**III.5.2. Etat de déplacement horizontal et de déformation de cisaillement induit dans le sol autour de la cavité du tunnel dans les différentes positions :**

Les figures(III.13.a) et (III.13.b) présentent respectivement l'évolution des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement développées dans le sol autour du tunnel, et entre ses deux tubes en fonction du temps dans quatre positions différentes.

Il résulte des deux courbes ci-dessous que :

- la charge sismique provoque des déplacements qui créent des déformations axiales et des déformations de cisaillement dans le sol autour du tunnel(figure III.13.a).Le sol autour de la cavité du tunnel au niveau de la paroi (position B) est en tension à cause de la présence d'un fort déplacement horizontal négatif entraînant des fissures dans le sol autour de la paroi, tandis qu'il est (le sol) en état de compression aux autres positions.
- Les valeurs des déformations de cisaillement maximales (figure III.13.b) se trouvent dans le sol entre les deux tubes du tunnel (position E), et la forte déformation de cisaillement apparait dans le sol au-dessous de radier du tunnel (position C).



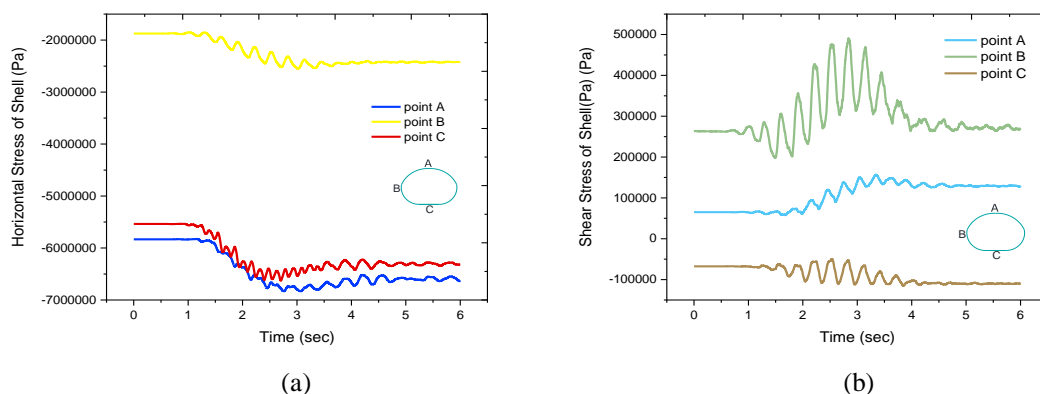
**Fig. III.13 :** Variation des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement développées dans le sol autour de la cavité du tunnel dans différents positions en fonction du temps

**III.5.3. Etat de contraintes horizontales et de contraintes de cisaillement induit dans le béton de revêtement du tunnel dans les différents points :**

Les deux figures (III.14.a) et (III.14.b) montrent la variation des contraintes horizontales et de cisaillement développées dans le béton de revêtements du tunnel en fonction du temps en trois points différents au niveau du béton de revêtement du tunnel (clef de voute, paroi, radier).

L'analyse des deux courbes suivantes révèle que :

- Les contraintes horizontales de traction dans le béton du tunnel au niveau de la clef de voute (point A), et au niveau du radier (point C) sont très élevés et ont des valeurs presque égales ; ce qui indique que le revêtement du tunnel est sous un effort de traction dû à la propagation des ondes sismiques de compression le long du tunnel (figure III.14.a).
- Les contraintes de cisaillement dans le béton de la paroi du tunnel (point B) sont très importantes, en comparaison avec les contraintes apparaissant au niveau du béton de la clef de voute et du radier qui deviennent moins importants et égales mais de signes opposés en raison de l'effet de déformation de flexion du tunnel (figure III.14.b).



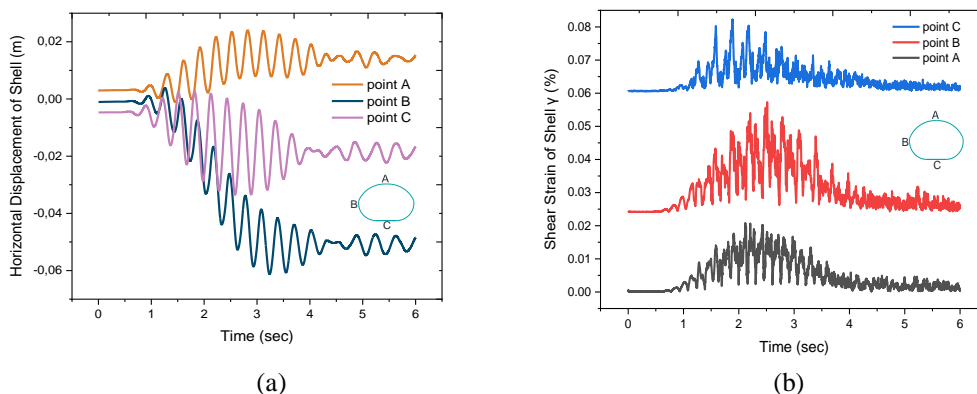
**Fig. III.14 :** Variation des contraintes horizontales et des contraintes de cisaillement développées dans le béton de revêtement du tunnel dans les différents points (A, B, C) en fonction du temps

### III.5.4. Etat de déplacement horizontal et état de déformation de cisaillement induit dans le béton de revêtement du tunnel dans les différents points :

Les figures (III.15.a) et (III.15.b) illustrent la variation des déplacements horizontaux et de cisaillement développés dans le béton de revêtement du tunnel en fonction de temps aux différents points.

L'examen de ces courbes indique que :

- les valeurs maximales des déplacements horizontaux sont localisées dans le béton de la paroi (point B). Les déplacements au niveau des autres points sont moins importants, égales et de signes opposés autrement dit : le toit du tunnel (la clef de voute) est sous compression alors que le radier est sous tension du fait de l'effet de déformation en flexion longitudinale du tunnel (figure III.15.a).
- les déformations de cisaillement sont très faibles, au niveau de béton de clef de voute du tunnel (point A), (figure III.15.b).



**Fig. III.15 :** Variation des déplacements horizontaux et de déformation de cisaillement développées dans le béton de revêtement dans les points (A, B, C) en fonction de temps

### III.6. Effet de la profondeur du tunnel

L'influence de la profondeur (couverture) de tunnel ( $H$ ) sur le comportement dynamique du tunnel en terme de contraintes horizontales, de contraintes de cisaillement, de déplacements horizontaux et déformations de cisaillement dans un nombre de points (A, B, C, E) constitue l'objet de cette partie. Les profondeurs considérées sont :  $H=17\text{m}$ , valeur de référence,  $H+5$  et  $H-5$  (figure III.16).

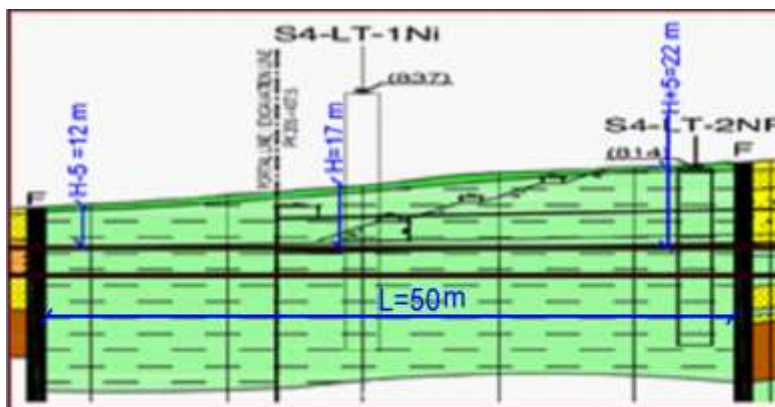


Fig. III.16 : coupe longitudinale de modèle pour différents profondeurs ( $H$ ,  $H-5$ ,  $H+5$ )

Les résultats de calcul pour les différents cas sont exposés dans ce qui suit :

#### III.6.1. Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le sol autour de cavité du tunnel au niveau de clef de voûte :

La comparaison entre les trois courbes de contrainte horizontale de la figure (III.17.a) et de contrainte de cisaillement de la figure III.17.b). montre que les contraintes horizontales de traction et les contraintes de cisaillement apparaissant dans le sol autour de la clef de voûte du tunnel diminuent avec l'augmentation de la profondeur, et vice versa. Par ailleurs les contraintes de traction importantes dans le sol peuvent entraîner la réduction de la résistance au cisaillement du sol et par conséquent la réduction de la capacité portante et donc le risque d'augmentation de fissuration dans la masse de sol. D'autre part, l'augmentation de la profondeur provoque une augmentation des valeurs du déplacement horizontal (figures (III.18.a) et des déformations de cisaillement alors que sa diminution (faible profondeur) provoque leurs diminutions (figure III.18.b).

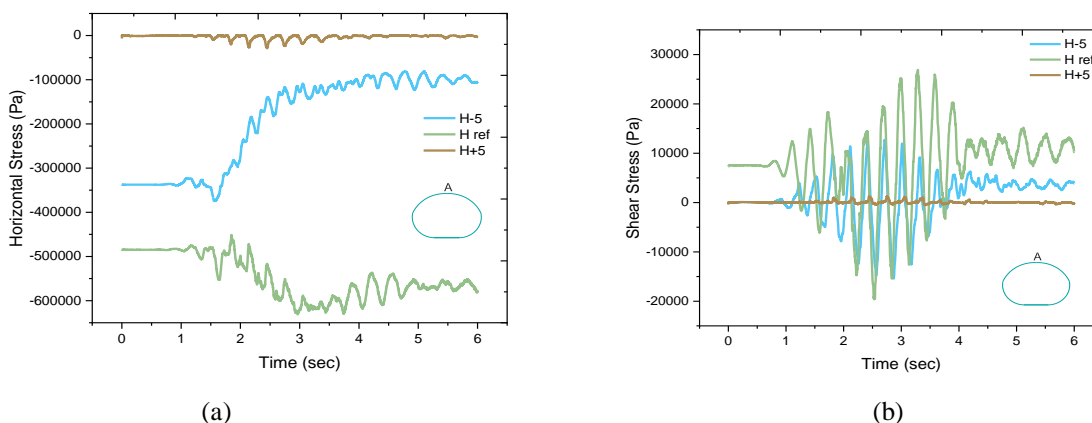
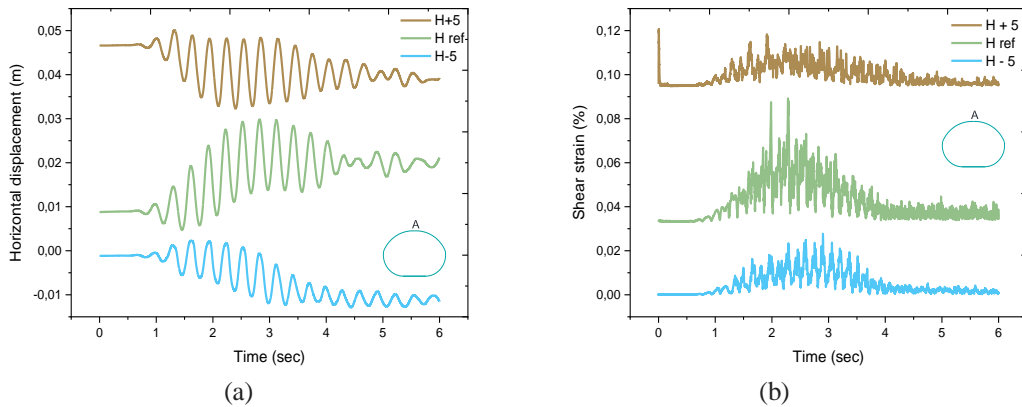


Fig. III.17 : Variation des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) Développées dans le sol autour de la clef de voûte du tunnel (position A) en fonction de temps.



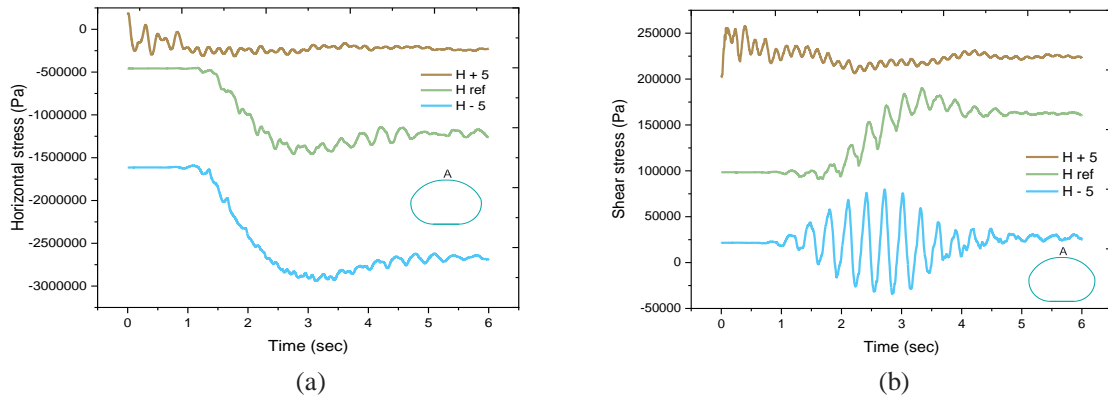


**Fig. III.18 :** Variation des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) développés dans le sol autour de la clef de voute du tunnel (position A) en fonction de temps.

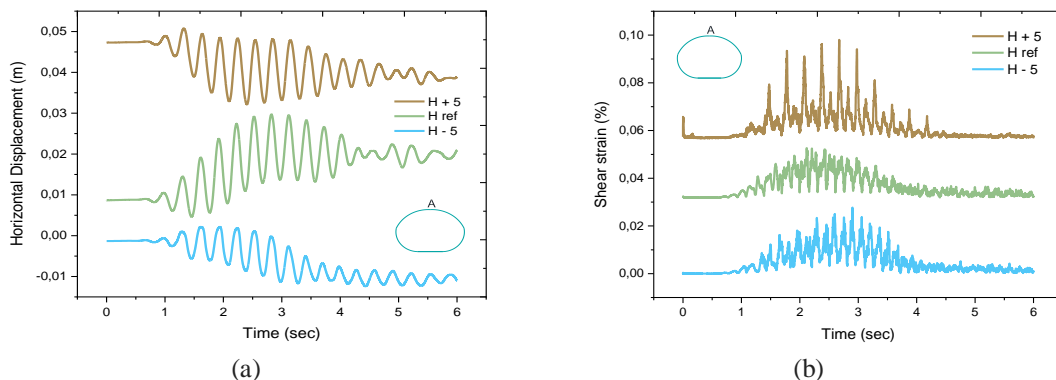
**III.6.2. Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le béton de clef de voute du tunnel :**

Il apparaît des figures ci-dessous (III.19.b, III.20.a, III.20.b) que :

Les contraintes, les déformations de cisaillement, et les déplacements horizontaux développés au niveau du béton de la clef de voute varient proportionnellement avec la profondeur à l'exception des contraintes horizontales de traction qui augmentent avec la diminution de la profondeur et vice versa (III.19.a). L'augmentation de ces contraintes peuvent conduire à une réduction de la résistance au cisaillement et par suite l'apparition d'ouvertures et de fissures au niveau de clef de voute du à la faible résistance du béton à la traction.



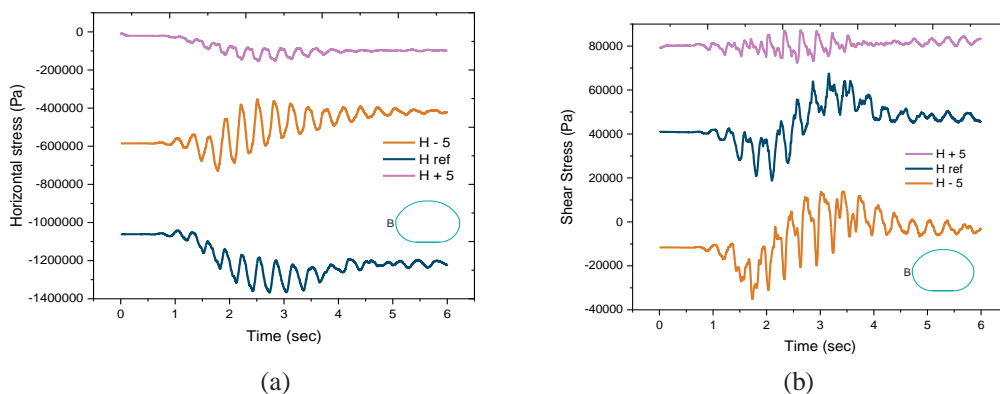
**Fig. III.19 :** Variation des contraintes horizontale (a) et des contraintes de cisaillement (b) développés dans le béton de clef de voute de tunnel (point A) en fonction de temps



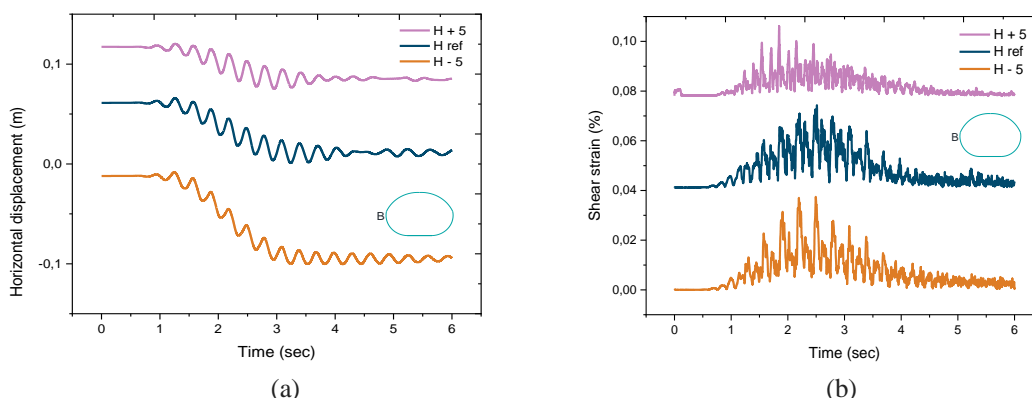
**Fig. III.20 :** Variation des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) développées dans le béton de la clef de voute du tunnel (point A) en fonction de temps

**III.6.3. Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le sol autour de paroi du tunnel :**

L'exploration des figures ci-dessous indiquent que l'augmentation de la profondeur du tunnel engendre une augmentation des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement dans le sol autour de la paroi du tunnel alors que sa diminution engendre leurs diminutions (III.21.b, III.22.a, III.22.b) hormis les contraintes horizontales de traction (figure III.21.a) qui sont inversement proportionnelles à celle-ci ( la profondeur).



**Fig. III.21 :** Variation des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) développées dans le sol autour de la paroi de tunnel (position B) en fonction du temps

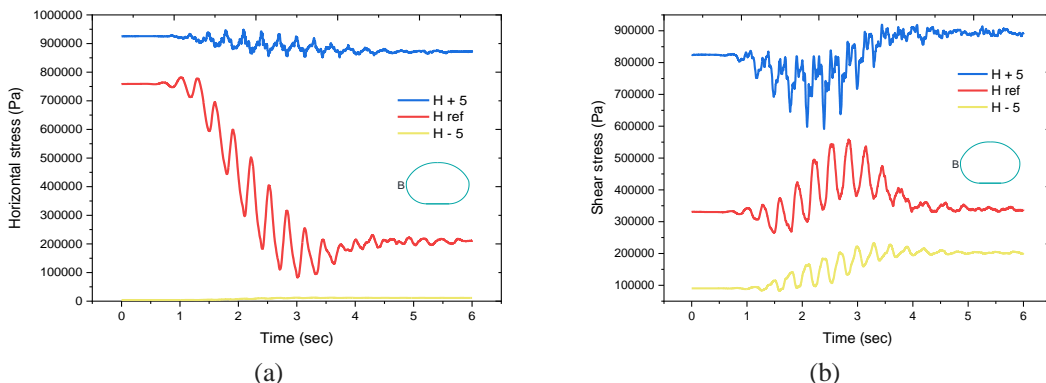


**Fig. III.22 :** Variation des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) développées dans le sol autour de la paroi du tunnel (position B) en fonction de temps

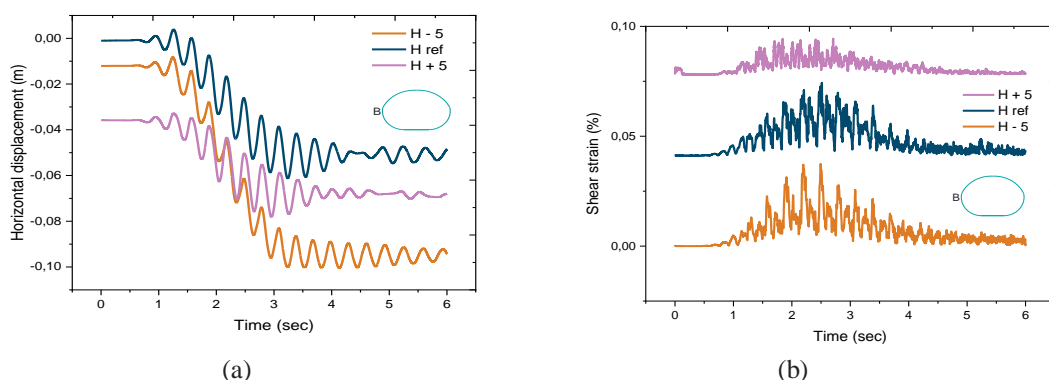
**IV.6.4. Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le béton de la paroi du tunnel :**

La consultation des figures suivantes permettent d'observer que :

L'effet de la variation de la profondeur du tunnel est important sur la variation des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, et des déformations de cisaillement produites dans le béton de la paroi du tunnel (figures : III.23.a, IV.23.b, III.24.b). L'augmentation de cette profondeur engendre une augmentation remarquable de ces contraintes et ces déformations. Cependant sa diminution engendre une diminution de ces dernières et une augmentation très importantes du déplacement horizontal (figure III.24.a) ; ce qui peut provoquer des ouvertures et des fissures dans le béton de la paroi.



**Fig. III.23 :** Variation des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) développées dans le béton de la paroi du tunnel (point B) en fonction du temps

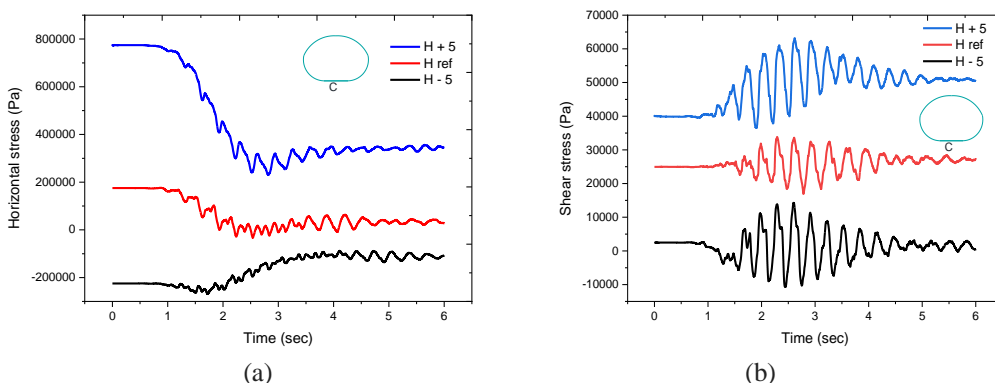


**Fig. III.24 :** Variation de des déplacements horizontaux(a) et des déformations de cisaillement (b) développés dans le béton de la paroi du tunnel (point B) en fonction du temps

**III.6.5. Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le sol au-dessous de radier du tunnel :**

Les figures (III.25.a, III.25.b, IV.26.a, IV.26.b) traduisent le fait suivant :

Les contraintes horizontales, les contraintes de cisaillement, les déplacements horizontaux, et les déformations de cisaillement enregistrées dans le sol au-dessous de radier du tunnel varient proportionnellement avec la variation de la profondeur du tunnel. Elles augmentent avec son augmentation et diminuent avec sa diminution.



**Fig. III.25 :** Variation des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) développés dans le sol au-dessous de radier du tunnel (position C) en fonction de temps

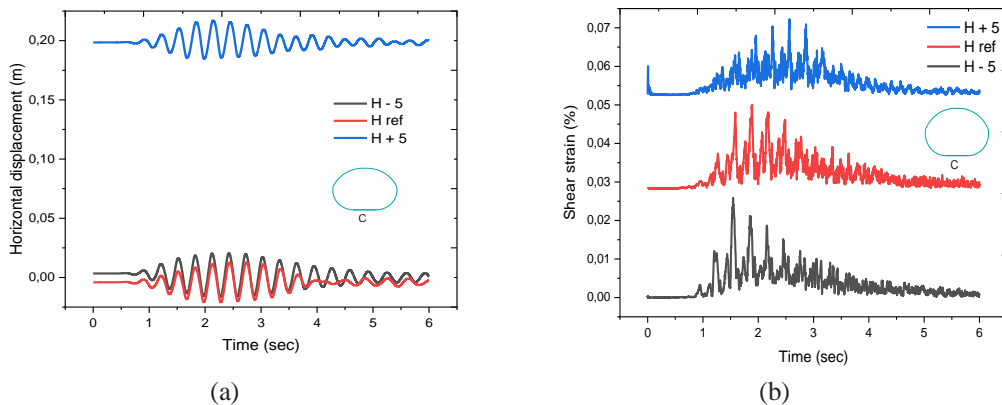


Fig. III.26 : Variation des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) développées dans le sol au-dessous de radier de tunnel (position C) en fonction du temps

**III.6.6. Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le béton du radier du tunnel :**

Les figures (III.27.b, III.28.a, III.28.b) montrent que :

Les contraintes de cisaillement, les déplacements horizontaux et les déformations de cisaillement se manifestant dans le béton du radier sont également proportionnelles à la profondeur, mais les contraintes horizontales (figure III.27.a) ont de faibles valeurs de compression lorsque la profondeur augmente et de fortes valeurs de traction quand celle-ci diminue ; ce qui peut donner lieu à des fissures dans le béton du radier du tunnel.

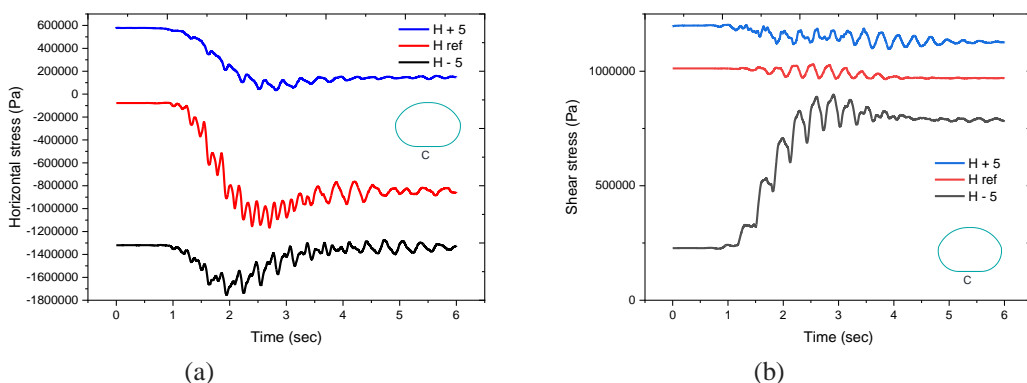


Fig. III.27 : Variation de contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) développées dans le béton du radier de tunnel (point C) en fonction de temps

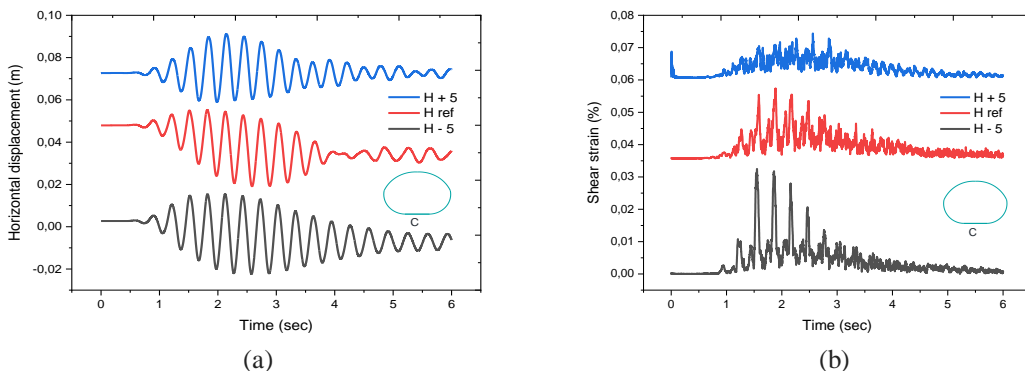
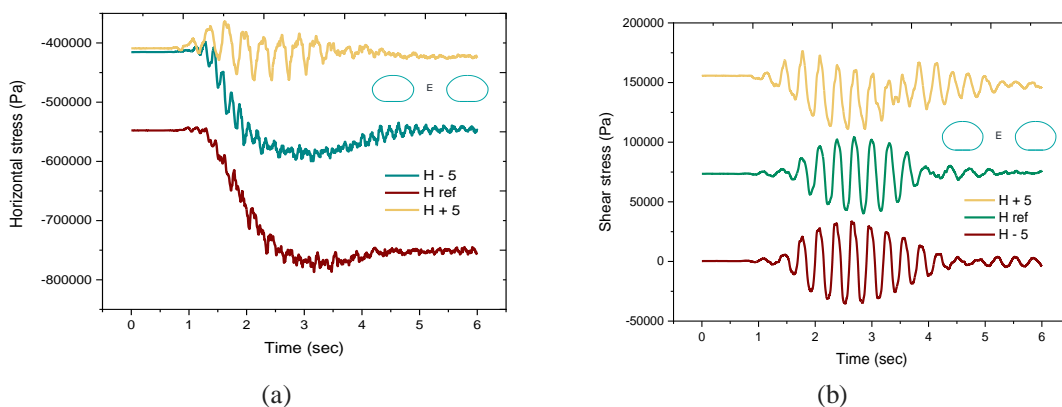


Fig. III.28 : Variation des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) développées dans le béton de radier de tunnel (point C) en fonction de temps

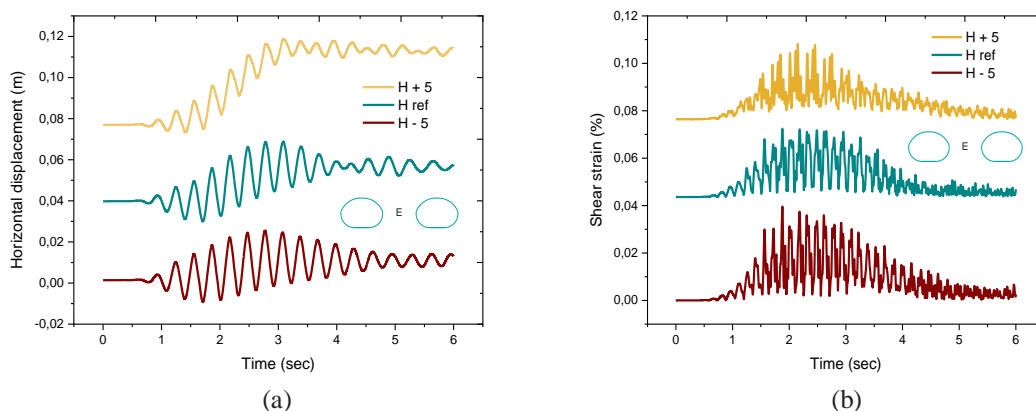
### III.6.7. Etat des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux, et des déformations de cisaillement induit dans le sol entre les deux tubes du tunnel :

Il est à noter selon les figures (III.29.b, III.30.a, III.30.b) que :

Le comportement du sol entre les deux tubes du tunnel est similaire à celui du sol autour de la paroi du tunnel c.à.d. que les contraintes de cisaillement, les déplacements horizontaux, et les déformations de cisaillement sont proportionnelles à la profondeur. Néanmoins les contraintes horizontales (figure IV.29.a) sont inversement proportionnelles à la profondeur : le sol est soumis à d'importantes contraintes de traction dans le cas de la diminution de la profondeur et à de faibles contraintes de traction dans le cas de son augmentation. Les contraintes horizontales élevées de traction peuvent entraîner des fissures dans la masse du sol entre les deux tubes du tunnel.



**Fig. III.29 :** Variation des Contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) développées dans le sol entre les deux tubes de tunnel (position E) en fonction de temps



**Fig. III.30 :** Variation des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) développées dans le sol entre les deux tubes du tunnel (position E) en fonction du temps

### III.7. Conclusion

Il apparaît particulièrement de ce chapitre que :

Les parties du tunnel les plus affectées sont : le béton de la paroi latérale, le béton de radier du tunnel, et également le sol autour de ces parties. Ce qui se traduit par l'apparition de fissures au niveau de ces dernières.

La diminution de la profondeur du tunnel augmente les contraintes horizontales de traction, qui engendre une réduction de la résistance au cisaillement de la masse de sol, et du revêtement, et entraîne par conséquent la défaillance du système sol-tunnel, et augmente le risque d'instabilité du tunnel. L'augmentation de la profondeur réduit par contre fortement les contraintes horizontales de traction et contribue à la stabilité du système sol-tunnel.

## *Conclusion Générale*

---

Le travail de recherche réalisé dans cette thèse constitue une contribution intéressante dans la modélisation numérique du comportement des tunnels.

Le modèle établi est utilisé pour étudier le comportement du revêtement d'un tunnel réel et du sol environnant à travers la détermination des contraintes horizontales, des contraintes de cisaillement, des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement développées au niveau de ces deux éléments du tunnel (revêtement, sol environnant) ainsi que l'effet de la profondeur de creusement du tunnel sur ce comportement.

L'étude examine deux cas ;

- Le cas statique ;
- Le cas dynamique.

Cas statique :

Le tunnel analysé a constitué l'objet d'un effondrement du tube droit et un endommagement très important dans le deuxième tube mitoyen.

La section endommagée est modélisée en utilisant le code de calcul Plaxis 3D tunnel en tenant compte du phénomène de gonflement du terrain

Le gonflement est considéré dans la modélisation numérique par l'introduction des paramètres le caractérisant.

Pour pouvoir déceler les causes de l'effondrement, les résultats ont été présentés en termes de tassement en surface libre du sol, de déplacement vertical sous le radier du tunnel, de contraintes, et de déformations développées au niveau du tunnel et dans le sol environnant.

Les résultats ont permis de conclure que le gonflement du terrain est à l'origine des conséquences suivantes :

- Fissuration du massif du sol autour du tube droit du tunnel ;
- Destruction du revêtement du tube gauche du tunnel ;
- Soulèvement du sol au-dessus de tube gauche du tunnel ;
- Soulèvement de sol au-dessous des radiers des deux tubes de tunnel.

Cas dynamique :

Dans ce cas la modélisation numérique est effectuée dans l'espace tridimensionnel à l'aide du code de calcul Flac 3D.

Pour tenir compte du comportement cyclique du sol, la non linéaire de ce dernier est considérée par un modèle combiné de l'amortissement hystérétique de Hardin - Drnevich avec un modèle elastoplastique de Mohr-Coulomb.

Les résultats ont été présentés en termes de contraintes horizontales, de contraintes de cisaillement, de déplacements horizontaux et de déformations de cisaillement en fonction du temps développées au niveau des deux éléments du tunnel (revêtement, sol)

L'analyse de ces résultats a montré qu'un séisme peut conduire aux conséquences suivantes qui sont susceptibles d'affecter la stabilité du tunnel :

- Fissures dans la masse de sol d'interface au niveau de la paroi latérale et du radier du tunnel de même que dans la masse du sol entre les deux tubes de ce dernier ;
- Fissures dans le béton de la paroi latérale et dans le béton du radier du tunnel pouvant conduire à sa destruction.

L'analyse a montré d'autre part que :

- La diminution de la profondeur de creusement du tunnel augmente le risque d'instabilité du système sol-tunnel.

- L'Augmentation de cette profondeur contribue à sa stabilité.

### **Recommandations**

Dans le domaine des excavations souterraines, le gonflement du terrain peut entraîner de sérieux problèmes, tant pendant la construction, qu'après la mise en service de l'ouvrage. De nombreux ingénieurs se sont intéressés au problème de gonflement (Mou roux et al. 1988 ; Frédéric Bultel 2001).

Dans notre étude, afin de limiter les effets du gonflement du terrain sur le tunnel, il est recommandé de prévoir :

- l'amélioration de la section de ferrailage de la paroi du tunnel à partir de l'augmentation de la section des profils des cintres, et ainsi l'épaisseur du béton projeté, afin de limiter les déformations du sol autour des cavités de la paroi à une valeur admissible.
- La réparation des revêtements par l'utilisation des liants de maçonnerie ayant de bonnes caractéristiques mécaniques.
- La réexcavation du radier devient ainsi une opération régulière d'entretien ; la construction de radiers en voûte inversée, destinés à limiter les mouvements à une valeur acceptable.
- Le drainage de l'eau s'écoulant vers le tunnel est une initiative judicieuse contre le gonflement. En effet, canaliser les arrivées d'eau permet de réduire le contact de l'eau avec le terrain susceptible de gonfler. Cependant le système de drainage doit demeurer efficace après la construction du tunnel car une simple fuite peut rapidement mettre l'eau en contact avec le terrain qui risque de gonfler et de détruire l'ouvrage.

Et afin de limiter les effets du tremblement du terrain sur le comportement du tunnel et du sol environnant, il est préférable d'augmenter la profondeur de creusement du tunnel, pour assurer la stabilité et la résistance du tunnel sous chargement sismique.

### **Perspectives**

Ce travail décrit les effets de l'excavation d'un tunnel dans un terrain meuble composé d'un sol très cohérent (argilite), sur le comportement de celui-ci.

Il serait intéressant de réaliser ;

- Une étude tridimensionnelle sur le comportement dynamique des tunnels urbains dans un terrain sableux.
- Une étude numérique tridimensionnelle sur le comportement sismique des tunnels, en considérant la non linéarité du sol par un modèle viscoélastique, ou un modèle elastoplastique avec écrouissage cinématique et isotrope non linéaire.

## ***Références Bibliographiques***

---

**Abdel-salam S., Elsayed shallan O. and Aki A. (1994):** "Dynamic analysis of tunnels", International Congress on Tunnelling and Ground Conditions, Abdelsalam(Eds), Cairo, pp. 459-468.

**AFTES, (1983) :** La méthode convergence confinement, recommandations, Tunnels et ouvrages souterrains, n° 59., 32 p.

**AFTES 1, French Association of Works in Underground. (2003):** Characterization of the rock massifs useful for the study and the realization of the underground works, GT1, 88.

**AFTES 2, French Associations of Underground Works. (2003):** Cicatrisation of rock masses useful for the design and construction of underground constructions, tunnel and underground works (no. 177, pp. 2-492).

**Amorosi, A., Boldini, D. (2009):** Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp.10591072.

**Augarde, C.E. (1997):** Numerical modelling of tunnelling processes for assessment of damage to buildings. *University of Oxford*. Thèse.

**Attewell, P.B., (1977):** Ground movements caused by tunnelling in soil, Conference on Large Ground Movements and Structures, cardiff, pp. 812-984

**Atkinson J.H. & Potts D.M, (1997):** "Subsidence above shallow tunnels in soft ground", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE GT4, pp. 307-325.

**Atkinson, J.H., Brown, E.T. and Potts, D.M., 1977,** Ground movements near shallow model tunnels in sand, In: Large Ground Movements and Structures / edited by James D Geddes, London: Pentech, pp.372-385.

**Azadi, M., Mir Mohammad Hosseini, S. (2010):** Analyses of the effect of seismic behavior of shallow tunnels in liquefiable grounds. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 25 (5), pp. 543-552.

**Azadi, M., Mir Mohammad Hosseini, S. (2010):** The uplifting behavior of shallow tunnels within the liquefiable soils under cyclic loadings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 25 (2), pp. 158-167.

**Bernat S. (1996) :** "Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble, qualification sur chantier expérimental", Thèse Sci. Lyon: École Centrale de Lyon, 215 p.

**Bobet, A. (2003):** Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 18, pp. 377-393.

**Bousbia. N. (2016) :**"Interaction entre ouvrages souterrains", thèse doctorat 2016, université de Skikda, algerie.

**Bultel, F. (2001):** Consideration of the swelling of the ground in the sizing of the tunnels coverings. Engineering sciences [physical].National School of Roads and Bridges, 2001 French.

**Chapeau. (1991) :** Auscultation du sol pendant le creusement ; TOS n°107, pp. 235-245

**Chehade W. (1991) :** "Méthodologie pour la validation des modèles des géomatériaux: Application aux modèles élastoplastiques des sols", Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille.

**Chen Y. and Krauthammer T. (1992):** "Seismic effects on large reinforced concrete lifelines I.Theory", Computers and Structures, Vol 42, No 2, pp. 129135.

**Clouteau, D., Aubry, D. (2001):** Modifications of the ground motion in dense urban areas. *Journal of Computational Acoustics*, vol. 9, pp. 1659-1128.



## Références Bibliographiques

---

- Centre des Etudes des Tunnels (C.E.TU), (1993)** : Etudes des déformations autour d'un tunnel sur un modèle réduit bidimensionnel, Bron : C.E.TU, 14 p., Action de recherche G203T1.
- Chou, H., Yang, C., Hsieh, B., Chang, S. (2001)**: A study of liquefaction related damages on shield tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 16 (3), pp. 185-193.
- Chou, J., Kutter, B., Travarasrou, T., Chacko, J. (2011)** : Centrifuge modeling of seismically induced uplift for the BART transbay tube. *Geotech Geoenviron Eng*, vol. 137, pp. 754-765.
- Cording E.J., HANSMIRE W H, (1977)** : "Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre", TOS n° 22, 23, 24.
- Delacourt, C., Raucoules, D., Le Mouélic, S., Carnec, C., Feurer, D., Allemand, P., & Cruchet, M. (2009)** : Observation of a large landslide on La Reunion Island using differential SAR interferometry (JERS and Radarsat) and correlation of optical (Spot5 and Aerial) images. *Sensors*, 9(1), 616–630.
- Dias, D. (1999)** : renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse de doctorat, Institute National des Science Appliquées de Lyon, Lyon.
- Eberhardt, E. (2001)**: Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol. 38, pp. 499–518
- Einstein, H.H., & Bischoff, N. (1975)**: Design of tunnels in swelling rock. In Proceedings of the 16th U.S Symposium on Rock Mechanics (USRMS), 22-24 September, Minneapolis, Minnesota. ARMA-75-185.
- Farmer, I.W., (1977)**: Case histories of settlement above tunnels in clay, Proc. of conf. « large ground movements and structures », Cardiff, pp. 357-371.
- Franzius, J. N., Potts, D. M., and Burland, J. B. (2005)**: "The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation". *Géotechnique*, 55(3), 189–199.
- Fakhimi, A.A., (1997)**: Theory and Manual of CA2 Software. Version II. Center for Housing and Building Research of Iran, Iran.
- Giannakou, A., Nomikos, P., Anastasopoulos, I., Sofianos, A., Gazetas, G., YioutaMitra, P. (2005)**: Seismic behaviour of tunnels in soft soil: Parametric numerical study and investigation on the causes of failure of the Bolu tunnel (Düzce, Turquie, 1999). *Underground Space Use; Analysis of the Past and Lessons for the Future-Erdem&Solam (Eds)* (ISBN 04 1537 452 9).
- Grasso, P., Chiriotti, E., & Xu, S. (2004)**: Risk control, an essential approach in the development of tunnel studies in difficult terrain. *French Review of Geotechnics*, 109, 3–21.
- Guéguen, p., Bard, P.-Y., Semblat, J.-F. (2002)**: L'interaction site-ville : un nouvel aspect de l'aléa sismique. *Laboratoire des Ponts et Chaussées*.
- Guéguen, P., Bard, P.-Y., Chazelas, J.-L., Semblat, J.-F. (2003)** : Séismes dans la ville. *Pour la science*, vol. 310, pp. 56-61.
- Hashash, Y.M., Hook, J., Schmidt, B., Yao, J.-C. (2001)**: Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 16, pp. 247-293.
- Hashash, Y.M., Park, D., Yao, J.-C. (2005)**: Ovaling deformation of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 20, pp. 435-441.

## Références Bibliographiques

---

- Hardin, B. O and Drnevich, V. P. (1972):** "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects," *J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 98, no. SM6.
- Hilar, M. (2011):** 3D Modelling of a Tunnel Re-excavation in Soft Ground. *Acta Polytechnica*, vol. 51 (3).
- Hoeg, K. (1986):** Aseismic design of underground structures cylinders. *Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 94(4), pp. 833-858.
- Huder J., Amberg G. (1970):** Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. *Schweizerische Bauzeitung*, No 45, pp. 975-980. Cité dans Serratrice et Soyez, 1996.
- Idris, J. (2007):** Geotechnical accidents in tunnels and underground structures-analytical methods for feedback and numerical modeling. Geo-mechanical Environmental Laboratory and Mining Works-School in Nancy, National Polytechnic Institute of Lorraine, Nancy University.
- Itasca. Fast Lagrangian analysis of continua (FLAC), (2012):** user's manuals, version 5. Minneapolis, USA: Itasca Consulting Group.
- Kasper, T., Meschke, G. (2004):** A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 28, pp. 1441-1460.
- Kham, M., Semblat, J.-F., Kurose, A., Xiao, H., Dangla, P. (2001) :** Analyse de l'interaction onde sismique/cavité souterraine : Approches analytique et numérique. *15ème Congrès Français de Mécanique*. Nancy : Laboratoire Central des Pont et Chaussées.
- Khoshnoudian, F. (1999) :** Etude du comportement des tunnels sous chargement sismique. *Laboratoire de mécanique de Lille*, Département Sols-Structures.
- Khoshnoudian, F., Shahrour, I. (2002):** Numerical analysis of the seismic behaviour of tunnels constructed in liquefiable soils. *Soils Foundations*, vol. 42 (6), pp. 1-8.
- Kontogianni, V., Tzortzis, A., & Stiros, S. (2004):** Deformation and failure of the Tymfristos tunnel, Greece. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(10), 1004-1013.
- Khoshravan Azar A. (1995) :** "Problèmes des sols saturés sous chargement dynamiques : Modèle cyclique pour les sols et validation sur des essais en centrifugeuse", Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille.
- LEBLAIS Y., ANDRE D., CHAPEAU C. (1995) :** et al. Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. *Tunnels et ouvrages souterrains*, n° 132, pp. 379-386.
- Lee, K. M., & Rowe, R. K., (1989):** "Deformations caused by surface loading and tunneling : the role of elastic anisotropy", *Geotechnical*, 39(1), 125-140.
- Leitner, A. (2001):** The fire catastrophe in the Tauern Tunnel: experience and conclusions for the Austrian guidelines. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(3), 217-223.
- Lunardi, P.F. (1992):** Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. *Towards new worlds in tunnelling*, vol. 2, pp. 897-908. Acapulco.
- Lunardi, P. (1997):** "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*, N°80, 3ème trimestre, pp. 17 - 34.

## Références Bibliographiques

---

**Lunardi, P. (1999)** : “ Conception et exécution des tunnels d’après l’analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols : proposition d’une nouvelle approche ”, *Revue française de géotechnique* N° 86, pp. 19 – 35.

**Lunardi, P.F. (2008)**: Design and construction of tunnels, Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soil. *Heidelberg: Springer*.

**Li, Yue, and Chen, (2010)** : Dynamic response of utility tunnel during the passage of Rayleigh waves, The Seismological Society of China and Springer-Verlag Berlin Heidelberg, N° 23, pp. 13–24.

**Liu, H., Song, E. (2005)**: Seismic response of large underground structures in liquefiable soils subjected to horizontal and vertical earthquake excitations. *Comput Geotech*, vol. 32 (4), pp. 223-244.

**Liu, H., Song, E. (2006)**: Working mechanism of cutoff walls in reducing uplift of large underground structures induced by soil liquefaction. *Comput geotech*, vol. 33 (4-5), pp. 209221.

**Liu, J., Liu, X (2008)**: Pushover analysis of Daikai subway station during the Osaka-Kobe earthquake in 1995. *The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering October 12-17*, Beijing, China.

**Luco, J.E., De Barros, F.C. (1994)**: Dynamic displacements and stresses in the vicinity of a cylindrical cavity embedded in a half-space. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 23, pp. 321-340.

**Mair, R.J, (1981)**: “Ground movement around tunnels in soft clay”, 10th International Conference on Soil Mechanism I-’ jundation Engineering, Stockholm, vol. 1, pp 323-328.

**Mair, R.J., Taylor, R.N., Bracegirdle, A., (1993)**: Subsurface settlement profiles above tunnels in clays, *Géotechnique*, vol.43, N° 2, pp. 315-320.

**Martos, F., (1958)**: Concerning an approximated equation of subsidence trough and its time factor, *Int. strata control eng.*, Leipzig, Germany, pp. 112-120.

**Mroueh, H. (1998)** : Tunnel en site urbain, Modélisation numérique et interaction creusement-ouvrages existants. Laboratoire de Mécanique de Lille, Département Sols Structure, Ecole centrale de Lille.

**Möller, S. (2006)**: Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Thesis, Institut für Geotechnik, Stuttgart.

**OLLIER C. (1997)** :Instrumentations du métro de Lyon-Vaise, thèse.

**Oteo, C.S. and Sagaseta, C., (1982)**: Prediction of settlements due to underground openings, *Int. Symp. On numerical models in geomechanics*, Zurich, pp. 653-659.

**Okamoto S., Tamura C., Kato K., Hamada M., (1973)**: Behaviors of submerged tunnels during earthquakes. *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, vol.1, Rome, Italy, pp. 544-553.

**Owen, G., Scholl, R. (1981)**: Earthquake engineering of large underground structures. *Federal Highway Administration and national Science Foundation*.

**Panet & Guellec. (1974)**: Contribution to the study of retaining a tunnel at the back of the face. 1974. In *Proc. 3th Int. Cong. Rock Mech.*, Denver, Vol. IIB.

**Panet, M. (1986)** : Comportement aux séismes des tunnels et des ouvrages souterrains dans les sols. *Revue Française de Géotechnique*, vol. 38, pp. 25-32

## Références Bibliographiques

---

- Pantet A.(1991):** “Creusement de galeries à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à pression de boue”, Thèse de doctorat, INSA Lyon.
- Pakbaz, M.C., Yareevand, A. (2005):** 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 20, pp. 411-417.
- Parcevaux, P. (1980) :**Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 266.
- Park, K.H., Tantayopin, K., Tontavanich. B., Owatsiriwong, A. (2009):** Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Volume 24 (2), pp. 231–235.
- Peck R.B., (1969):** “Deep excavations and tunneling in soft ground”, In: Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanism Foundation Engineering, Mexico, vol. 3, pp. 255-290.
- Penzien, J., Wu, C.L. (1998):** Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, vol. 27, pp. 283-300.
- Penzien, J. (2000):**“Seismically induced racking of tunnel linings”, *International Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.29, pp 683-691.
- Peila, D. (1994):** A theoretical study of reinforcement influence on the stability of tunnel face. *Geotechnical and geological engineering*, 12(3), pp 145-168.
- Pitilakis, K. (1986) :** Analyse parasismique des tunnels et des pipe-lines, Méthodes de dimensionnement et expériences, Ier Colloque National de Génie Parasismique, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, pp. 7/71-7/84.
- Poupelloz, B., (1984) :** Tassements engendrés par le creusement des galeries de petite section à faible profondeur – exemples en région parisienne, Paris : Rapport du laboratoire régional de l’est parisien, 78 p.
- Power, M., Rosidi, D., Kaneshiro, J. (1996):** Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. *Buffalo, New York: National Centre for Earthquake Engineering Research*.
- Plaxis 3d tunnel,** Finite element Package for Analysis of Geotechnical Structures. user’s manuals, version 1. Edit by R.B.J. Brinkgreve PLAXIS B.V., The Netherlands, and P.A.Vermeer, University of Stuttgart, Germany.
- Roisin, V., (1995) :** Tassements induits par l’utilisation du bouclier – Approche théorique, *Tunnels et ouvrages souterrains*, n° 128.
- Sagaseta, C. and Moya, J.F., (1980) :** Estimation of ground subsidence over urban tunnels, 2nd int. conf. « ground movements and structure », Cardiff, pp. 331-345.
- Schmidt B., (1969):** “Settlements and ground movements associated with tunneling in soil”, thèse Doc.: University of Illinois.
- Schwartz, C., Einstein, H. (1980):** Improvement design of tunnel supports. Vol. 1: simplified analysis for ground-structure interaction in tunnelling. *Urban Mass Transportation Administration (UMTA)*.
- Serratrice J. F. Soyez B., (1996) :** Les essais de gonflement, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N°204, pp. 65-85.

## Références Bibliographiques

---

**Shahrour, I. (1992):** PECPLAS: A finite element software for the resolution of earthquake problems. *Acts de colloque Int. Géotechnique and Informatique* (pp. 327-334): Paris: Edition Presse ENPC.

**Shahrour I. & Chehade W. (1992):** «Development of a constitutive elastoplastic model for soils" XI International Congress on Rheology, Bruxelles, Edition P. Moldenaers & R. Keunigs, Elsevier.

**Shahrour, I., Khoshnoudian, F., Sadek, M., Mroueh, H. (2010):** Elastoplastic analysis of the seismic response of tunnels in soft soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 25, pp. 478-482.

**Sedarat, H., Kozak, A., Hashash, Y.M., Shamsabadi, A., Krimotat, A. (2008):** Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space technology*, vol. 24(4), pp. 482-490.

**Sliteen, I. (2013):** Modélisation tridimensionnelle du comportement sismique des tunnels en terrain meuble, thèse de doctorat, Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement, Ecole doctorale Sciences Pour l'Ingénieur, Université Lille1 Sciences et Technologies

**Taylor, P., Ibrahim, H., Yang, D. (2005):** Seismic retrofit of George Massey Tunnel. *Earthquake Structure Dynamic*, vol. 34, pp. 519-542.

**Terzaghi, K. (1946):** Rock defects and loads in tunnels supports. In R.V Proctor, T.L White. Rock tunneling with steel supports, (Ed.), tunnels supports (pp. 17–99). Youngstown, Ohio: The commercial shearing and stamping Co.

**Unterberger W., Brandl J., 2000:** “The effects of the recent Earthquake in Turkey on the Bolu Tunnels” Felsbau 18, 2000.

**Ureil, A. O. ET Sagasetta, C., 1989:** “General Report: Selection of design parameters for underground construction”, XIII Int. Conf. Soil Mech. Found Eng., Rio de Janeiro, vol. 4, pp. 2521 – 2551.

**Valsov S.N., Makoviski L.V., Merkin V.E., 2001:** Accidents in Transportations and Subway tunnels : Construction to Operation. Elex-KM, Moscow, Russia, 198 pages.

**Wang, 1993:** Seismic design of tunnels: a state-of-the-art approach, Monograph 7. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, New York.

**W.L. Wang, T.T. Wang, J.J. Su, C.H. Lin, C.R. Seng, T.H. Huang, 2001:** Assessment of damage in mountain tunnels due to the taiwan chi-chi earthquake *Tunneling and Underground Space Technology*, 16 (3) , pp. 133-150

**Yang, D., Naesgaard, E., Byrne, P., Adalier, K., Abdoun, T. (2004):** Numerical model verification and calibration of George Massey Tunnel using centrifuge models. *Can Geotech*, vol. 41, pp. 921-942.

**YEO, C.H., LEE, F.H., TAN, S.C., HASEGAWA, O., SUZUKI, H., SHINJI, M. (2008):** Three dimensional numerical modelling of a NATM tunnel. *International Journal of the JCRM*. vol. 5, pp. 33-38.

**Yoshida N., Nakamura S. Iwafuji M. and Yoshimura H. (1996):** "Survey and restoration of the Daikai subway station damaged during the 1995 Hyogoken nanbu earthquake", *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, No138, pp. 363-371.

**Zhiguo, Z., Huang, M., & Zhang, M., (2011):** “Theoretical prediction of ground movements induced by tunneling in multi-layered soils”, *Tunneling and Underground Space Technology*, pp.345-355.

## **Annexe : Modèle combiné d'amortissement hystérétique de Hardin / Drnevich avec un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb**

### **Description du modèle combiné**

#### **1. Introduction :**

La dissipation d'énergie dans les sols et les roches est en grande partie de nature hystérétique. La perte spécifique pour chaque cycle de charge - décharge de la déformation de cisaillement est indépendante de la vitesse à laquelle le cycle est exécuté, mais dépend de l'amplitude du cycle. Idéalement, ce comportement devrait être reproduit par un modèle constitutif approprié, mais les modèles non linéaires adéquats tendent à être compliqués et incorporent de nombreux paramètres matériels.

Des modèles plus simples, tels que Mohr- Coulomb, sont souvent utilisés à leurs places, afin de reproduire une accumulation de déformation irréversible (par exemple, un affaissement ou un glissement sur des surfaces de cisaillement) susceptible de se produire lors d'un chargement sismique.

Dans de tels modèles, un amortissement supplémentaire doit être inclus pour tenir compte de la dissipation cyclique au cours de la partie élastique de la réponse et lors de la propagation des ondes sur le site.

L'amortissement de Rayleigh est couramment utilisé, mais il n'assure qu'un amortissement (approximativement) indépendant de la vitesse sur une plage de fréquences limitée. Il entraîne une réduction importante du pas du temps critique et par conséquent de longues durées de fonctionnement.

La discussion suivante illustre les possibilités d'intégration de l'amortissement dans un modèle de matériau simple. Nous considérons l'utilisation de l'amortissement hystérétique et de l'amortissement dû au flux de plastique.

L'amortissement hystérétique est basé sur une courbe de module de réduction sécante pour charge primaire (courbe de l'épine dorsale) et hypothèse de la règle de masquage pour le déchargement - rechargement afin d'assurer la dissipation d'énergie.

L'amortissement hystérétique est appliqué dans la plage élastique uniquement, et l'amortissement naturel fourni par le modèle constitutif fonctionne dans la plage plastique. Trois cas simples se présentent.

Tout d'abord, la dissipation d'énergie fournie est illustrée par un modèle Mohr-Coulomb classique en matière de plasticité -élasticité.

Deuxièmement, l'amortissement est intégré à un modèle linéairement élastique utilisant un amortissement hystérétique (modèle de Hardin - Drnevich).

Et troisièmement, le modèle de Hardin - Drnevich est combiné au modèle de Mohr-Coulomb.

La dissipation d'énergie est comparée pour les trois cas en évaluant le changement du module de cisaillement et le rapport d'amortissement pour chaque cas.

#### **2. Amortissement naturel avec le modèle de Mohr-Coulomb**

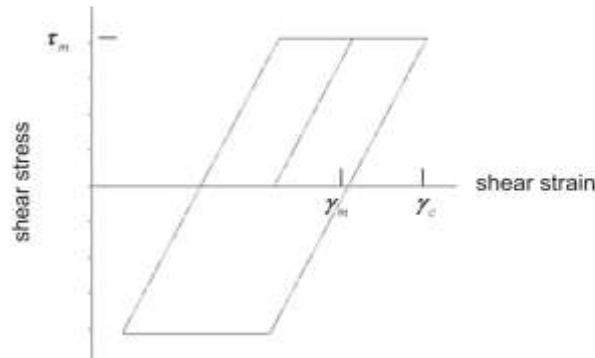
Les modèles élastiques - plastiques standard tels que Mohr-Coulomb peuvent produire des courbes de réduction du module de cisaillement et d'amortissement. Considérons un modèle élastique - plastique avec un module de cisaillement constant,  $G_{max}$ , et une contrainte élastique constante,  $\tau$ , soumise à une déformation de cisaillement cyclique d'amplitude  $|\gamma|$ . En dessous du rendement, le module de cisaillement sécant,  $G$ , est simplement égal à  $G_{max}$ . Pour une excitation cyclique impliquant un rendement, le module sécant est :

$$G = \tau / |\gamma| \quad (1)$$

La courbe du module-réduction relie le rapport  $G / G_{\max}$  à l'amplitude de la déformation de cisaillement,  $|\gamma|$  ; il est simplement obtenu en divisant Eq. (1) par  $G_{\max}$ , et en utilisant  $\gamma = \tau / G_{\max}$ , nous obtenons, pour  $|\gamma| > \gamma_m$ ,

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{\gamma}{|\gamma|} \quad (2)$$

Un cycle contrainte-déformation d'amplitude  $\gamma_c > \gamma_m$ , consistant en un chargement initial plus une excursion de déchargement / rechargement, est esquissé à la Figure 1 :



**Fig. 1 :** Contrainte de cisaillement - cycle de déformation - Modèle de Mohr-Coulomb

L'énergie maximale  $W$  stockée, pendant le cycle (en supposant que  $G$  représente un module d'élasticité) est :

$$W = \frac{1}{2} \tau \cdot \gamma_c \quad (3)$$

Et l'énergie dissipée (correspondant à la surface délimitée par la boucle) est

$$W = 4\tau (\gamma_c - \gamma_m) \quad (4)$$

Par conséquent,

$$\frac{\Delta W}{W} = \frac{8(\gamma_c - \gamma_m)}{\gamma_c} \quad (5)$$

Notons que :  $D$ , le coefficient d'amortissement est pour de petites valeurs donné (Kolsky 1963) par :

$$D \approx \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (6)$$

En substituant Les équations. (3) et (4) dans l'équation (6)

$$D = \frac{2}{\pi} \frac{(\gamma_c - \gamma_m)}{\gamma_c} \quad (7)$$

### 3. Amortissement hystérique avec le modèle élastique linéaire :

Pour le modèle d'amortissement hystérique utilisant la fonction de Hardin - Drnevich (1972), la courbe de l'épine dorsale est donnée par :

$$\frac{\tau}{G_{\max}} = \frac{\gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \quad (8)$$

Où  $\gamma_{ref}$  est la constante de la fonction de Hardin - Drnevich.  $\gamma_{ref}$  est la valeur ultime de  $\tau / G_{\max}$ :

$$\gamma_{ref} = \frac{\tau}{G_{\max}} \quad (9)$$

Cette courbe est suivie pour le chargement primaire. Pour le déchargement - rechargement, la règle de masquage est valable. Dans le cas d'un chargement en cisaillement cyclique à amplitude constante,  $\gamma_c$ , la règle de masquage donne, pour le déchargement :

$$\tau_{down} = -G_{ax} \frac{\gamma_c - \gamma}{1 + \frac{\gamma_c - \gamma}{2\gamma_{ref}}} \quad (10)$$

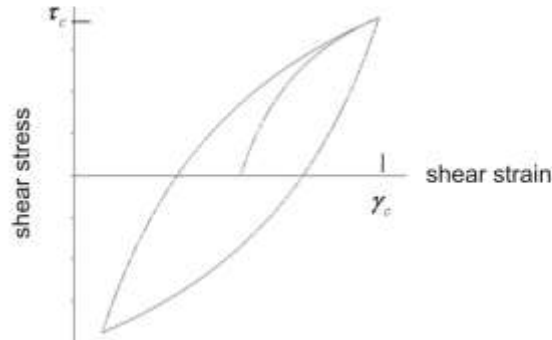
Et pour le rechargement :

$$\tau_{up} = G_x \frac{\gamma_c + \gamma}{1 + \frac{\gamma_c + \gamma}{2\gamma_{ref}}} - \tau_c \quad (11)$$

Où

$$\tau_c = G_{ax} \frac{\gamma_c}{1 + \frac{\gamma_c}{2\gamma_{ref}}} - \tau_c \quad (12)$$

La courbe de chargement initiale et la boucle tracée en un cycle de déchargement - rechargement est esquissée à la figure 2 :



**Fig. 2 :** Cycle de contrainte / déformation - modèle élastique avec Amortissement hystérétique de Hardin / Drnevich

L'énergie dissipée dans un cycle complet de déchargement-rechargement est donnée par l'intégrale

$$\Delta w = \int_{-\gamma_c}^{\gamma_c} (\tau_{up} - \tau_{down}) d\gamma \quad (13)$$

Après l'introduction des équations. (10) et (11) dans l'équation (13) et en effectuant l'intégration, nous obtenons :

$$\Delta w = 4G_{ax} \gamma_{ref}^2 \left\{ 2 \left[ \frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}} - \ln \left( 1 + \frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}} \right) \right] - \frac{\left( \frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}} \right)^2}{1 + \frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}}} \right\} \quad (14)$$

L'énergie maximale stockée dans un cycle est :

$$W = \frac{1}{2} \tau_c \cdot \gamma_c \quad (15)$$



Où  $\tau_c$  est donné par l'Eq. (12).

Le rapport d'amortissement,  $D$ , est obtenu en combinant les équations. (13) et (14) avec l'Eq. (15) :

$$D = \frac{2}{\pi} \left\{ 2 \frac{1 + \frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}}}{\left(\frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}}\right)^2} \left[ \frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}} - \ln \left( 1 + \frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}} \right) \right] - 1 \right\} \quad (16)$$

Nous notons également que l'application de l'Hospital rule donne :

$$\lim_{\frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}} \rightarrow \infty} D = 0 \quad (17)$$

Il est intéressant de noter que, pour l'amortissement hystérique de Hardin - Drnevich et le modèle élastique, le rapport d'amortissement ne dépend pas de  $G_{max}$ . De plus,  $D$  est plus grand pour des valeurs plus petites de  $\gamma_{ref}$ . Pour un test de cisaillement élastique et cyclique d'amplitude constante à volume constant, l'utilisation de l'amortissement hystérique produit une réponse indépendante du nombre de cycles effectués.

#### 4. Compréhension de l'amortissement hystérique avec le modèle de Mohr-Coulomb

Lorsque l'amortissement hystérique est utilisé avec un modèle élastique - plastique dans FLAC3D, la technique de réduction du module s'applique dans la plage élastique et l'amortissement naturel s'applique dans la plage plastique. Dans ce cas, nous combinons l'amortissement hystérique de Hardin - Drnevich avec un modèle de Mohr-Coulomb. Le modèle de Mohr-Coulomb a un module de cisaillement élastique, tangent, constant,  $G_{max}$ , et une limite d'élasticité constante,  $\tau_m$ .

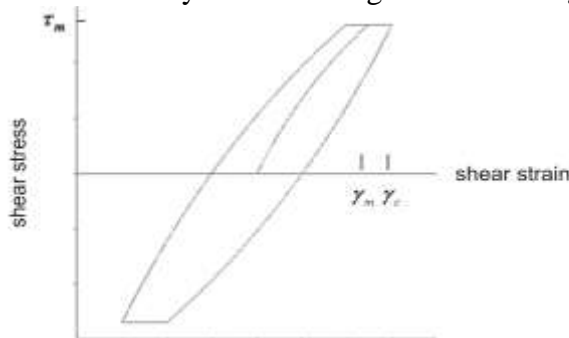
Le modèle de Hardin / Drnevich est utilisé pour assurer la dissipation d'énergie dans le domaine élastique (mais pas pour simuler le rendement à l'aide d'un modèle de plasticité hyperbolique). En conséquence, le niveau de rendement de la loi hyperbolique doit être supérieur à la contrainte de limite de Mohr-Coulomb. Ce sera le cas à condition que la condition suivante soit remplie :

$$\gamma_{ref} > \gamma_m \quad (18)$$

Où:

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_{max}} \quad (19)$$

La figure (3) présente une courbe de chargement initiale impliquant la production de Mohr-Coulomb et une boucle tracée en un cycle de déchargement - rechargement :



**Fig.3 :** Cycle de contrainte / déformation - Modèle de Mohr-Coulomb avec Amortissement hystérique de Hardin / Drnevich

## Annexe

La range élastique est définie par  $\gamma_c < \gamma_m$ , où la déformation de cisaillement,  $\gamma_m$ , est obtenue à partir de la relation suivante (voir l'équation (8)) :

$$\frac{\tau_m}{G_{\max}} = \frac{\gamma_m}{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}} \quad (20)$$

Dans la gamme élastique,  $\gamma_c < \gamma_m$ , le facteur de réduction du module est donné par Eq. (8) ou :

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{|\gamma|}{\gamma_{ref}}} \quad (21)$$

Dans la gamme plastique,  $\gamma_c \geq \gamma_m$ , la relation est :

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}\right) \frac{|\gamma|}{\gamma_m}} \quad (22)$$

De même, dans le domaine plastique, l'énergie dissipée au cours d'un cycle correspond à la surface délimitée par la boucle de la figure (3). Cette énergie peut être exprimée par la somme de deux contributions :

$$\Delta W = \Delta W_H + \Delta W_{MC} \quad (23)$$

où  $W_H$  est donné par (voir l'équation (14))

$$\Delta W = 4G_{\max} \gamma_{ref}^2 \left\{ 2 \left[ \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} - \ln \left( 1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right) \right] - \frac{\left( \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right)^2}{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}} \right\} \quad (24)$$

Et  $W_{MC}$  est exprimé par (voir l'équation (4))

$$\Delta W = 4 \left( \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}} \right) \gamma_m^2 \left( \frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}} - 1 \right) \quad (25)$$

L'énergie maximale stockée dans un cycle est :

$$W = \frac{1}{2} \tau_m \cdot \gamma_c \quad (26)$$

Et le rapport d'amortissement est :

$$D = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W_h + \Delta W_{MC}}{W} \quad (27)$$

Après avoir remplacé les équations. (24) et (25) dans l'équation (27), nous obtenons avec quelques manipulations,

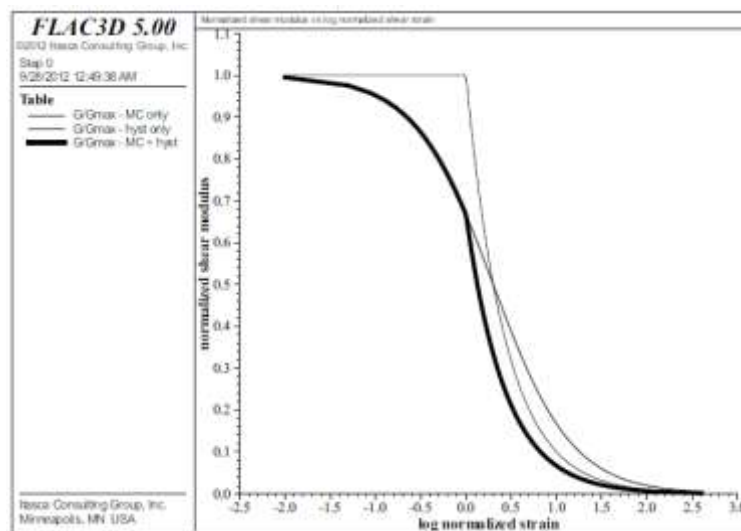
$$D = \frac{2}{\pi} \left\{ 2 \frac{1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}}}{\left( \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right)^2} \left[ \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} - \ln \left( 1 + \frac{\gamma_m}{\gamma_{ref}} \right) \right] - 1 \right\} \frac{1}{\frac{\gamma_c}{\gamma_{ref}}} + \frac{2}{\pi} \cdot \frac{(\gamma_c - \gamma_m)}{\gamma_c} \quad (28)$$

La dissipation d'énergie pour les trois cas d'amortissement est comparée en appliquant les équations de  $G/G_{max}$  and  $D$  sur une plage de déformation cyclique.

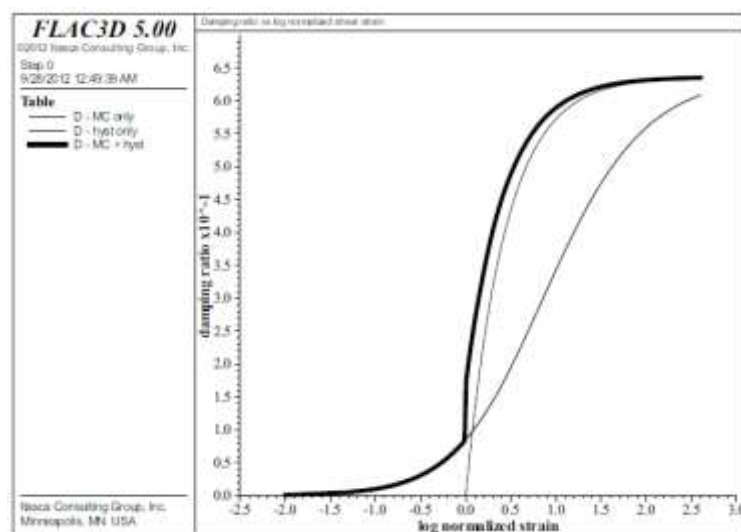
Les résultats pour  $G/G_{max}$  versus  $\log \gamma_c / \gamma_m$ , basés sur les équations. (2), (8), (21) et (22). Les résultats pour  $D$  versus  $\log \gamma_c / \gamma_m$ , basés sur les équations. (7), (16) et (28) sont tracés à la figure (4), et la figure (5).

L'inclusion de l'amortissement hystérétique réduit le module de cisaillement à partir de la valeur initiale de  $G_{max}$ , et augmente le rapport d'amortissement (par rapport à la réponse élastique uniquement).

Le taux d'amortissement augmente de façon monotone avec l'amplitude de la contrainte de cisaillement et approche la valeur asymptotique de  $\pi/2$  pour les trois cas.



**Fig.4 :** Module de cisaillement normalisé en fonction de cisaillement normalisé pour trois cas d'amortissement



**Fig.5 :** Rapport d'amortissement en fonction du cisaillement normalisé pour trois cas d'amortissement