Université de Lille

Ecole doctorale Sciences de l'Ingénierie et des Systèmes - EDENGSYS

Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement - LGCgE

Thèse

Pour l'obtention du grade de

Docteur de l'Université de Lille

Discipline : Génie Civil

Par

Rim TRAD

Étude du comportement des revêtements de tunnels creusés au tunnelier : Modélisation numérique du contact entre voussoirs

Numerical analyses of segmental tunnel lining: the behavior of segment joints

Soutenue le 20 Décembre 2021

Devant le jury composé de :

Mme. PANTET Anne	Université de havre	Rapporteur
M. AL HEIB Marwan	Institut national de l'environnement industriel et des risques	Rapporteur
M. SHAHROUR Isam	Université de Lille	Président de jury
Mme. SALIBA Jacqueline	Université de Bordeaux	Examinateur
M. BIAN Hanbing	Université de Lille	Codirecteur
M. MROUEH Hussein	Université de Lille	Directeur

Je dédie cette thèse

À mon Dieu, créateur pour cette faveur qu'Il a bien voulu m'accorder. Je lui donne toute la Gloire et toute la Louange

À ma grand-mère, mon grand-père, merci pour votre encouragement, votre soutien, vos prières et surtout pour votre amour inconditionnel

À ma mère, une femme aussi adorable et forte que toi je n'en connais pas, tu as consacré toute ta vie pour nous, tu m'as toujours poussé et motivé durant tous les périodes de ma vie, et à aucun moment tu n'as cessé de me couvrir de ta tendresse, merci ma belle et je t'aime très fort

À l'âme de mon cher père qui m'a quitté beaucoup trop tôt... Je n'oublierai jamais tes sacrifices et tes encouragements, je suis juste très fière d'être ta fille. Je t'aime et tu es toujours dans mon cœur

Aux personnes uniques du monde, ma sœur Roa, et mes frères Ahmad et Adel, merci pour votre support fantastique et inconditionnel, mon amour pour vous est sans limite

À mon amour, mon mari, merci de tout mon cœur pour ton soutien, ta tendresse, tes encouragements et ta patience, tout au long de la réalisation de ce mémoire de thèse, je t'aime mon homme

À mon oxygène, mon cœur, mon fils Mohammad, merci à ta naissance qui a illuminé ma vie, je t'adore maman et je serai toujours là pour toi

À mes amies, mes sœurs, Zahraa, Mariam, Fatima, Nour et la femme de mon frère Fatima, merci pour votre écoute, votre gentillesse et votre amour, je remercie Dieu qu'on s'est connue

Nous avancerons toujours ensemble !

Remerciement

Je tiens à remercier tout d'abord, Pr. Isam SHAHROUR de me faire l'honneur de présider le jury. Je remercie également les membres de jury de m'avoir fait l'honneur d'accepter d'évaluer mon travail de mémoire. Cette version finale a bénéficié de votre lecture très attentive et de vos remarques précieuses, j'ai également été honoré de votre participation à mon jury de soutenance.

Je voudrais remercier tout particulièrement Pr. Hussein MROUEH qui m'a dirigé tout au long de ces trois années de thèse. Il a toujours été disponible, à l'écoute de mes nombreuses questions, et s'est toujours intéressé à l'avancée de mes travaux. Les nombreuses discussions que nous avons eues ainsi que ses conseils sont pour beaucoup dans le résultat final de ce travail. Sa capacité d'analyse et son enthousiasme m'ont montré que le monde de la recherche pouvait être un univers passionnant. Pour tout cela merci.

Je remercie Dr. Hanbing BIAN d'avoir co-encadré ce travail de thèse. Merci pour son disponibilité, persévérance, sa capacité d'analyse des problèmes et ses très nombreuses connaissances m'ont permis de progresser et ont répondu à plusieurs de mes préoccupations.

Je remercie tous les thésards du laboratoire pour la bonne ambiance de travail mais également pour les nombreux bons moments passés ensembles. Je remercie également les autres membres du laboratoire, notamment ceux avec qui j'ai eu l'occasion de travailler et les autres simplement pour les bons moments partagés.

Résumé

Le creusement des tunnels en milieu urbain a connu un essor considérable ces dernières décennies, avec des projets de plus en plus ambitieux. L'un des enjeux majeurs des ingénieurs et d'assurer à la fois la sécurité des travaux de construction et celle des avoisinants, souvent dans un contexte de plus en plus complexe. Dans ce cadre-là, les ingénieurs cherchent à améliorer leur modèle de calcul de l'ouvrage souterrain, qui en plus de l'aspect tridimensionnel et fortement non linéaire, doit prendre en compte le comportement des éléments de l'ouvrage de soutènement, constitué principalement de voussoirs formant l'anneau des tunnels par assemblage mécanique en eux. Dans certaines configurations, la connaissance du comportement des liaisons entre voussoirs est primordiale, car elle peut influencer de manière substantielle les méthodes de calcul.

Le cadre de cette thèse s'inscrit dans cet objectif de mieux comprendre le comportement des voussoirs et de leur liaison au sein d'un anneau, appelés joints, et de proposer des améliorations aux outils de calcul des soutènements des tunnels.

Le premier objectif de ce travail est d'évaluer la fiabilité des approches existantes dans la littérature sur l'influence de la présence des joints dans la structure d'un tunnel. Le deuxième objectif est de proposer une modélisation numérique pratique du joint avec une loi de comportement tenant compte de toutes les non-linéarités des paramètres matérielles et géométriques qui influent sur le comportement du joint.

Une étude comparative numérique des différentes méthodes existantes dans la littérature est d'abord abordée. Sur la base de données issues de la littérature, il est noté que les différentes méthodes fonctionnent mais à condition de pouvoir les calibrer à des données de chantier parfois indisponibles. Une limitation des méthodes existantes est donc observée, d'où la nécessité de décrire le comportement du joint de la manière la plus pertinente en fonction de la géométrie et des caractéristiques des joints.

Le deuxième objectif de la thèse est de proposer un modèle de calcul par élément fini tridimensionnel capable de prendre en compte le comportement local complexe des joints à travers une approche globale, sur la base d'essais de flexion quatre points de deux voussoirs et d'un joint longitudinal. Une étude paramétrique est appliquée sur cette simulation pour étudier l'influence des paramètres reliés aux non-linéarités matérielles et à la géométrie de l'interface

sur le comportement du joint. Une loi de comportement du joint longitudinal (Moment en fonction de rotation) non-linéaire est proposée et validée avec les essais expérimentaux. Les calculs sont également étendus au comportement non linéaire du béton, avec la prise en compte de la plasticité et l'endommagement du béton.

La dernière partie vise à fournir une approche pratique pour modéliser le macroélément du joint longitudinal par éléments finis unidimensionnels. Cette méthode simplifiée est capable de prendre en compte le comportement local complexe (prise en compte de toutes les non-linéarités des paramètres matérielles et géométriques qui influent sur le comportement du joint : Nombre de boulons, épaisseur de voussoir, chargement, l'endommagement, résistance de joint...) par une approche globale. La fiabilité du modèle proposée a été confirmée par de bonnes correspondances entre les résultats obtenus par simulation et le comportement observé des essais expérimentaux

Abstract

Tunneling in urban areas has grown considerably in recent decades, with increasingly ambitious projects. One of the major challenges for engineers is to ensure both safety during the construction work and its surrounding in an increasingly complex context. Engineers seek to improve their calculation models of the underground structure, beyond the three-dimensional and highly non-linear aspects, most take into account the behavior of the support structure elements, which mainly consist of segments forming the ring of the tunnels by mechanical assembly within them. In certain cases, knowing the detailed behavior of the joints connecting the segments is essential, as it can substantially influence the calculation methods.

The framework of this thesis is in line with the objective of better understanding and proposing improvements to the calculation tools for tunnel lining with segmental rings.

The first objective of this work is to evaluate the reliability of existing approaches in the current literature with regards to the influence of joints in the tunnel structure. The second objective is to propose practical numerical modeling for the joint with a behavioral law that takes into account all the non-linearities of the material and geometrical parameters that influence the joint behavior.

A comparative numerical study of the existing methods is done and introduced in the literature review. Based on the data gathered from the study, it has been noted that the different methods generally work well, but on condition that they can be calibrated to data which is sometimes unavailable. Therefore, a limitation of the existing methods is observed, hence the need to describe the joint behavior in the most relevant way according to geometry and joint characteristics.

The second objective is to propose a three-dimensional finite element model capable of taking into account the complex local behavior of the joints through a global approach, based on four-point bending tests of two segments and a longitudinal joint. A parametric study has been done on this model to study the influence of parameters related to material non-linearities and interface geometry on the joint behavior. A non-linear longitudinal joint behavior law (Moment versus rotation) is proposed and validated with experimental tests. The calculations are also extended to the non-linear behavior of concrete, taking into account the plasticity and damage on the concrete.

The last part aims at providing a practical approach to model the longitudinal joint macro-element by one-dimensional finite element. This simplified method takes into account the complex local behavior, including the non-linearities of the material and geometrical parameters that influence the joint behavior (number of bolts, the thickness of the segment, loading, damage and joint resistance...) through a global approach. The reliability of the proposed model was confirmed by good correspondence between the simulation results experimental tests.

Table des matières

Je dédie cette thèse 2
Remerciement 3
Résumé 4
Abstract 6
Table des matières 8
Liste des figures 12
Liste des tableaux 16
Introduction générale 17
PARTIE I 22
Étude bibliographique 22
Chapitre 1 23
État de l'art 23
1.1 Introduction 24
1.2 Les différentes composantes de revêtement par voussoirs préfabriqué 25
1.2.1 Le voussoir 25
1.2.2 Joints 26
1.2.3 Joint d'étanchéité et boulons 26
1.3 Influence du joint 27
1.3.1 Méthodes analytiques 28
1.3.1.1 Méthode indirecte 29
1.3.1.2 Méthode directe 34
1.3.2 Méthodes numériques 2D 40
1.3.3 Méthodes numériques 3D 43
1.3.4 Méthode de réaction hyperstatique 47
1.3.4.1 Définition 47
1.3.4.2 Loi de comportement de l'interaction sol-structure 48
1.3.4.3 Pris en compte du joint 50
1.3.5 Méthode expérimentale 50
1.4 Conclusion 65
Chapitre 2 67
Étude comparative des méthodes existantes 67
2.1 Introduction 68
2.2 Description du projet expérimental 68

2.3 Application des méthodes 70
2.3.1 Méthode indirecte 71
2.3.2 Méthode directe 72
2.3.3 Méthode hyperstatique 74
2.3.3.1 Influence de type de ressort 74
2.3.3.2 Modélisation de l'ISS 76
2.3.3.3 Influence de la rigidité du joint 77
2.3.3.4 Modélisation du joint 79
2.4 Influence de nombre du joint 80
2.5 Résultats 82
2.5.1 Comparaison des méthodes 82
2.5.1.1 Variation du moment fléchissant 82
2.5.1.2 Variation de la convergence 84
2.5.2 Étude paramétrique de nombre de joint 86
2.6 Conclusion 88
PARTIE II 89
Comportement tridimensionnel d'un joint de voussoir 89
Chapitre 3 90
Modélisation du joint de voussoir 90
3.1 Introduction 91
3.2 Étude expérimentale 91
3.2.1 Modèle expérimental de référence 91
3.2.2 Configuration d'essai 93
3.2.3 Monitoring et programme de charge 95
3.2.4 Loi de comportement de joint 97
3.3 Modélisation élément fini tridimensionnel 99
3.3.1 Détail du modèle 99
3.3.1.1 Géométrie 99
3.3.1.2 Propriété des matériaux et maillage 99
3.3.1.3 Cas de charge et les conditions aux limites 100
3.3.2 Modélisation de l'interface 101
3.3.2.1 Propriété de contact 101
3.3.2.2 Modélisation des boulons 103
3.4 Étude paramétrique 104
3.4.1 Influence de l'effort axial 104
3.4.2 Influence de joint d'étanchéité 106

3.4.3 Inertie du voussoir 107
3.4.4 Nombre de boulons 108
3.4.5 Section du boulon 110
3.5 Conclusion 110
Chapitre 4 112
Macroélément du joint longitudinal 112
4.1 Introduction 113
4.2 Principe du modèle CDP 113
4.3 Modélisation du béton : Modèle de béton CDP (Concrete Damaged Plasticity) 116
4.3.1 Comportement uni-axial typique du béton : compression et traction 116
4.3.1.1 Modèle numérique de comportement du béton en compression 119
4.3.1.2 Modèle numérique de comportement du béton en traction 120
4.3.1.3 Réponse cyclique uni-axiale 120
4.3.2 Critère de Plasticité 123
Paramètre Kc 125
Paramètre f 128
4.3.3 Règle d'écoulement 128
L'angle de dilatance ψ 129
L'excentricité ε 129
La viscosité μ 130
4.3.4 Identification des paramètres du modèle CDP 131
4.3.4.1 Paramètre de plasticité 132
4.3.4.2 Paramètre d'endommagement 133
4.4 Résultats 134
4.4.1 Ouverture du joint 134
4.4.2 Fissuration 135
4.4.3 Contraintes dans les boulons 136
4.5 Validation expérimentale / modélisation 137
4.6 Loi de réaction du joint (M-θ) 139
4.7 Étude paramétrique 140
4.7.1 Influence des paramètres de plasticité 140
4.7.1.1 Influence de l'angle de dilatance 141
4.7.1.2 Influence du paramètre Kc 142
4.7.1.3 Influence de la viscosité 143
4.7.2 Influence de la résistance du béton 144
4.8 Développement d'un outil d'ingénierie pratique pour le dimensionnement du voussoir 146

4.8.1 Procédure de calcul de l'approche 1D-MEF 147
4.8.2 Résultats 148
4.9 Conclusion 150
Conclusion générale et perspectives 152
Références 156

Liste des figures

Figure 1.1 : Nomenclature de revêtement du tunnel segmentaire (Toan 2006)..... 24
Figure 1.2: Détail de voussoir (Tawab 2009)..... 25
Figure 1.3: Joint longitudinal et circonférentiel (Han et al. 2018)..... 26
Figure 1.4: Boulon et joint d'étanchéité (Tawab 2009) 27
Figure 1.5: les modèles structurels pour le revêtement de tunnel segmental (Koyama 2003). 28
Figure 1.6 : la variation de rapport de rigidité effectif η en fonction de rapport de rigidité à l'échelle logarithmique log(λ), pour différentes résistances du sol Ks (Lee et al. 2001a)..... 32
Figure 1.7 : (a) Schéma de l'angle βi; (b) rapport de rigidité en flexion effectif η en fonction du rapport de rigidité du joint λ (Blom 2002)..... 34
Figure 1.8: coupe transversale du joint longitudinal; b) relation M-θ dans la méthode de joint de Janssen (1983). 35
Figure 1.9 : Schéma d'un type de tunnel à revêtement segmentaire (Lee et al. 2001b) (Avec : p1 est la pression verticale du sol au repos, p2 est la pression de réaction au-dessous du revêtement, p3 est la pression latérale totale exercée au niveau du sommet du revêtement de tunnel, p4 est la pression de terre latérale supplémentaire générée au niveau du radier du tunnel, p5 est le poids propre du revêtement du tunnel et p6 est la pression de résistance du sol)..... 37
Figure 1.10 : Diagramme de moment pour différentes valeurs de rigidité de joint (Lee et al. 2001b) 37
Figure 1.11: Variation de la force axiale pour différentes valeurs de rigidité de joint (Lee et al. 2001b)..... 38
Figure 1.12: Rapport de moment de flexion R_m pour différents coefficients de résistance du sol sous différents rapports de rigidité λ..... 38
Figure 1.13: Détail du schéma statique adopté par Blom (2002)..... 39
Figure 1.14: Chargement divisé en une charge uniforme et une charge d'ovalisation ($\sigma_{r,top}$ = contrainte radiale au sommet de tunnel; $\sigma_{r,side}$ = contrainte radiale au côté droite et gauche de tunnel)..... 40
Figure 1.15: Variation du moment de flexion maximal avec (a) Nombre ; et (b) Orientation des joints 41
Figure 1.16: Variation du moment de flexion maximal (orientation du joint la plus critique) avec (a) la valeur K0 ; (b) profondeur du tunnel (Hefny et al. 2006)..... 42
Figure 1.17 Schéma de joints adopté dans le modèle numérique 3D (Do el al. 2014). 43
Figure 1.18: Coupe transversale du modèle de voussoir (Teachavorasinskun et al. 2010)..... 44
Figure 1.19: variation de moment maximum de flexion en fonction de l'orientation de joint selon différents nombres de joint 44
Figure 1.20 : les courbes des rapports de moments de flexion maximale en fonction de la rigidité angulaire du joint, $K_{RO.}$ Valeur de moment (a) supérieur, (b) inférieure. 45
Figure 1.21: Moment fléchissant circonférentiel pour Es = 25 MPa, K0 = 0,5 pour le système couplé (efforts de vérin = 40 MN) (a) et non couplé (b) (Arnau et al. 2012) 46
Figure 1.22: Représentation du moment fléchissant circonférentiel de l'anneau central pour Es = 50 MPa et K0 = 0,4 pour le système couplé (effort de vérin = 24 MN) et pour l'anneau isolé (Arnau et al. 2012)..... 46
Figure 1.23: Joints segmentaires sous forme de liaison entre les éléments de coque..... 47
Figure 1.24: Schéma de calcul des structures de l'interaction sol-structure avec la méthode de réaction hyperstatique. Avec, kn : rigidité normale ; ks : raideur tangentielle ; R : rayon du tunnel ; EJ et EA : Rigidité de flexion et normale de la structure (Do el al. 2014). 48

Figure 1.25: Variation de la pression de réaction de sol et le déplacement (Do et al. 2014) *49*
Figure 1.26: Schéma de la configuration de test (Hordijk et al. 1996) *51*
Figure 1.27: Résultats de tests de Hordijk et al. (1996) comparés à Janssen (1983). *52*
Figure 1.28: Configuration de l'essai à l'aide de blocs de béton (Cavalaro et al. 2011). *52*
Figure 1.29: Courbe contrainte-déformation obtenue pour la troisième étape de chargement (Cavalaro et al. 2011) *53*
Figure 1.30: (a) Élévation, (b) vue en plan et (c) vue générale de la presse, dans la configuration de l'essai sous contrainte couplée. *53*
Figure 1.31: Courbes de contrainte-déplacement tangentielles de la ligne 9 à Barcelone : (a) Caoutchouc, (b) bitume (Cavalaro et al. 2011). *54*
Figure 1.32: Courbes contrainte-déplacement tangentielles dans la situation sans couche de contact direct (Cavalaro et al. 2011) *55*
Figure 1.33: Schéma de l'essai de flexion du joint longitudinal (Li et al. 2015). *56*
Figure 1.34: Différentes états de contrainte sous moment positif lors des phases de chargement (Li et al. 2015) *57*
Figure 1.35: Différentes états de contrainte sous moment négatif lors des phases de chargement (Li et al. 2015). *58*
Figure 1.36: Développement de l'ouverture de joint sous (a) moment positif, (b) moment négatif (Li et al. 2015) *59*
Figure 1.37: Développement de l'ouverture de l'articulation avec (a) moment positif et (b) moment négatif (Li et al. 2015) *59*
Figure 1.38: Géométrie des joints de tunnel (unité : mm): [i : sous rivière JR, ii : sous 30m de la surface de sol JL], (a) Section du joint, (b) Disposition des jauges de contrainte pour les joints, (c) montage pour le joint (Jin et al. 2017) *61*
Figure 1.39 :Courbes M – θ des joints segmentaires : (a) sous moment de flexion positif, (b) sous moment de flexion négatif *62*
Figure 1.40: Modèles pour les surfaces de contact au niveau de l'articulation segmentaire. *63*
Figure 1.41: Courbes M – θ des simulations du modèle FE et des essais expérimentaux. *63*
Figure 1.42: Essai de compression-flexion (Zuo et al. 2018). *64*
Figure 1.43: Relation entre l'ouverture du joint et le moment de flexion sous différentes forces axiales (Zuo et al. 2018). *64*
Figure 1.44: Relation entre la contrainte du boulon et la force interne. *65*
Figure 2.1 : Coupe transversale de la structure de l'anneau *69*
Figure 2.2 : Modèle de demi-anneau *69*
Figure 2.3 : Modèle mécanique simplifié des tests (Huang 2019) *70*
Figure 2.4 : Modèle indirecte *72*
Figure 2.5 : Modèle directe *72*
Figure 2.6: Loi de comportement de joint, a : Élastique, b : EPP *73*
Figure 2.7: Modélisation des méthodes directe et indirecte sur Robot *73*
Figure 2.8 : les types de ressorts tangentiel et normal dans la méthode MRH (Do el al. 2014) *74*
Figure 2.9 : Distribution des ressorts (Du 2019), (a) : ressorts tangentiel et normal ; (b) : ressort normal. *75*
Figure 2.10 : variation de moment fléchissant ; (b) : variation de force normal ; en pris en compte les ressorts normal et tangentiel (Du 2019) *75*
Figure 2.11 : Modélisation ISS sur Robot *76*
Figure 2.12 : Variation de la convergence tout autour de demi-anneau en variant la rigidité du joint *78*
Figure 2.13 : Modélisation du joint MRH sur Robot *79*

Figure 2.14: Application de la méthode des réactions hyperstatiques « MRH »..... 80
Figure 2.15 : Illustration des cas favorables et critiques d'un revêtement de tunnel par voussoirs en référence au nombre et à la position des joints (Do et al. 2014)..... 81
Figure 2.16 (a) : Sans joint, (b) : 4 joints, (c) : 6 joints, (d) : 8 joints. 81
Figure 2.17 : Distribution de moments typiques agissant sur un revêtement de tunnel (Mashimo et al. 2002)..... 83
Figure 2.18 : Variation de moment fléchissant pour différentes méthodes 84
Figure 2.19 : Convergence de tunnel (Do et al. 2014)..... 84
Figure 2.20 : Distribution de la convergence pour les différentes méthodes. 86
Figure 2.21 : Moment fléchissant pour différent nombre de joint 87
Figure 2.22 : Variation de déplacement en fonction de rigidité de rotation de joint pour différents nombres de joints 88
Figure 3.1 : Modèles mécaniques conceptuels de différentes installations d'essai pour déterminer le comportement structurel des joints des tunnels à revêtement par voussoirs préfabriqués :(a) flexion quatre points ; (b) chargement excentrique……92
Figure 3.2 : Installation et montage des essais à grande échelle. (a) Installation TJGPJ2000 à l'Université de Tongji, Shanghai, Chine d'après Ding et al. (2013) et Jin et al. (2017), (b) Assemblage des éprouvettes d'après Jin et al. (2017) 93
Figure 3.3 : Géométrie et disposition de (modifié de Jin et al. (2017)) (a) Vue de dessous (côté intérieur) du joint longitudinal boulonné reliant deux voussoirs. (b) Détails de l'assemblage boulonné (c) Coupe transversale (A-A) du joint. 95
Figure 3.4 : (a) Configuration du test de flexion positif. (b) Distribution schématique des forces pour le calcul du moment fléchissant (M) à partir du poids du segment (W) et de la résultante des forces verticales sur un segment (P) (Modifié par Andreotti et al. (2020)..... 97
Figure 3.5 : Programme de charge..... 97
Figure 3.6 : Courbes $M-\theta$ des joints de voussoirs sous moment fléchissant positif (Jin et al. 2017). 98
Figure 3.7 : Modèle EF essai de flexion quatre points. 99
Figure 3.8: Maillage du modèle..... 100
Figure 3.9: chargement et conditions aux limites. 101
Figure 3.10: Comportement normal du joint..... 102
Figure 3.11 : la relation contrainte-ouverture de contact parfait (ABAQUS 2013). 102
Figure 3.12 : Comportement tangentiel de l'interface. 102
Figure 3.13 : modèle de frottement de Coulomb (Abaqus 2013). 103
Figure 3.14 : comportement mécanique du joint longitudinal (Yan et al. 2017). 103
Figure 3.15 : Modélisation et comportement du boulon. 104
Figure 3.16 : Application de l'effort axial. 105
Figure 3.17 : Comportement de la rotation joint pour différentes effort horizontale. 105
Figure 3.18 : Étude paramétrique sur le coefficient de frottement 107
Figure 3.19: Variation de l'épaisseur du voussoir..... 108
Figure 3.20 : Étude paramétrique de l'épaisseur du voussoir..... 108
Figure 3.21 : Variation de nombre de boulons : (a) quatre boulons, (b) : six boulons..... 109
Figure 3.22 : Étude paramétrique le nombre de boulons..... 108
Figure 3.23 : Section de boulon..... 110
Figure 3.24: Comportement du joint en variant la section du boulon 110
Figure 4.1 : Pente de déchargement, réponses schématiques expérimentales, des modèles d'endommagement et des modèles de plasticité (Nana 2017)…… 115

Figure 4.2 : Comportement uni-axial du béton ; (a) en compression avec illustration des déformations plastiques et inélastiques ; (b) en traction avec illustration des déformations plastiques et de fissurations. Source : Dassault Systèmes (2018)…… 118
Figure 4.3 : Relation contrainte-déformation en compression Hsu et al. (1994)…… 119
Figure 4.4 : Cycle de charge uni-axiale (traction-compression-traction) avec, wc et wt sont les facteurs de reprise de rigidité en compression et en traction respectivement, dt est la variable d'endommagement en traction, $E0$ est la rigidité élastique initiale, $\sigma t0$ est la valeur de la limite élastique initiale en traction (Abaqus)…… 122
Figure 4.5 : (a) Surface de charge dans le plan déviatorique pour $Kc = 23$ (modèle CDP) et $Kc = 1$ (critère de Drucker-Prager) ; (b) Surface de charge dans le plan des contraintes (CDP), (c) Surface de limite Drucker-Prager (Kmiecik et al. 2011)…… 127
Figure 4.6 : Étude paramétrique de Kc (Genikomsou et al. 2015)…… 127
Figure 4.7 : Illustration de la fonction potentielle plastique par rapport à une surface de charge repris de Pankaj (2010)…… 129
Figure 4.8 : Fonction potentiel plastique dans le plan méridien p-q : Illustration de l'excentricité et de l'angle de dilatance (Abaqus 2013)…… 130
Figure 4.9 : Essai de compression uni-axial réalisé sur du béton 35 MPa…… 134
Figure 4.10 : Essai de traction uni-axial réalisé sur du béton 35 MPa…… 134
Figure 4.11 : COPEN, ouverture du joint entre les deux voussoirs…… 135
Figure 4.12 : Schémas de fissuration…… 136
Figure 4.13 : Les contraintes dans les boulons…… 137
Figure 4.14 : Loi de comportement du joint développée…… 139
Figure 4.15 : Loi de réaction du joint (M-θ)…… 140
Figure 4.16 : Étude paramétrique de l'angle de dilatance ψ…… .141
Figure 4.17 : Étude paramétrique de l'angle de dilatance (Genikomsou et al. 2015)…… 142
Figure 4.18 : Étude paramétrique du paramètre Kc…… 143
Figure 4.19 : Étude paramétrique de la viscosité μ…… 144
Figure 4.20 : Étude paramétrique de la résistance en compression…… 145
Figure 4.21: Étude paramétrique de macroélément…… 146
Figure 4.22: Modélisation de la méthode proposée dans Robot 1D…… 148
Figure 4.23 : Variation de moment fléchissant pour les méthodes DNL et Macroélément…… 148
Figure 4.24 : (a) accentuation des sollicitations sur les joints, (b) Variation de moment fléchissant pour les méthodes DNL et Macroélément……149
Figure 4.25 : Distribution de convergence selon la méthode proposée……150
Figure 4.26 : (a) accentuation des sollicitations sur les joints, (b) Distribution de convergence selon la méthode proposée……150

Liste des tableaux

Tableau 1.1: Principaux facteurs affectant le rapport de rigidité effective η (Lee & Gee 2001) *31*
Tableau 1.2: Comparaison des valeurs η utilisées par Lee et al. (2001a), par Liu et al. (1991) et la méthode Wood (1975)..... *33*
Tableau 1.3 : Modèle de joint de Janssen (1983). *36*
Tableau 1.4: Coefficient de résistance du sol Ks pour un tunnel urbain typique (diamètre compris entre 3 et 11 m) dans différentes conditions de sol (Liu et al. 1997)..... *37*
Tableau 1.5: Détails du cas de référence (Do el al. 2014). *43*
Tableau 2.1 : caractéristiques du béton C60……*69*
Tableau 2.2: symboles des charges..... *70*
Tableau 2.3 : Les caractéristiques du modèle implémenté..... *71*
Tableau 2.4 : Les propriétés du sol..... *76*
Tableau 2.5 : Variation de rigidité rotationnelle du joint avec un sol MRH..... *77*
Tableau 3.1 : Les propriétés des matériaux……*100*
Tableau 4.1: Les paramètres de plasticité……*133*
Tableau 4.2 : Caractéristiques des différentes classes de béton...... *145*
Tableau 4.3 : Contrainte maximale et limite des boulons. *137*

Introduction générale

La construction des tunnels et ouvrages souterrains de transport a connu un regain important ces dernières années avec l'accroissement continu de la démographie et le besoin d'adaptation des infrastructures. On peut citer en France les chantiers du Grand Paris Express ou dans les grandes mégalopoles de l'onde les besoins d'infrastructures souterraines pour le transport des eaux usées. L'un des enjeux associés à cela est l'amélioration constante des modèles de calcul et de dimensionnement de ces ouvrages souterrains. Dans le cas des tunnels, notamment creusés aux tunneliers modernes équipés de boucliers à front pressurisés, le dimensionnement du soutènement assuré par des anneaux disposés par la machine de creusement au fur et à mesure de son avancée et constituant le revêtement définitif de l'ouvrage est le problème majeur pour les ingénieurs géotechniciens. La problématique majeure du calcul du soutènement est la constitution même du revêtement : des anneaux obtenus par assemblage d'éléments préfabriqués appelés voussoirs, les anneaux étant également assemblés entre eux-mêmes. Au niveau des assemblages, des « discontinuités » interviennent, notés joints longitudinaux et circonférentiels, et leur prise en compte dans les modèles de calcul demeure un aspect scientifique non encore parfaitement maitrisé. Ce problème est d'autant plus crucial dans le cas des ouvrages de grands diamètres, et des ouvrages réalisés pour le transport d'eaux usées où peuvent intervenir des phénomènes de dégradation structurels à long terme liés à des réactions d'origine chimique qui dégradent le béton au niveau des « points singuliers » de l'anneau que constituent ces joints.

L'objectif de cette thèse est de renforcer la connaissance du comportement mécanique des joints des voussoirs en vue d'améliorer les modèles de calcul de la structure complète, l'anneau vue comme structure tridimensionnelle. Il s'agit de développer une méthode simplifiée unidimensionnelle capable de prendre en compte le comportement local complexe (prise en compte de toutes les non-linéarités des paramètres matérielles et géométriques qui influent sur le comportement du joint : Nombre de boulons, épaisseur de voussoir, joint d'étanchéité, chargement, l'endommagement, résistance de joint...) par une approche globale.

En se basant sur les travaux antérieurs, cette thèse propose la démarche suivante :

- Évaluer la fiabilité des approches proposées dans la littérature sur l'influence de la présence des joints dans la structure d'un tunnel.

- Introduire une loi de comportement du joint en basant sur une modélisation numérique pratique de l'interface entre deux voussoirs en introduisant la plasticité et l'endommagement au niveau du béton.

Afin d'atteindre ces objectifs, cette thèse est divisée en quatre chapitres décomposés en deux parties. La première partie présente un état de l'art et la deuxième partie vise à étudier le comportement du joint d'un revêtement de tunnel constitué de voussoirs préfabriqués. Le contenu des chapitres est expliqué ci-dessous pour donner un aperçu de la structure de cette thèse :

Le chapitre 1 introduit une description du comportement des joints longitudinaux et circonférentiels à travers une revue de plusieurs méthodes analytiques, numériques et essais expérimentaux réalisés dans la littérature jusqu'à présent. D'abord, une définition générale des différents composants de revêtement par voussoir préfabriqué est établie ; ensuite, les approches qui étudient l'influence de joint seront présentées d'une manière détaillée. Commençant par l'approche analytique qui se décompose de deux méthodes directe et indirecte. L'effet des joints est généralement pris en compte d'une façon indirecte par une rigidité réduite de la structure du tunnel qui permet juste d'optimiser le dimensionnement du revêtement ; où les joints segmentaires sont définit d'une manière directe à la structure du revêtement de tunnel. Les différentes équations, avantages et inconvénients de ces méthodes seront détaillés dans ce chapitre. D'autres auteurs, ont proposé des modèles numériques en 2D (simplifié et non simplifié) et 3D (plus sophistiqués) ou des méthodes des réactions hyperstatiques, simulant par éléments fini les constituants du joint (des voussoirs, des boulons, des joints d'étanchéité...) ainsi que le sol. Ces modélisations sont très lourdes, et complexes. En outre, des essais expérimentaux réalisés jusqu'à présent sur différentes technologies de joint seront montrés, représentant le point de départ de la recherche qui permet de focaliser les facteurs déterminants de la réponse structurelle du joint.

Le chapitre 2 présente une étude comparative des différentes méthodes existantes dans la littérature : directe, indirecte et hyperstatique, appliquées sur un modèle élément fini créé par le logiciel Robot Autodesk. Cette étude porte sur le cas pratique d'un tunnel de transport d'eau présenté par Huang et al. (2019), dans le cadre du projet de l'Université de Tongji. Dans le modèle réalisé, outre les pressions externes normales de l'eau et du sol, le tunnel subit également des pressions hydrostatiques internes, des essais de chargement à un seul anneau seront réalisés pour évaluer l'influence de la prise en compte du joint selon chaque méthode.

La façon d'application de chaque méthode dans le modèle simulé sera détaillée dans ce chapitre. Les résultats exploités, seront comparés avec les résultats expérimentaux obtenus (Huang et al. 2019) en termes de moment fléchissant et de convergence. Une étude paramétrique sur le nombre de joint sera mise en place, ainsi que sur la rigidité rotationnelle de joint. Sur la base des résultats, il est remarquable que les différentes méthodes fonctionnent mais à condition de calibration. Si non, ces méthodes donnent des résultats assez aléatoires. D'où la nécessité de proposer une méthode simplifiée capable de prendre en compte le comportement local complexe des joints à travers d'une approche globale avec des paramètres globalisés, sans traiter d'un calcul complexe en trois dimensions et non linéaire.

Une étude de comportement du joint est proposée dans **le chapitre 3** pour mieux comprendre le fonctionnement à l'échelle d'un joint et décrire son comportement de la manière la plus pertinente en fonction de la géométrie et des caractéristiques des joints. Un modèle élément fini tridimensionnel est créé avec le logiciel Abaqus en se basant sur un protocole expérimental issu de Jin et al. (2017). Le modèle représente un essai de flexion quatre points soumis à des moments de flexion positifs, et composé de deux voussoirs en béton, et d'un joint longitudinal incluant des boulons. Une étude paramétrique sera réalisée sur cette simulation 3D pour initier l'influence de quelque paramètre relié à la géométrie de l'interface sur la loi de comportement du joint longitudinal (Moment en fonction de la rotation). Tout d'abord, une étude paramétrique sur les efforts axiaux sera appliquée pour regarder son influence sur le comportement du joint. En plus, les paramètres de la géométrie et mécaniques de l'interface tels que : l'inertie du voussoir, le nombre, la section du boulon et le joint d'étanchéité seront étudiés pour visualiser leur efficacité sur le comportement du joint longitudinal. Tous les paramètres qui influent sur le comportement du joint seront considérés comme des bases de données à intégrer dans la loi locale du modèle de macroélément.

Pour une certaine forme et épaisseur de revêtement donnée, la configuration du joint est le principal facteur qui affecte la rigidité globale du revêtement et ses déformations. Le joint longitudinal est également la partie la plus critique, car la rupture du revêtement est initiée par l'endommagement du béton, ce qui provoque des fuites d'eau et d'autres endommagements préjudiciables, le dernier **chapitre 4,** élabore la problématique d'endommagement du béton. En basant sur le modèle élément fini de flexion quatre point appliqué sur les deux voussoirs et le joint longitudinal, crée dans le chapitre 3 par Abaqus, le modèle sera complexifié en tenant en compte cette fois l'endommagement du béton afin d'étudier le comportement du joint sur le mécanisme de dégradation du béton. Le comportement mécanique du béton sera simulé en

utilisant le modèle élastoplastique avec l'endommagement et connu sur le nom CDP (Concrete Damaged Plasticity) implémenté dans le modèle Abaqus en se basant sur la théorie plastique endommageable, le principe de ce modèle sera détaillé dans le chapitre. En outre, une étude paramétrique sera appliquée pour analyser l'influence des paramètres de plasticité ainsi que celles de l'endommagement sur le comportement de joint longitudinal. Tous les paramètres qui influent seront considérés comme des bases de données à intégrer dans la loi locale du modèle de macroélément. En conséquence, une loi de comportement (Moment - rotation) au niveau du joint qui dépend de tous ces paramètres influents sera introduite et comparé avec la relation non linéaire obtenue à l'expérimentation.

Finalement, une approche pratique par élément fini unidimensionnelle sera proposée pour une utilisation pratique en ingénierie. Le macroélément dans cette étude qui représente la loi de comportement du joint obtenue par le calcul d'élément fini tridimensionnel dans Abaqus, sera intégré dans le modèle de structure de demi-anneau simplifié 1D dans Robot Autodesk en mettant en œuvre la modélisation du sol non linéaire par la méthode des réactions hyperstatique. La fiabilité de cette méthode sera vérifiée en le comparant avec l'expérimentation.

PARTIE I

Étude bibliographique

Chapitre 1
État de l'art

1.1 Introduction

Le domaine d'application des revêtements de tunnels par voussoir préfabriqué s'est de plus en plus étendu, en particulier dans le creusement de tunnels mécanisé. Ce revêtement est composé d'une succession d'anneaux juxtaposés et chaque anneau est constitué d'un assemblage d'éléments préfabriqués en béton armé appelés voussoirs (Figure 1.1). Généralement, Les anneaux sont constitués de plusieurs voussoirs courants, de deux voussoirs de contre-clé et d'un voussoir de clé (de forme trapézoïdale).

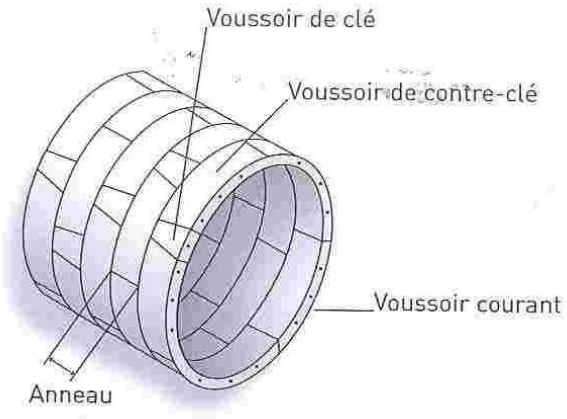


Figure 1.1 : Nomenclature de revêtement du tunnel segmentaire (Toan 2006).

L'un des facteurs les plus importants dans la conception d'un revêtement de tunnel par voussoir préfabriqué est l'influence du joint sur le comportement global de tunnel. Le développement d'un modèle de calcul pour un revêtement par voussoir préfabriqué nécessite une modélisation correcte des joints entre le voussoir dont l'influence est très importante sur les dimensions de la section. L'action statique de revêtement sera déterminée dans une large mesure par sa rigidité, c'est-à-dire par sa capacité globale de résister à la déformation, à l'effet combiné de la déformation des voussoirs et de la déformation au niveau des joints.

La déformation au niveau des joints peut avoir un effet significatif sur la déformation des voussoirs dans la plupart des revêtements préfabriqués en béton armé (Bilotta 2017, Do el al. 2014). Ainsi, la répartition des forces internes dépend de la répartition et des caractéristiques des joints. Comme le souligne (Do et al 2014), l'influence des joints segmentaires sur le comportement général du tunnel est donc l'un des facteurs les plus importants dans la compréhension du comportement des voussoirs et de leur dimensionnement.

Dans ce chapitre, l'accent est mis sur l'influence des joints segmentaires sur le comportement du revêtement du tunnel. Les méthodes de calcul du revêtement du tunnel par voussoir préfabriqué existantes dans la littérature sont abordées, tels que : analytiques et numériques. Des résultats d'essais expérimentaux, qui permettent de déterminer les paramètres de rigidité des joints, sont encore présentés.

1.2 Les différentes composantes de revêtement par voussoirs préfabriqué

1.2.1 Le voussoir

Le voussoir est le composant principal du tunnel. Dans un anneau de revêtement segmentaire (par voussoirs préfabriqués), le nombre de voussoir est supposé comme un facteur important qui influe sur le comportement de tunnel (Wood 1975). Généralement, la plupart des tunnels sont composés de 5 à 8 voussoirs par anneau, parfois plus pour un très grand tunnel. En outre, le nombre de voussoir a un effet important sur la distribution du moment, à mesure que si le nombre de voussoir augmente, le moment induit dans le revêtement diminue pour atteindre quasiment zéro lorsque le nombre de voussoir est égal à 10 (Hefny et al. 2004). La largeur des voussoirs/anneaux varie entre 1,0 m et 2,0 m, tandis que l'épaisseur est de l'ordre de 20 à 60 cm. L'étanchéité entre les voussoirs est, en général, assurée par des profilés compressibles ou hydro gonflants. Les voussoirs sont équipés par des boulons qui permettent leur assemblage entre eux et aux anneaux adjacents. Les joints de voussoir sont généralement décalés d'anneau en anneau pour offrir une plus grande rigidité et une plus grande redondance. La Figure 1.2 montre les composantes de voussoir du tunnel :

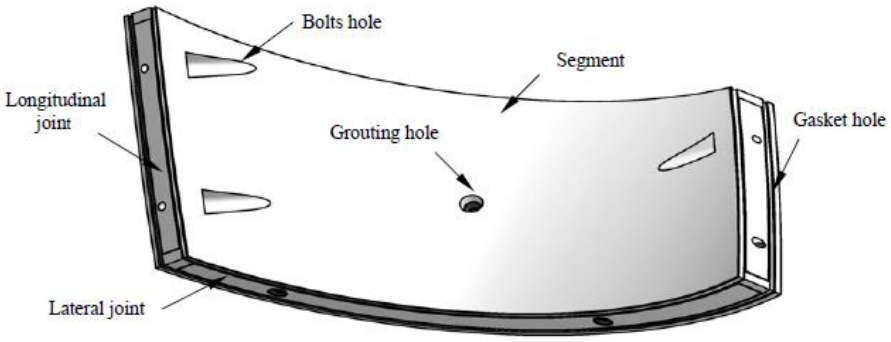


Figure 1.2: Détail de voussoir (Tawab 2009).

1.2.2 Joints

Il convient de distinguer deux types de joints dans le tunnel à revêtement par voussoir préfabriqué :

- Les surfaces de contact et les interactions résultantes entre deux voussoirs consécutifs d'un anneau individuel sont appelées joints longitudinaux
- Les surfaces de contact entre les anneaux de revêtement consécutifs sont appelées joints circonférentiels, voir Figure 1.3.

Les joints doivent préserver l'intégrité structurelle en transmettant les forces structurelles entre les voussoirs. Le choix d'un détail de joint approprié est basé sur sa capacité de charge de son étanchéité, etc. (Han et al. 2018).

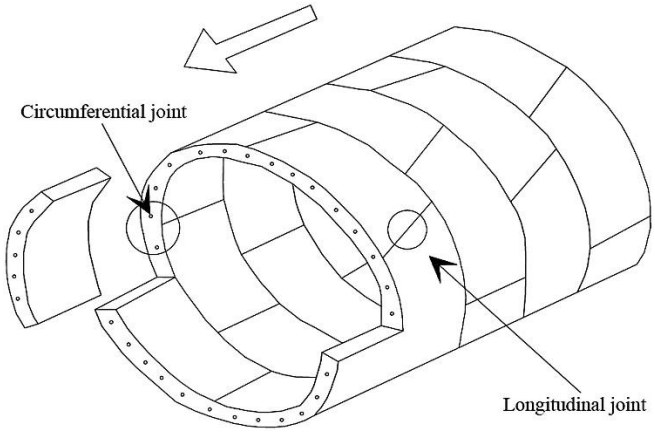


Figure 1.3: Joint longitudinal et circonférentiel (Han et al. 2018).

1.2.3 Joint d'étanchéité et boulons

Des joints d'étanchéité (Figure 1.4) sont introduits dans les joints longitudinaux pour assurer l'étanchéité de l'anneau. Les joints d'étanchéité en caoutchouc (néoprène) posés dans le voussoir sont comprimés suffisamment pour que les fuites d'eau soient empêchées à travers le joint. La taille et la géométrie du joint sont prises en compte pour répondre aux exigences de la matière de fuite, même si les voussoirs sont assemblés hors tolérance. Un autre type de joint est le joint hydro-gonflant, fabriqué avec du caoutchouc et de la bentonite ou des matériaux similaires. Lorsqu'il est exposé à des infiltrations d'eau, ce joint gonflera de trois à dix fois et remplira l'espace disponible pour un ajustement étanche à l'eau. Certains revêtements importants sont équipés d'un joint hydro-gonflant vers l'extérieur et d'un joint en caoutchouc vers l'intérieur (Tawab, 2009). Plusieurs types de systèmes de boulons sont utilisés (Figure 1.4). Le type le plus courant se compose de boulons et d'écrous droits, ce qui demande des

trous de boulon et des poches coulés dans le voussoir pour assurer leur pose. Les boulons courbés sont plus faciles à installer et nécessitent des poches de boulon plus petites.

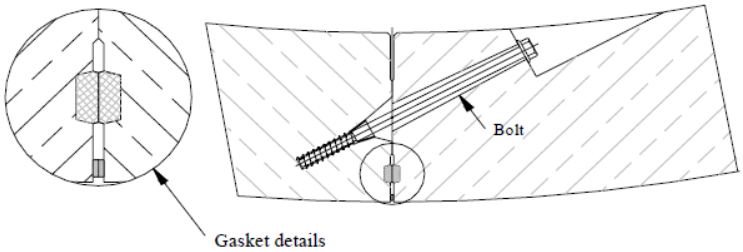


Figure 1.4: Boulon et joint d'étanchéité (Tawab 2009)

1.3 Influence du joint

L'existence de joints entre les voussoirs est la caractéristique principale de tunnel à revêtements par voussoir préfabriqué (Do el al. 2014). Le développement d'un modèle de calcul pour un revêtement par voussoir préfabriqué nécessite une modélisation correcte des joints entre le voussoir dont l'influence est très importante sur les dimensions de la section.

L'action statique de revêtement sera déterminée dans une large mesure par sa rigidité, c'est-à-dire par sa capacité globale à résister à la déformation, à l'effet combiné de la déformation des voussoirs et de la déformation au niveau des joints. La déformation au niveau des joints a un effet significatif sur la déformation des voussoirs dans la plupart des revêtements préfabriqués en béton armé d'après (Bilotta 2017 ; Do et al. 2014). Ainsi, la répartition des forces internes dépend de la répartition et des caractéristiques des joints. Subséquemment, l'influence des joints segmentaires sur le comportement général du tunnel est l'un des facteurs les plus importants dans la conception d'un tunnel à revêtement segmentaire (Do el al. 2014).

Dans ce contexte, un modèle de complexité suffisante qui renvoie une bonne interprétation de ce comportement de revêtement de tunnels doit être prise en compte dans toute approche de conception en tenant en compte la présence de joint longitudinal ou circonférentiel et leur effet sur le revêtement. Le modèle complet doit tenir compte du rôle mécanique de tous les éléments constituants la liaison : la surface, les boulons, le joint de néoprène.

Koyama (2003) résume dans la Figure 1.5 les modèles structurels proposés dans la littérature pour le revêtement par voussoir préfabriqué à l'aide de solutions analytiques et numériques.

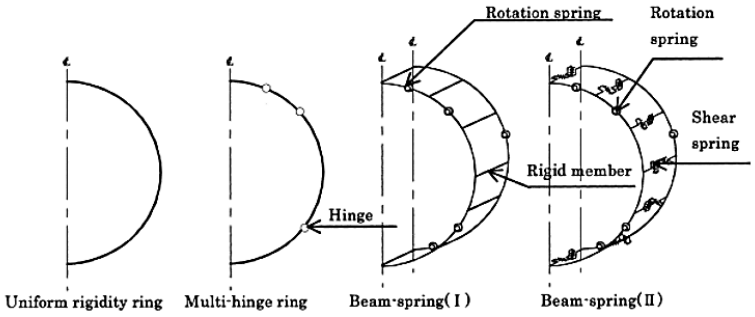


Figure 1.5: les modèles structurels pour le revêtement de tunnel segmental (Koyama 2003).

Tout d'abord, le modèle de l'anneau à rigidité uniforme est une méthode indirecte qui nécessite de prendre en compte la présence de joints comme la rigidité réduite du revêtement. Ensuite, la méthode de l'anneau à plusieurs joints modélise les assemblages sous la forme de joint à charnières multiples, sans tenir en compte ni le comportement en flexion de la zone de contact béton-béton ni la capacité de transmission du moment partiel. Le modèle poutre-ressort est une méthode plus réaliste modélisant le comportement de joint longitudinal avec un ressort en rotation avec une rigidité appropriée. La poutre-ressort I modélise les joints circonférentiels comme interface en contact parfait ainsi que celui de la poutre-ressort II modélise les joints circonférentiels par des ressorts en cisaillement. Par conséquent, il est difficile d'étudier le moment de flexion au niveau de la zone de joint (Koyama 2003).

Plusieurs méthodes sont appliquées par différents auteurs afin de déterminer l'influence de la présence de joint dans le tunnel, soit analytique, numérique bidimensionnel ou tridimensionnel, hyperstatique et expérimentale. Ces méthodes sont définies et détaillés dans la partie ci-dessous.

1.3.1 Méthodes analytiques

Il existe deux méthodes dans la littérature qui tiennent en compte les effets des joints segmentaires sur le comportement des revêtements des tunnels : méthodes directe et indirecte. En ce qui concerne les méthodes indirectes (Wood 1975, Einstein et al. 1979, Duddeck et al. 1985, Liu et al. 1991, No et al. 2000, Oreste et al. 2007), la structure du tunnel est définie comme un anneau de revêtement rigide intégré dans un modèle de sol continu. L'effet des joints est généralement pris en compte par une rigidité réduite de la structure du tunnel. Dans les méthodes directes (Lee et al. 2001b, Blom 2002, Ding et al. 2004, El Naggar et al. 2008), les joints segmentaires sont pris en compte d'une manière directe à la structure du revêtement de tunnel. Ding et al. (2004) ont proposé une méthode numérique dans laquelle le comportement

du joint est simulé par trois rigidités articulaires : la rigidité en rotation, rigidité axiale et celle radiale. Cependant, l'influence de chaque rigidité a été étudiée par Do el al. (2014), ce dernier a montré que la seule rigidité influante sur le comportement de joint est la rigidité rotationnelle. Outre la méthode de Ding et al. (2004), la plupart des modèles directs prend en compte le comportement des joints par des ressorts de rotation au niveau des articulations. Dans ce chapitre, ces deux méthodes sont bien détaillées en se basant sur des études de la littérature.

1.3.1.1 Méthode indirecte

Généralement, la présence du joint provoque une réduction de la rigidité de revêtement segmentaire. En d'autres termes, la déformabilité du revêtement par voussoir préfabriqué est supérieure à celle d'un revêtement continu. La façon d'appliquer des méthodes de conception basant sur le revêtement continu pour étudier le revêtement segmentaire consiste à considérer que le revêtement segmentaire fonctionne comme un anneau continu avec une rigidité réduite. La réduction de rigidité est présente par un facteur de réduction η (équation 1.1), à la rigidité de flexion (EI) du revêtement de tunnel.

$$\boldsymbol{\eta = \frac{(EI)_{eq}}{EI}} \qquad \text{Équation 1.1}$$

Avec $(EI)_{eq}$ est la rigidité à la flexion du revêtement segmental et EI est la rigidité à la flexion du revêtement continue sans joints.

Tout d'abord, Wood (1975) a étudié les effets des joints entre les voussoirs et a proposé une formule empirique facile à utiliser pour estimer les effets des joints longitudinaux dans le cadre d'un calcul, avec un anneau rigide homogène en réduisant la rigidité en flexion de revêtement. Le moment d'inertie effectif, Ie, pour un anneau de tunnel segmental avec un nombre égal de voussoir n peut être exprimé comme suit (équation 1.2).

$$\boldsymbol{I_e = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 I \qquad (I_e \leq I, n > 4)} \qquad \text{Équation 1.2}$$

Avec, Ie: le moment d'inertie effectif (sans joint), I_j : Le moment d'inertie de joints, I : le moment d'inertie de la section de revêtement, n : nombre de voussoir (le voussoir clé n'est pas compté).

Wood (1975) a suggéré que l'existence de joints longitudinaux n'affecterait pas la rigidité de revêtement si l'anneau contient quatre voussoirs ou moins. La pression de terre agissant autour d'un tunnel est supposée être de forme elliptique dans ce modèle. Pour obtenir cette forme elliptique lors du chargement initial, il faut une épaisseur suffisante de terrain au repos. Par

conséquent, le modèle de Wood est plus pratique pour les tunnels profonds. Cette hypothèse n'est pas valable pour les tunnels peu profonds (Do el al. 2014).

Liu et al. (1991) ont proposé une expression analytique pour déterminer le facteur de réduction η en partant du principe que le mode de déformation d'un tunnel circulaire est elliptique. Ils ont proposé une corrélation analytique du facteur de réduction du moment η, basée sur le déplacement horizontal maximal d'un anneau continu.

Sur la base de la théorie de l'élasticité, la relation entre le moment de flexion maximal (M_{max}) et le déplacement horizontal (Δ_h) d'un anneau de revêtement continu peut être exprimée comme suit (équation 1.3… équation 1.6) :

$$\Delta_h = \frac{M_{max} R^2}{3EI} \qquad \text{Équation 1.3}$$

$$M_{max} = \frac{3EI\Delta_h}{R^2(1+b)} = \frac{3\mu EI\Delta_h}{R^2} \qquad \text{Équation 1.4}$$

$$\mu = \frac{1}{(1+b)} \qquad \text{Équation 1.5}$$

$$b = \frac{3EI}{RK_{RO}} \sum_{i=1}^{m} \cos\varphi_i \cos 2\varphi_i \qquad \text{Équation 1.6}$$

Avec, EI est la rigidité à la flexion du revêtement du tunnel par unité de longueur, K_{RO} est la rigidité du ressort en rotation des joints, qui est défini comme un moment de flexion par unité de longueur requis pour développer un angle de rotation unitaire le long d'un joint des voussoirs assemblés, φi est l'angle mesuré à partir de la direction verticale autour du tunnel du ième joint dans la plage de 0 à 90 °, m est le nombre de joints et R est le rayon du tunnel.

Ensuite, la Société japonaise des ingénieurs civils Jsce (1996) recommande de réduire la rigidité de la structure du revêtement continue de 20 à 40%. La plupart des projets de tunnel japonais ont toutefois nécessité un test de prototype à grande échelle pour vérifier le facteur de réduction du moment de flexion.

En 2001, Lee et al. (2001a) ont proposé un modèle analytique permettant de déterminer les efforts internes et les déplacements de tunnels articulés en prenant en compte l'effet de la rigidité des joints dans le cadre d'une application itérative de la méthode de la force. Le Tableau 1.1 résume les principaux résultats obtenus par les auteurs : la rigidité, le nombre et la géométrie des joints sont les principaux facteurs qui affectent le rapport de rigidité effective η.

Tableau 1.1: Principaux facteurs affectant le rapport de rigidité effective η (Lee & Gee 2001)

Factor	Effective rigidity ratio (η)
Join stiffness ratio λ ($K_\theta l/EI$) (↑)	Sensitive (↑)
Soefficient of soil resistance K_s (↑)	Not sensitive if Ks is less than 30,000 kN/m^3 (↑)
No. of joint (↑)	Sensitive (↓)
Geometry	
Thickness (↓)	Depends on total number of joints (↑ when 3 joints; ↓ when 4 joints)
Radius (↑)	Sensitive (↑)
Joint stiffness reduction	Sensitive (↓)

En plus, les mêmes auteurs ont fourni des relations graphiques entre le facteur de réduction de la rigidité en flexion η et la résistance du sol Ks. Le paramètre η et la rigidité du joint K_θ sont liés dans un paramètre sans dimension appelé rapport de rigidité du joint λ dans l'équation 1.7 1.1qui représentent : la rigidité relative du joint sur la rigidité du segment.

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{\boldsymbol{K_\theta l}}{\boldsymbol{EI}} \qquad \text{Équation 1.7}$$

Avec, « l » est la longueur du calcul égal à 1 m, K_θ étant la rigidité en rotation du joint par unité de longueur, déterminée en basant sur les essais expérimentaux obtenus auprès de Cheng (1985) et Zhou (1988). Les résultats des essais sur le tunnel routier de Shanghai ont indiqué que la plage des valeurs de rigidité de joint varie de 4000 à 20 000 kN.m/rad (par mètre) sous un moment de flexion positif, et de 1900 à 7000 kN.m/rad sous un moment de flexion négatif (un moment positif désigne le moment où la surface interne de la doublure est soumise à la traction). La Figure 1.6 représente graphiquement le rapport de rigidité effectif, η et le rapport de rigidité à l'échelle logarithmique, $log(\lambda)$, pour différentes résistances du sol. Il est remarquable que la relation $\eta - log(\lambda)$, ayant plus haute pente à une valeur faible de λ, ce qui indique que le rapport de rigidité en flexion effectif est plus sensible dans le cas d'un anneau segmentaire plus flexible, qui varie entre 0.1 et 0.4, dans la plage typique du rapport de rigidité en utilisation λ.

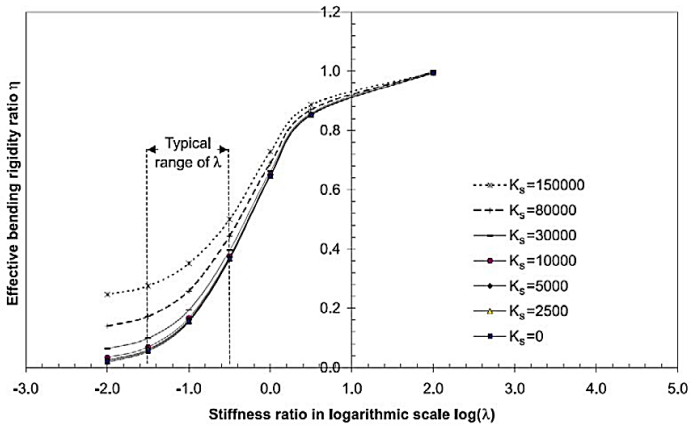


Figure 1.6 : la variation de rapport de rigidité effectif η en fonction de rapport de rigidité à l'échelle logarithmique log(λ), pour différentes résistances du sol Ks (Lee et al. 2001a).

Contrairement aux deux méthodes proposées par Wood (1975) et Liu et al. (1991), cette méthode de force (Lee et al. 2001a) peut être utilisée dans le cas où la distribution des joints n'est pas la même le long du revêtement segmentaire du tunnel.

Lee et al. (2001a) compare d'après le Tableau 1.2, les rapports de rigidité effectifs η obtenus par l'auteur lui-même pour six cas de tunnel aux valeurs de η prédites par les approches de (Wood 1975 et Liu et al. 1991). Ces méthodes ont été développées pour les joints qui sont distribués d'une manière symétrique dans l'anneau, ceci signifie qu'ils ne sont pas applicables dans les cas 2 et 6, où les joints sont repartis d'une façon irrégulière. La méthode de Lee et al. (2001a) est applicable pour un système de revêtement contenant six joints, et donc elle n'est pas applicable dans le cas 3 où l'anneau est constitué de huit joints. La comparaison montre que (Lee et al. 2001a et Liu et al. 1991) ont évalué une valeur η très similaire, qui diffère considérablement des résultats prédits par Wood (1975), qui ne peut prendre en compte aucun effet structurel tel que la géométrie du tunnel, l'orientation des joints et toute dépendance de la charge.

Tableau 1.2: Comparaison des valeurs η utilisées par Lee et al. (2001a), par Liu et al. (1991) et la méthode Wood (1975).

	Flexibility		Method of Muir Wood 1975 (η_1)	Method of Liu and Hou 1991 (η_2)	Proposed equation		
	λ	log λ			η_3 (simplified equation)	η_3 (analytical)	R_{rd}
Case 1: R = 2.35 m, 6 evenly distributed joints							
1-1	0.010	−2.0	0.444	0.018	0.038	0.025	0.509
1-2	0.032	−1.5	0.444	0.054	0.061	0.062	0.571
1-3	0.100	−1.0	0.444	0.153	0.164	0.161	0.633
1-4	0.316	−0.5	0.444	0.364	0.370	0.370	0.735
1-5	1.000	0.0	0.444	0.644	0.657	0.648	0.852
Case 2: R = 2.925 m, 6 unevenly distributed joints							
2-1	0.016	−1.8	na	na	0.040	0.015	0.608
2-2	0.032	−1.5	na	na	0.077	0.058	0.877
2-3	0.100	−1.0	na	na	0.222	0.206	0.999
2-4	0.316	−0.5	na	na	0.460	0.463	1.034
2-5	1.000	0.0	na	na	0.725	0.731	1.029
Case 3: R = 5.225 m, 8 evenly distributed joints							
3-1	0.010	−2.0	0.250	0.044	na	0.024	0.367
3-2	0.032	−1.5	0.250	0.126	na	0.107	0.743
3-3	0.100	−1.0	0.250	0.313	na	0.298	0.910
3-4	0.316	−0.5	0.250	0.590	na	0.581	0.970
3-5	1.000	0.0	0.250	0.820	na	0.816	0.990
Case 4: R = 2.925 m, 6 evenly distributed joints							
4-1	0.010	−2.0	0.444	0.022	0.077	0.043	0.444
4-2	0.032	−1.5	0.444	0.066	0.105	0.086	0.558
4-3	0.100	−1.0	0.444	0.184	0.217	0.201	0.640
4-4	0.316	−0.5	0.444	0.416	0.426	0.428	0.752
4-5	1.000	0.0	0.444	0.692	0.695	0.699	0.866
Case 5: R = 5.225 m, 6 evenly distributed joints							
5-1	0.010	−2.0	0.444	0.039	0.138	0.120	0.359
5-2	0.032	−1.5	0.444	0.113	0.194	0.188	0.551
5-3	0.100	−1.0	0.444	0.287	0.357	0.348	0.677
5-4	0.316	−0.5	0.444	0.560	0.599	0.597	0.816
5-5	1.000	0.0	0.444	0.801	0.825	0.818	0.917
Case 6: R = 2.35 m, 6 unevenly distributed joints							
6-1	0.016	−1.8	na	na	0.050	0.018	0.715
6-2	0.032	−1.5	na	na	0.069	0.053	0.897
6-3	0.100	−1.0	na	na	0.170	0.179	0.998
6-4	0.316	−0.5	na	na	0.375	0.416	1.033
6-5	1.000	0.0	na	na	0.660	0.691	1.032

Enfin, Blom (2002) a introduit un facteur de réduction, nommé η, d'une rigidité en flexion de revêtement continue, dérivé de la solution analytique introduite par l'auteur pour le revêtement articulé. L'équation 1.8 montre la formule adoptée dans laquelle les coefficients $\boldsymbol{C_x^*}$ **et** $\boldsymbol{C_y^*}$ (équation 1.9 et 1.10) sont en fonction de l'angle βi est l'angle de la location de ième joint, mesuré à partir de sommet du tunnel (Figure 1.7 a). La Figure 1.7 (b) montre les résultats de l'équation 1.8 du facteur de réduction de rigidité pour plusieurs nombres de voussoirs en fonction de la surface de contact du joint l_t, de l'épaisseur du segment t et du rayon R.

$$\boldsymbol{\eta = \frac{1}{1+\frac{3\,t^3}{4 l_t^2 r}(C_x^*+C_y^*)}} \qquad \text{Équation 1.8}$$

$$\boldsymbol{C_x^* = \sum_{\frac{\pi}{2}<\beta_i}^{\beta_{i<\frac{\pi}{2}}} cos(\beta_i)\, cos(2\beta_i)} \qquad \text{Équation 1.9}$$

$$\boldsymbol{C_y^* = \sum_{\pi<\beta_i}^{\beta_{i<\pi}} sin(\beta_i)\, cos(2\beta_i)} \qquad \text{Équation 1.10}$$

Le facteur de réduction η de la rigidité en flexion augmente avec le nombre de voussoir et avec la diminution du rapport ' l^2/rd^3 'qui fait référence à la capacité de rotation du joint.

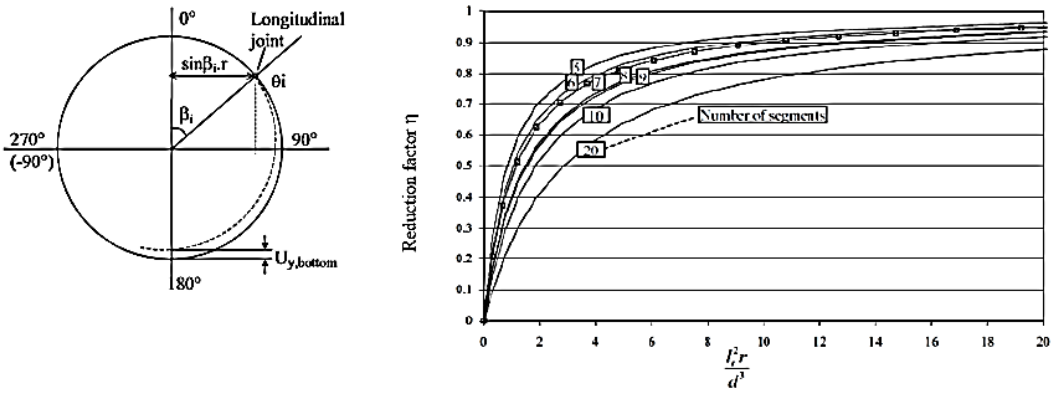


Figure 1.7 : (a) Schéma de l'angle βi; (b) rapport de rigidité en flexion effectif η en fonction du rapport de rigidité du joint λ (Blom 2002).

Pour résumé, dans la méthode indirecte, l'effet des joints est généralement pris en compte par une rigidité réduite de la structure du tunnel. Mais comme le montre tous les résultats précédents, ces méthodes analytiques indirectes simplifiées, ne peuvent ni prendre en compte la complexité des caractéristiques des joints, y compris la rigidité et la distribution des joints, ni analyser des situations complexes du sol environnant (par exemple, un tunnel creusé à travers différentes couches de sol) (Do el al. 2014).

1.3.1.2 Méthode directe

Bien que des méthodes de calcul indirectes simples puissent être utilisées, ces méthodes présentent toutefois certains inconvénients. D'abord, l'effet de l'orientation du joint sur les efforts internes induits dans le revêtement du tunnel n'est pas montré, ainsi que l'influence du comportement de revêtement sur les caractéristiques de chargement, telle que la rigidité en rotation entre les joints d'un anneau, n'est pas déterminé. Pour ces raisons, il est plus précis d'utiliser des méthodes de conception dans lesquelles la présence de joints dans le revêtement est prise en compte d'une manière directe.

À propos des méthodes directes, les voussoirs et les joints sont définis en tant qu'éléments de structure. En parallèle, les conditions de chargement induites par le sol environnant peuvent être appliquées au moyen d'un mode de chargement actif ou passif (Blom 2002). Le mode de chargement actif suppose que le sol environnant est représenté que par des pressions terre/eau à la structure de revêtement, calculées à l'aide de formules théoriques ou empiriques ; tandis que le mode de chargement passif prend en compte l'interaction sol-structure et la pression terre/eau transmise au revêtement est calculée par la compatibilité de déplacement entre le sol et le revêtement.

La littérature propose de nombreux modèles pour simuler et calibrer le comportement du joint longitudinal. Tout d'abord, la méthode des joints de Janssen (1983), par exemple, suppose que la zone de contact entre deux voussoirs de même revêtement peut être représentée par une poutre en béton avec une profondeur égale à la largeur de la zone de contact du joint et sa hauteur égale à la hauteur de contact du joint (Figure 1.8). Cette poutre en béton a un comportement élastique en compression et ne résiste pas du tout aux contraintes de traction.

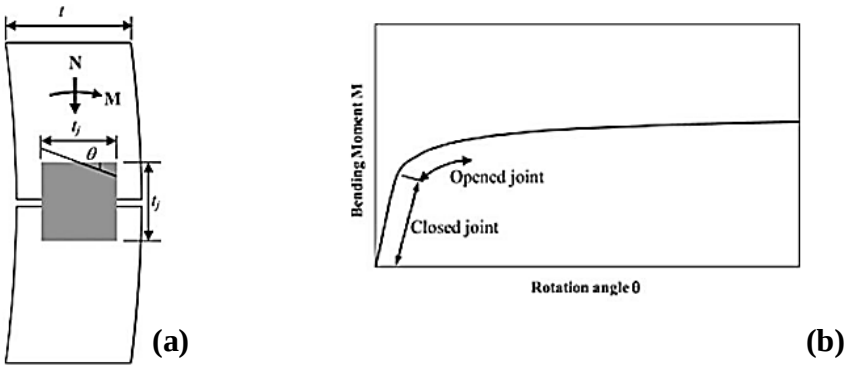


Figure 1.8: coupe transversale du joint longitudinal; b) relation M-θ dans la méthode de joint de Janssen (1983).

Le Tableau 1.3 reprend les équations du modèle de joint de Janssen (1983), où b est la largeur de joint, Es est le module de Young du revêtement, t_j est la hauteur du contact, N est la force normale et θ est l'angle de rotation.

Premièrement, lors de la première étape de chargement, le joint se comporte complètement sous compression avec une excentricité $e < t_j/6$. C'est le cas des joints fermés lorsque les contraintes générées par le moment de flexion sont inférieures aux contraintes normales. Dans cette condition, le joint se comporte d'une manière élastique linéaire avec une rigidité en rotation constante (allure linéaire de la courbe M-θ).

Pour une excentricité $e > t_j/6$, le joint commence à s'ouvrir avec un comportement élastique non linéaire. La rigidité en rotation n'est pas constante, elle diminue avec l'augmentation du moment (allure élastique non linéaire de la courbe M-θ).

Le passage entre l'allure linéaire et non linéaire se produit théoriquement à $M = \frac{1}{6} Nt_j$. L'équilibre de la section de joint dans la branche non linéaire de la relation M-θ est assuré jusqu'au moment de flexion maximal $M = \frac{1}{2} Nt_j$. Pour une valeur de rotation élevée, des déformations plastiques se produisent dans le béton jusqu'à la rupture du joint.

Tableau 1.3 : Modèle de joint de Janssen (1983).

Closed joint	Exentricity	$e = \frac{M}{N} < \frac{t_j}{6}$
	Rotational stiffness	$k_\vartheta = \frac{b\, t_j^2\, E_s}{12}$
	Moment transition	$M = \frac{1}{6} N t_j$
Opened joint	Exentricity	$e = \frac{M}{N} > \frac{t_j}{6}$
	Rotational stiffness	$k_\vartheta = \frac{9\, b\, t_j\, E_s\, M \left(\frac{2M}{N t_j} - 1\right)^2}{8\, N}$
	Maximum bending moment	$M = \frac{1}{2} N t_j$
Opened joint with plastic concrete behaviour	Exentricity	$e = \frac{M}{N} \gg \frac{t_j}{6}$

Pour le cas où l'état du joint est fermé, la rigidité initiale dépend uniquement du module de Young du béton et de la hauteur de contact du joint, pour une condition de joint ouverte, la rigidité en rotation dépend également du moment de flexion et des valeurs de force normale.

Ensuite, Lee et al. (2001b) ont proposé une méthode analytique permettant de considérer que le revêtement de tunnel par voussoirs préfabriqué est lié par des ressorts élastiques, soumises à des charges externes similaires à celles considérées par No et al. (2000), à l'exception de la charge produite par la réaction du sol dans la zone proche de la ligne de ressort ph (Figure 1.9). Cette méthode a été développée sur la base d'une « méthode de la force » pour examiner les effets de la rigidité des joints, de la distribution des joints, du nombre de joint et de la rigidité de joint pas constante (Lee et al. 2001b). Les coefficients de sol sont présentés dans le Tableau 1.4 d'après Liu et al. (1997).

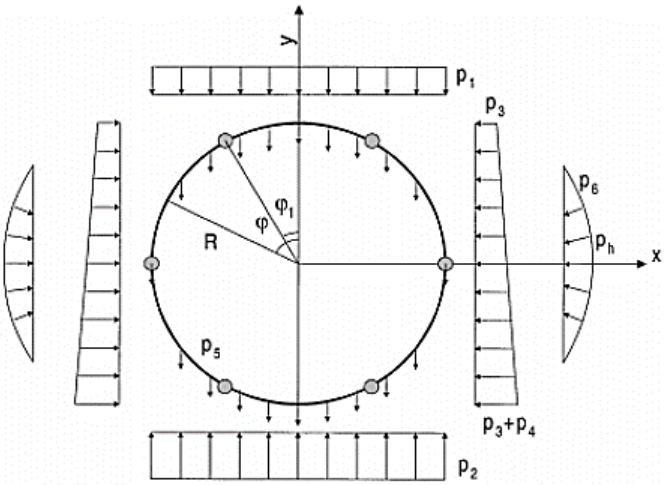


Figure 1.9 : Schéma d'un type de tunnel à revêtement segmentaire (Lee et al. 2001b) (Avec : p1 est la pression verticale du sol au repos, p2 est la pression de réaction au-dessous du revêtement, p3 est la pression latérale totale exercée au niveau du sommet du revêtement de tunnel, p4 est la pression de terre latérale supplémentaire générée au niveau du radier du tunnel, p5 est le poids propre du revêtement du tunnel et p6 est la pression de résistance du sol)

Tableau 1.4: Coefficient de résistance du sol Ks pour un tunnel urbain typique (diamètre compris entre 3 et 11 m) dans différentes conditions de sol (Liu et al. 1997).

	Clayey or silty soils				Sandy soils			
	Mucky	Soft	Medium	Stiff	Very loose	Loose	Medium	Dense
K_s ($\times 10^4$ kN/m^3)	0.3–1.5	1.5–3.0	3.0–15.0	>15.0	0.3–1.5	1.5–3.0	3.0–10.0	>10.0

Les essais effectués ont permis de montrer que, dans le modèle, le changement de rigidité des joints n'affectait que la répartition des moments de flexion (Figure 1.10). En d'autres termes, la force axiale développée dans le revêtement n'est pas sensible à l'ampleur de la rigidité de joint (Figure 1.11).

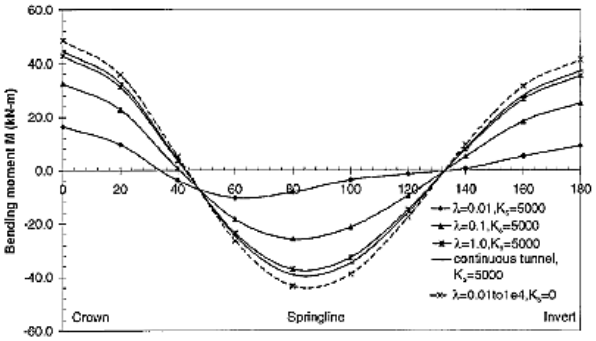


Figure 1.10 : Diagramme de moment pour différentes valeurs de rigidité de joint (Lee et al. 2001b)

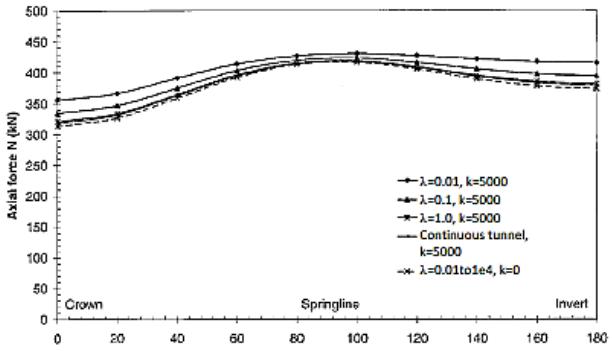


Figure 1.11: Variation de la force axiale pour différentes valeurs de rigidité de joint (Lee et al. 2001b)

Lee et al. (2001b) ont également signalé que lorsque les joints sont très rigides (λ=1), les moments de flexion maximale induite dans le revêtement ne sont pas affectés par la variation de la rigidité du sol (Figure 1.12). Cependant, pour des joints plus flexible (λ=0.1ou 0.01), les résultats indiquent une forte variation du moment de flexion maximal affecté par l'augmentation du coefficient de résistance du sol, ks, de 0 à 2500 kN/m3, Au-delà de 2500 kN/m3, la variation du rapport de moment de flexion, (définie comme étant le rapport entre le moment de flexion maximum du tunnel avec joint et le moment de flexion maximum du tunnel continu), devient plus graduelle.

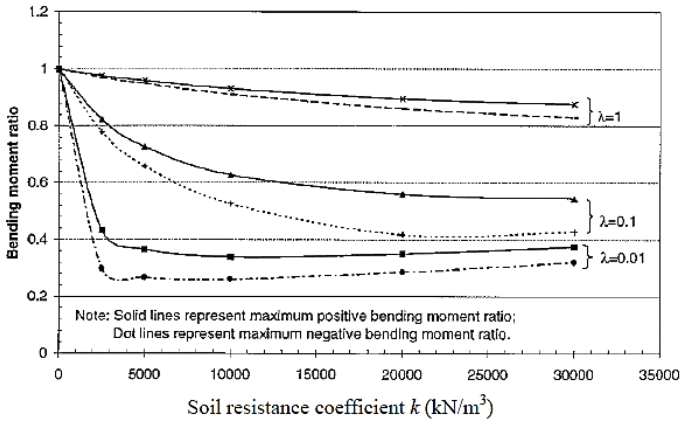


Figure 1.12: Rapport de moment de flexion R_m pour différents coefficients de résistance du sol sous différents rapports de rigidité λ

Il est nécessaire de noter que dans la méthode de Lee et al. (2001b), la structure du revêtement et les charges environnantes sont supposées symétriques par rapport à l'axe vertical. Cette méthode ne peut pas s'appliquer dans le cas où la distribution du joint sur l'axe du tunnel vertical est asymétrique. Cette méthode ne tient pas compte non plus de l'interaction entre les anneaux de revêtement dans le sens longitudinal. Les anneaux successifs sont généralement assemblés dans une configuration dite maçonnerie. Cela signifie que les joints longitudinaux des anneaux

successifs ne sont pas alignés. Cette caractéristique d'assemblage n'est pas prise en compte dans cette méthode.

Plus tard, Blom (2002) propose une méthode analytique qui prend en compte à la fois l'interaction entre des anneaux successifs composés des voussoirs de joints élastiques et de l'interaction sol-structure. Dans cette méthode, le sol est modélisé à travers un lit de ressorts radiaux constants autour du revêtement. L'auteur considère deux ensembles de blocs élastiques : chaque ensemble forme un anneau circulaire. Le schéma statique adopté par Blom (2002) est présenté à la Figure 1.13.

Les joints longitudinaux sont modélisés par des ressorts de rigidité en rotation Cr, tandis que les joints circonférentiels entre les anneaux successifs sont modélisés comme des ressorts de cisaillement K_V. Ce dernier exerce une force de cisaillement libérée par la différence de déplacement dans la direction radiale entre deux anneaux successifs. Au niveau du joint latéral, les deux anneaux sont en contact, et si les voussoirs des anneaux adjacents se déforment différemment, des forces de couplage dues au frottement se produisent (appelées Pi).

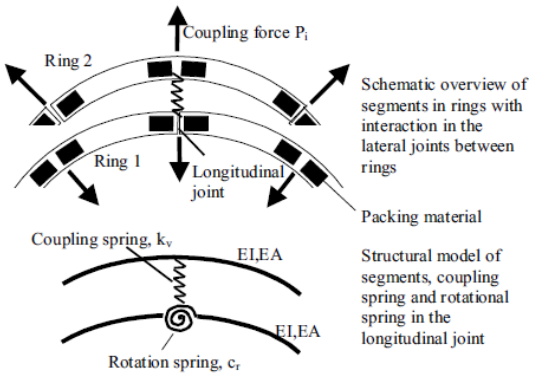


Figure 1.13: Détail du schéma statique adopté par Blom (2002)

Dans le modèle proposé par Blom (2002), le revêtement est soumis à une charge elliptique. La charge est divisée en une charge uniforme (σ_0) et une charge d'ovalisation ($\sigma 2$) (Figure 1.14). La déformation d'un anneau à joints longitudinaux est divisée en trois composantes :

- Compression uniforme u_0 due à la contrainte uniforme σ_0.
- Ovalisation par flexion des voussoirs u_{2EI} due aux contraintes d'ovalisation σ_2.
  - ✓ Ovalisation par rotation dans les joints longitudinaux u_{2lj} due aux contraintes d'ovalisation σ_2.
- σ_1 est une contrainte due au flottement. Le flottement est négligé.

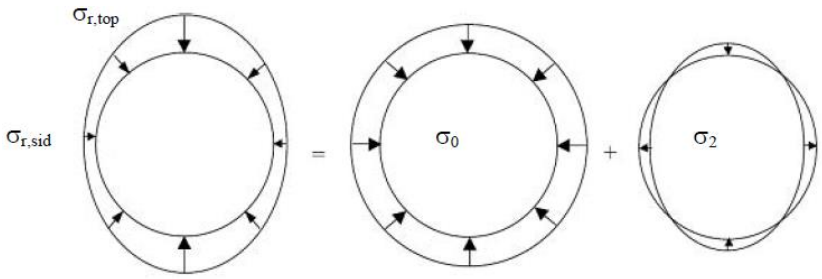


Figure 1.14: Chargement divisé en une charge uniforme et une charge d'ovalisation ($\sigma_{r,top}$ = contrainte radiale au sommet de tunnel; $\sigma_{r,side}$ = contrainte radiale au côté droite et gauche de tunnel)

En considérant un déplacement différentiel entre deux anneaux successifs, et supposant que les anneaux sont initialement soumis aux mêmes charges, la force d'interaction et le moment entre deux anneaux peuvent être déterminés. Le moment de flexion dans le revêtement a été déterminé par la superposition de moments causés par l'effet des joints longitudinaux et des joints des anneaux.

Il faut de noter que dans la méthode proposée par Blom (2002), en raison de l'interaction sol-structure modélisée par un lit de réaction radiale autour du revêtement, seul le cas de glissement total entre le revêtement et le sol a été pris en compte. De plus, pour les tunnels peu profonds, l'influence du gradient de contrainte verticale sur la profondeur n'est pas négligeable, en particulier pour l'évaluation des moments de flexion. Cette méthode ne convient donc pas aux tunnels peu profonds.

Pour résumer, outre les inconvénients ci-dessus, l'un des principaux inconvénients de la méthode de Blom (2002) est la distribution symétrique des joints par rapport à l'axe vertical de la section du tunnel. Le modèle poutre-ressort dans la méthode directe est plutôt la méthode la plus réaliste. Le voussoir est modélisé comme une poutre, et à cette fin, la rigidité de joint est généralement modélisée comme un ressort en rotation Bilotta (2017). Dans cette dernière approche, le paramètre clé est la rigidité rotationnelle faible du joint.

1.3.2 Méthodes numériques 2D

Dans les analyses numériques, deux techniques principales sont appliquées pour modéliser l'interaction sol-structure. La première technique implique l'utilisation de ressorts discrets basée sur la théorie de Winkler, qui met l'accent sur le comportement structurel de la paroi segmentaire (Blom et al. 1999, Oreste 2007). La seconde approche applique le modèle complet

du sol en utilisant la méthode des éléments finis (Kasper et al. 2004,2006a,2006b). La seconde approche fournit généralement des résultats plus précis.

Plus particulièrement, en ce qui concerne la seconde méthode, Hefny et al. (2006) ont étudié numériquement l'influence du nombre de joints, de leur orientation, du facteur de pression du sol latéral et de la profondeur du tunnel sur le moment de flexion induit dans un revêtement de tunnel segmental de 6 m de diamètre, à l'aide d'un code de calcul par éléments finis. Dans leurs analyses, les joints longitudinaux étaient supposés entièrement articulées (la capacité de joint à transmettre un moment partiel par les articulations n'était pas prise en compte). La Figure 1.15 (a) montre que l'augmentation du nombre de joints réduit le moment de flexion maximal induite dans le revêtement. Le moment de flexion maximal induit dans le revêtement devient négligeable lorsque le nombre de joints dépasse 8 joints (Hefny et al. 2006). Les résultats de la Figure 1.15 (b) montrent que le moment de flexion maximum induit dans le revêtement est le plus bas pour le joint de référence à w = 0°, c'est-à-dire lorsque le joint de référence est situé au sommet du tunnel. Si l'anneau contient 4 joints, le joint ayant le plus grand moment de flexion à 45°, par contre s'il est constitué de 6 ou 8 joints le moment est toujours constant quel que soit l'orientation de joint.

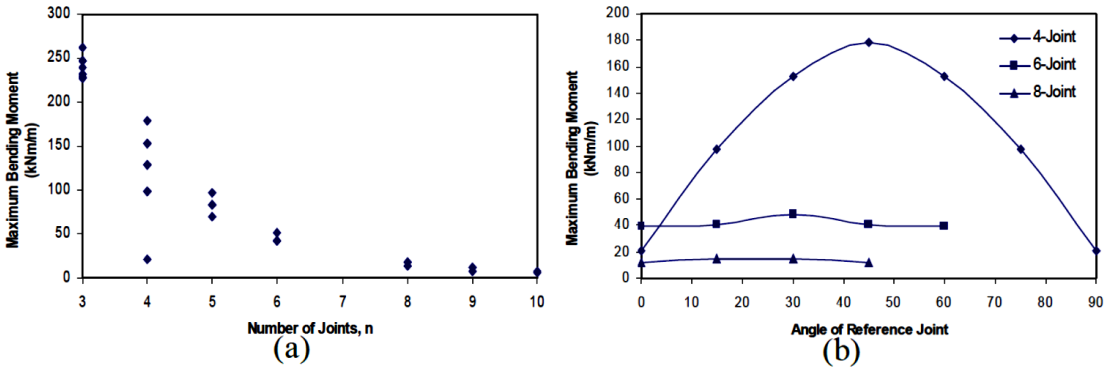


Figure 1.15: Variation du moment de flexion maximal avec (a) Nombre ; et (b) Orientation des joints

En plus, Hefny et al. (2006) ont également montré l'effet du coefficient de pression de terre au repos K_0. Comme le montre la Figure 1.16 (a), le plus grand moment de flexion maximal obtenu lorsque $K_0 = 2.0$ et la plus basse valeur observée pour $K_0 = 1$ (moment approximativement nul), K0 = 0.5 est entre les deux. Cela est attribué à la plus grande différence entre les charges verticales et horizontales qui agissent sur le revêtement pour $K_0 = 2.0$, par rapport à $K_0 = 0.5$ et 1. La Figure 1.16 (b) montre que le moment de flexion maximal induit dans le revêtement augmente avec la profondeur du tunnel. Cela pourrait être attribué à l'augmentation de la pression des terrains au repos qui agit sur le revêtement lorsque la profondeur augmente. À une profondeur de tunnel plus faible, par exemple à un rapport H/D d'environ 1, le moment de

flexion maximal induit dans le revêtement à 6 et 8 joints est plus ou moins similaire. D'autre part, la différence devient de plus en plus importante à une plus grande profondeur de tunnel. Cela indique que l'influence du nombre de joints est beaucoup plus significative dans le cas d'un tunnel profond par rapport aux tunnels peu profonds.

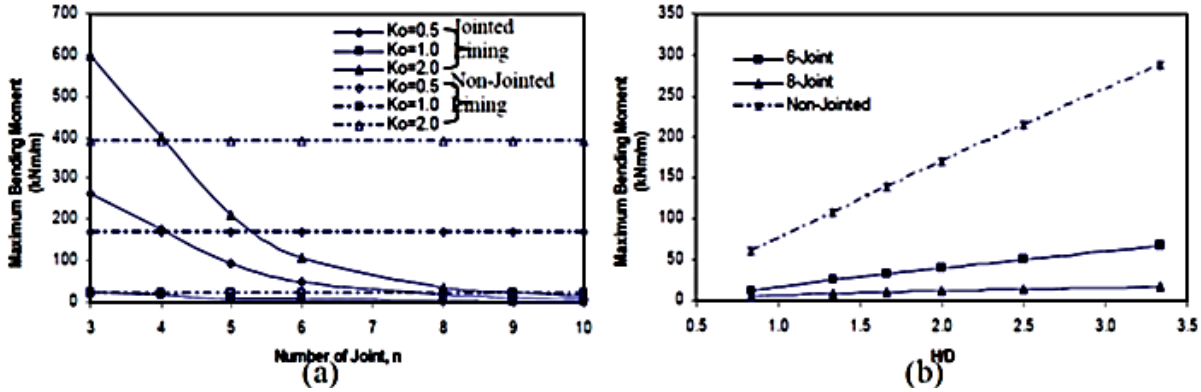


Figure 1.16: Variation du moment de flexion maximal (orientation du joint la plus critique) avec (a) la valeur K0 ; (b) profondeur du tunnel (Hefny et al. 2006).

Dans un calcul de structure, un joint longitudinal peut être considéré comme un appui élastique et ses caractéristiques de rigidité sont influencées par trois types de rigidité : la rigidité axiale (normale) 'K_N' et la rigidité radiale (au cisaillement) 'K_R' et la rigidité en rotation 'K_{RO}'. La valeur K_{RO} est définie comme le moment de flexion par unité de longueur requis pour développer un angle de rotation unitaire le long des joints des voussoirs assemblés (Do el al. 2014). De même, la rigidité axiale K_N et la rigidité radiale K_R sont définies comme étant la force axiale et la force de cisaillement par unité de longueur requise pour développer un déplacement unitaire axial et radial au niveau d'un joint donné, respectivement. Bien que de nombreux résultats expérimentaux, numériques et analytiques sont bien documentés existent dans la littérature concernant le fonctionnement des tunnels à revêtements par voussoir préfabriqués, mais leur comportement sur l'influence de joints n'est toujours pas clair.

De son coté, Do et al. (2013) a étudié en utilisant le logiciel Flac3D le comportement du contact entre voussoirs de tunnels creusés dans le cadre du projet de chemin de fer de la ligne Bologne-Florence. Le comportement de la structure du tunnel est supposé élastique linéaire et celui du sol a une relation de comportement élastique parfaitement plastique, basée sur le critère de rupture de Mohr – Coulomb (Tableau 1.5). Les voussoirs de tunnel sont modélisés à l'aide des éléments de revêtement intégrés. Les joints ont été modélisés comme des connexions à double nœuds, avec six degrés de liberté pour représenter six ressorts (rigidité rotationnelle, radiale et axiale) (Figure 1.17). Le ressort axial a été représenté par une relation linéaire avec un ressort

à coefficient constant, le ressort radial et le ressort en rotation ont de comportement élastique bilinéaire avec une capacité portante limitée en utilisant le modèle des joints de Janssen (1983).

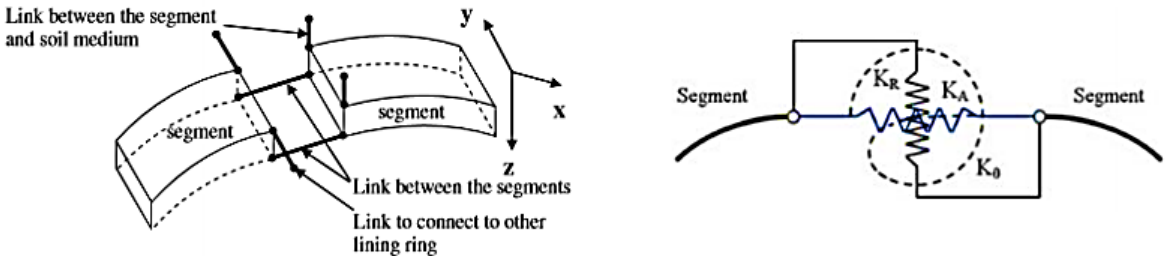


Figure 1.17 Schéma de joints adopté dans le modèle numérique 3D (Do el al. 2014).

Tableau 1.5: Détails du cas de référence (Do el al. 2014).

Details of the reference case.

Parameter	Symbol	Value	Unit
Properties of clayey sand			
Unit weight	γ_s	17	kN/m^3
Young's modulus	E_s	150	MPa
Poisson's ratio	ν_s	0.3	–
Internal friction angle	ϕ	37	degree
Cohesion	c	0.005	MPa
Lateral earth pressure factor	K_0	0.5	–
Overburden	H	20	m
Properties of tunnel lining			
Young's modulus	E_l	35,000	MPa
Poisson's ratio	ν_l	0.15	–
Lining thickness	t_l	0.4	m
External diameter	D	9.1	m

L'auteur a montré que la rigidité de rotation des joints influe sur le moment de flexion d'un tunnel dans un anneau. Avec la diminution de la rigidité de rotation des joints, cela entraine un moment de flexion négatif. Les rigidités axiales et radiales des joints ont une faible influence sur le comportement globale du tunnel.

1.3.3 Méthodes numériques 3D

Pour complexifier le calcul numérique, normalement en passant vers le modèle tridimensionnel les plupart des auteurs modélisent des vrais sols, les détails de voussoirs et des joints longitudinaux et circonférentiels, les joints d'étanchéité…Ce qui rend la modélisation lourde et complexe mais d'autre part donnent des résultats plus strictes et précis. Plusieurs modèles éléments finis tridimensionnel, qui prennent en compte le joint sont élaborés dans la littérature.

Tout d'abord, Teachavorasinskun et al. (2010) ont mené une étude numérique, par l'intermédiaire d'un ensemble d'analyses 3D par la Méthode des Eléments Finis, sur l'influence de joint présenté par un ressort à rigidité rotationnelle (Figure 1.18), du nombre de joint et du

module de rigidité du sol sur le moment de flexion. Cependant, Le voussoir principal du tunnel a été modélisé en utilisant des éléments de coque, tandis que le joint a été simulé en utilisant un élément d'interface à laquelle sa capacité de moment de flexion est déterminée par un ensemble de ressorts de rotation. L'interaction entre le sol-structure est également prise en compte à travers d'un ensemble de ressorts de réactions normaux, sans prendre en compte des ressorts tangentiels. Les charges externes ont été imposées verticalement et horizontalement pour simuler l'action des pressions du sol dans les directions correspondantes (le facteur de pression du sol latéral au repos K_0 est considéré égal à 0.5 et la profondeur égale à 20 m).

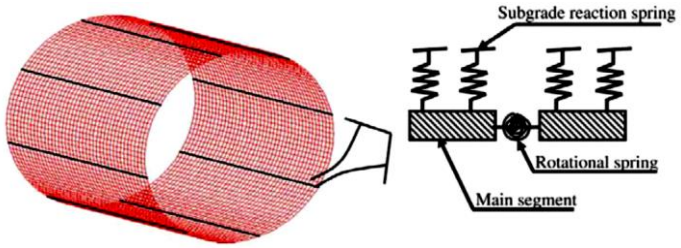


Figure 1.18: Coupe transversale du modèle de voussoir (Teachavorasinskun et al. 2010)

Les influences de l'orientation des joints segmentaires ont été étudies en faisant pivoter les joints le long de la circonférence du tunnel. Il a été constaté que l'orientation des joints affecte grandement sur l'intensité du moment de flexion maximal agissant sur le revêtement, comme le montre la Figure 1.19. La variation du moment de flexion maximal en fonction de l'orientation du joint est de nature sinusoïdale, sa fréquence diminue avec l'augmentation du nombre de joints.

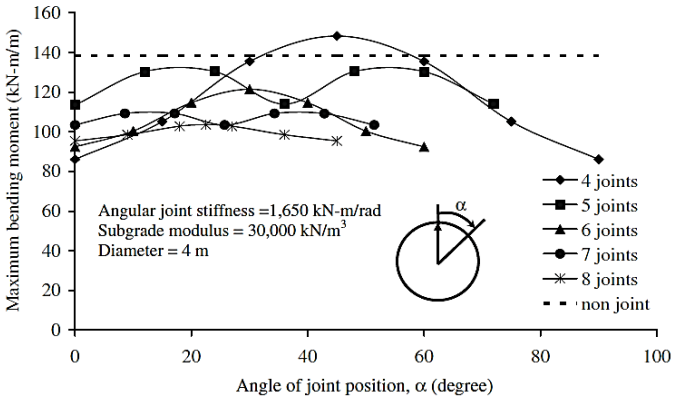


Figure 1.19: variation de moment maximum de flexion en fonction de l'orientation de joint selon différents nombres de joint

La Figure 1.20 montre les courbes de la variation de rapport du moment de flexion avec et sans tenir en compte du joint selon deux méthodes (méthode Wood 1975, Figure 1.20 a) et (méthode de Teachavorasinskun et al. 2010), Figure 1.20 (b) en fonction de la rigidité rotationnelle du

joint, K_{RO}. Lorsque les joints sont rigides (valeur élevée de K_{RO}), le moment de flexion maximal de revêtement par voussoir préfabriqué, pour les deux cas, devient normalement proche de celui continue (sans tenir en compte du joint). Cependant, dans la plage recommandée de rigidité rotationnelle du joint (1000 - 3000 kN.m/rad), de rapport du moment de flexion en tenant en compte le joint par facteur de rigidité (Figure 1.20 a) diminue d'environ 0,50 à 0,95 (cas du moment de flexion maximal) et l'autre cas (Figure 1.20 b) diminue de 0,3 - 0,90. Les auteurs ne tiennent pas compte de la présence de joints circonférentiels ni de l'effet de non uniformité des joints longitudinaux (condition 2D).

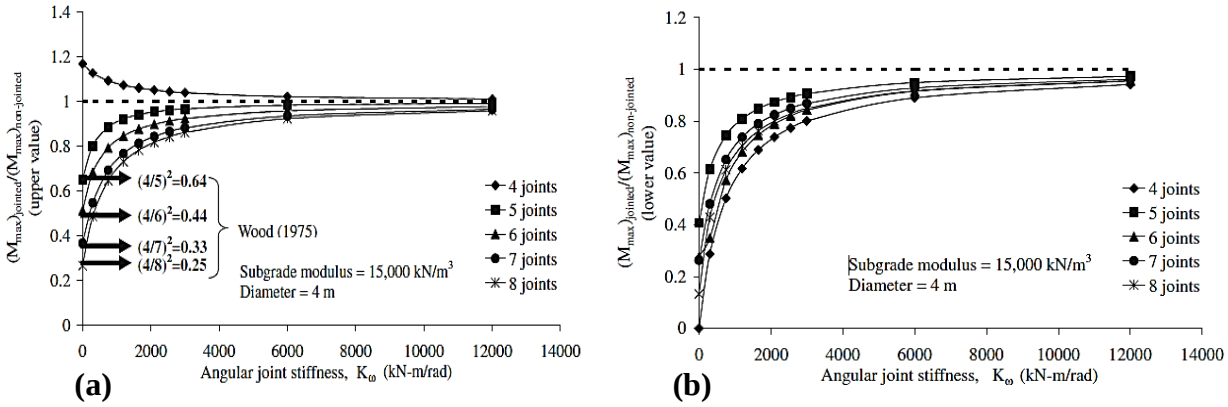


Figure 1.20 : les courbes des rapports de moments de flexion maximale en fonction de la rigidité angulaire du joint, $K_{RO.}$ Valeur de moment (a) supérieur, (b) inférieure.

Ensuite, Arnau et al. (2012) ont analysé l'influence de l'interaction entre les anneaux adjacents dans la réponse structurelle des revêtements de tunnel par voussoir préfabriqué sous l'effet de charge longitudinale uniforme induite par le poids du sol. Un modèle d'éléments finis en trois dimensions d'une section réelle de tunnel de la nouvelle ligne 9 du métro de Barcelone a été mis en place, en appliquant des techniques de modélisation qui ont permis de simuler à la fois les réponses des joints et le comportement du matériau. Le diamètre d'excavation est égal à 10,9 m et l'épaisseur de revêtement égale à 0,35 m fait référence à une section de onze anneaux, qui présentent une surface de contact béton-béton sous forme de joint longitudinal et des surfaces de contact plastiques comme joint circonférentiel. Les voussoirs en béton sont modélisés comme des éléments de coque à comportement élastique linéaire, les joints longitudinaux et circonférentiels sont des éléments d'interface non linéaires. Le frottement entre le béton et le matériau de contact a été reproduit dans le modèle constitutif de Mohr Coulomb, le module de Young a été mesuré avec l'essai de compression E = 2 * E5 kN/m2, tandis que le coefficient de frottement μ = 0,2076 est pris de l'essai de résistance tangentielle

réalisé par Cavalaro (2009). Les résultats montrent des effets significatifs du joint circonférentiel sur le comportement du revêtement (par exemple, Figure 1.21 et Figure 1.22). Cependant, l'interaction de la structure et le sol a été modélisée au moyen d'éléments ressorts placés dans les directions radiale, tangentielle et longitudinale. En outre, l'influence d'autres aspects concernant la construction du tunnel, tels que la machine de protection et les charges de construction (par exemple, la pression frontale, la pression d'injection) n'a pas été mentionnée.

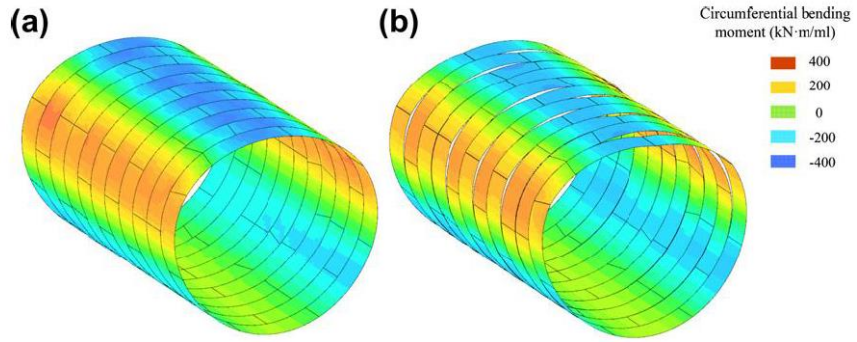


Figure 1.21: Moment fléchissant circonférentiel pour Es = 25 MPa, K0 = 0,5 pour le système couplé (efforts de vérin = 40 MN) (a) et non couplé (b) (Arnau et al. 2012)

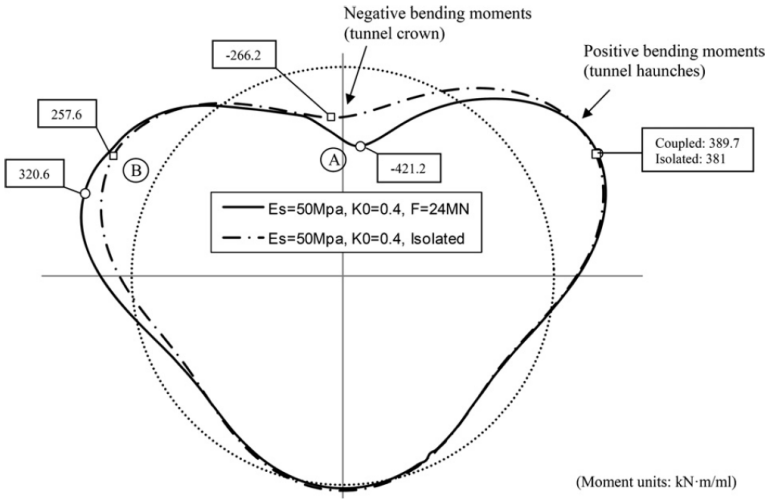


Figure 1.22: Représentation du moment fléchissant circonférentiel de l'anneau central pour Es = 50 MPa et K0 = 0,4 pour le système couplé (effort de vérin = 24 MN) et pour l'anneau isolé (Arnau et al. 2012)

En outre, Karami et al. (2018) a utilisé le logiciel FLAC3D pour modéliser numériquement le tunnel à revêtement par voussoirs préfabriqués de Sabzkouh (Iran). Les voussoirs ont été simulés par des éléments structuraux en coque. Pour étudier les effets des joints sur le comportement du revêtement segmentaire, les déplacements verticaux et horizontaux, les forces axiales et les moments de flexion ont été enregistrés, de sorte que tous les modèles

peuvent être comparés dans les mêmes conditions. Les joints longitudinaux de chaque anneau sont tournés de ± 20 degrés les uns par rapport aux autres. Selon la Figure 1.23, les joints segmentaires ont été définis en tant que liaisons longitudinaux et circonférentiels entre les éléments de coque. Ces liaisons ont six degrés de liberté qui peuvent être soit rigides, soit se comporter comme un ressort de déformation linéaire ou un ressort de déformation élastique de cisaillement.

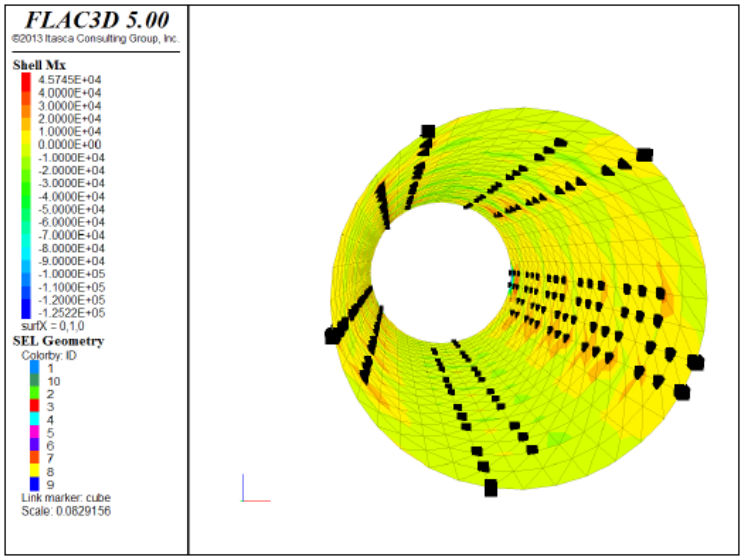


Figure 1.23: Joints segmentaires sous forme de liaison entre les éléments de coque

Les joints dans un revêtement de tunnel ont évidemment une grande influence sur le comportement du tunnel (Arnau et al. 2012, Blom 2002, Hudoba 1997, Klappers et al. 2006, Teachavorasinskun et al. 2010, Zheng- Rong et al 2006). Jusqu'à présent, cette influence n'a pas été mentionnée très souvent et n'a pas été clarifiée dans la littérature. Il n'existe toujours pas de modélisation 3D complexe capable de se concentrer sur ce problème.

1.3.4 Méthode de réaction hyperstatique

1.3.4.1 Définition

La méthode de réaction hyperstatique MRH (Duddeck et al. 1985, No et al. 2000, Oreste 2007, ITA 1988, AFTES 1997b, Do el al. 2014) (*Figure 1.24*), qui fait partie de la catégorie des méthodes numériques, est particulièrement adaptée au dimensionnement du revêtement de tunnel. La méthode nécessite la définition des charges actives qui s'appliquent directement à la structure de l'appui. Ces charges peuvent être estimées à l'aide de différentes méthodes connues dans la littérature scientifique (Mashimo et al. 2003) tel que la formule de Terzaghi (No et al. 2000). Les charges actives sont appliquées au support du tunnel par des charges

verticales, qv, et des charges horizontales, qh (Figure 1.24). D'autres charges passives, dues à l'interaction sol-structure, sont simulés à travers un certain nombre de ressorts indépendants de type « Winkler » (Schulze et al. 1964).

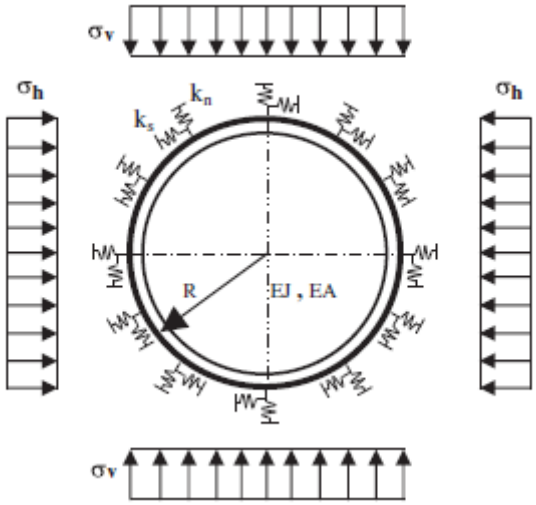


Figure 1.24: Schéma de calcul des structures de l'interaction sol-structure avec la méthode de réaction hyperstatique. Avec, kn : rigidité normale ; ks : raideur tangentielle ; R : rayon du tunnel ; EJ et EA : Rigidité de flexion et normale de la structure (Do el al. 2014).

1.3.4.2 Loi de comportement de l'interaction sol-structure

D'après Do et al. (2014), le sol interagit avec le tunnel à travers des ressorts normaux et autre tangentiels reliés aux nœuds de la structure (Figure 1.24) et à travers les charges actives appliquées. Les ressorts normaux permettent de simuler la réaction produite par le sol lorsque la structure, qui se déforme sous l'action des charges actives appliquées, se déplace vers le sol. Au contraire, les ressorts tangentiels permettent de prendre en compte la déformation normale de l'appui dans la direction circonférentielle sous l'action des charges actives appliquées. Les valeurs de rigidité des ressorts normaux (k_n) et tangentiels (k_s) pourraient être déterminées sur la base de la rigidité de sol normal (η_n) et de la rigidité de sol tangentielle (η_s). De la sorte, la rigidité du sol dépend de plusieurs paramètres tels que : le rayon du tunnel R et des paramètres du sol, tels que le module élastique E_s et le facteur de Poisson ν_s, Oreste (2007) a introduit une relation non linéaire (hyperbolique) entre la pression de réaction P et le déplacement du la structure δ (équation 1.11 et Figure 1.25) :

$$\boldsymbol{P = P_{lim}\left(1 - \frac{P_{lim}}{P_{lim}+\eta_0.\delta}\right)} \qquad \text{Équation 1.11}$$

Où $\boldsymbol{P_{lim}}$ est la pression de réaction maximale que le sol peut produire et $\boldsymbol{\eta_0}$ est la rigidité initiale du sol (pour des valeurs de δ proches de 0). En effectuant un essai de charge sur une plaque dans le sol, il est possible de noter une courbe charge-déplacement très similaire à celle hyperbolique (AFTES 1997a).

La relation non linéaire ci-dessus sera appliquée à la fois à la rigidité normale du sol et à la rigidité tangentielle du sol dans cette étude. Pour un tunnel circulaire en sol élastique sous chargement axisymétrique, la réaction du sol ne dépend que du rayon du tunnel et des paramètres d'élasticité du sol. Dans ce cas, la formule empirique suivante détaillée dans Möller (2006) peut être appliquée pour déterminer la rigidité initiale normale du sol $\boldsymbol{\eta_0}$ **(**équation 1.12)

$$\boldsymbol{\eta_0 = \beta \frac{1}{1+\nu_s} \cdot \frac{E_s}{R}} \qquad \text{Équation 1.12}$$

Où ν_s est le coefficient de Poisson du sol, R est le rayon du tunnel et Es est le module de Young du sol, β est un facteur sans dimension.

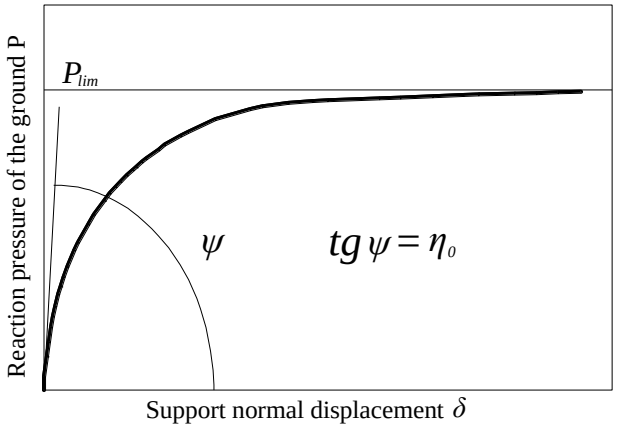


Figure 1.25: Variation de la pression de réaction de sol et le déplacement (Do et al. 2014)

Pour la pratique de l'ingénierie, le facteur β est difficile à évaluer, car la rigidité du sol n'est pas une constante du matériau, mais dépend dans une large mesure de la géométrie de la structure (Do et al. 2014). Les essais in situ, tels que les essais de chargement de plaques, bien que non représentatifs de la géométrie finale du tunnel, sont souvent utilisés pour estimer la rigidité normale du sol. Dans la littérature, la plupart des auteurs ont retenu la valeur de l'unité dans leur calcul (AFTES 1976, ITA 1982, USACE 1997, Kolymbas 2005). La rigidité de frottement ou de cisaillement à l'interface sol-appui est très difficile à estimer. La relation simple suivante

entre la rigidité normale (η_n) et la rigidité tangentielle (η_s) peut être adoptée (Mashimo et al. 2005, Plizzari et al.2006, Arnau et al. 2011b, Barpi et al. 2011) (équation 1.13)

$$\boldsymbol{\eta_s = \frac{1}{3}\eta_n} \qquad \text{Équation 1.13}$$

La valeur de la pression de réaction maximale $P_{n,lim}$ peut être estimée, à partir des valeurs de cohésion c et de l'angle de frottement ϕ du sol, en considérant l'effet de la pression de confinement (équation 1.14**)** :

$$\boldsymbol{P_{n,lim} = \frac{2.c.cos\,\phi}{1-sin\,\phi} + \frac{1+sin\,\phi}{1-sin\,\phi}.\Delta\sigma_{conf}} \qquad \text{Équation 1.14}$$

Où $\boldsymbol{\Delta\sigma_{conf}}$ est la pression de confinement sur le périmètre du tunnel définie par l'expression suivante (équation 1.15**)** :

$$\boldsymbol{\Delta_{\sigma_{conf}} = \frac{\sigma_h+\sigma_v}{2}\frac{v_s}{1-v_s}} \qquad \text{Équation 1.15}$$

La valeur de la pression de réaction de cisaillement maximale $\mathbf{P_{s,lim}}$ peut être estimée de manière préliminaire et prudente comme suit (équation 1.16**):**

$$\boldsymbol{P_{s,lim} = \frac{\sigma_h+\sigma_v}{2} tan\,\phi} \qquad \text{Équation 1.16}$$

Avec, $\boldsymbol{\sigma_v}$ **et** $\boldsymbol{\sigma_h}$ sont respectivement les contraintes verticales et horizontales du sol.

1.3.4.3 Pris en compte du joint

Do el al. (2014) ont amélioré le MRH proposé par Oreste (2007) pour étudier le comportement du revêtement de tunnel par voussoir préfabriqué. L'effet des joints longitudinaux a été pris en compte indirectement par Oreste (2007) en appliquant un facteur de réduction appliqué à la rigidité en flexion du revêtement. Tandis que pour Do el al. (2014), l'influence du joint a été directement considérée en utilisant un ressort de rotation sans longueur, qui est représenté par un rapport de fixité déterminé sur la base d'une rigidité de rotation non linéaire.

1.3.5 Méthode expérimentale

L'expérimentation est un moyen direct pour comprendre le comportement structurel des joints longitudinaux et circonférentiels consiste à suivre l'évolution de leurs états de contrainte et de déformation au cours d'essais expérimentaux. De nombreuses études expérimentales ont été étudiés par différents auteurs tenant compte les effets de plusieurs technologies de joint, mettant en évidence leur dépendance stricte.

Tout d'abord, Hordijk et al. (1996) ont réalisé des divers essais expérimentaux sur le joint plat avec interface béton-béton, avec et sans boulons, et ont comparé la relation expérimentale M-θ à la relation analytique de Janssen (1983). La Figure 1.26 montre le schéma réalisé durant les essais. Les voussoirs de tunnel ont une épaisseur de 0.35 m et une largeur de 0.5 m. La hauteur de contact du joint est de 0.158m. Les voussoirs ont été chargés par des moments de flexion croissants, sous différentes valeurs des forces normales.

Lorsque la force normale augmente, la déformation augmente. Après avoir atteindre une déformation constante, le test de rotation commence. Les forces normales s'étendent dans une plage allant de 0,2 kN/mm à 4,4 kN/mm. Pour le calcul des angles de rotation, les mesures sont directement prises sur 50 mm de joint.

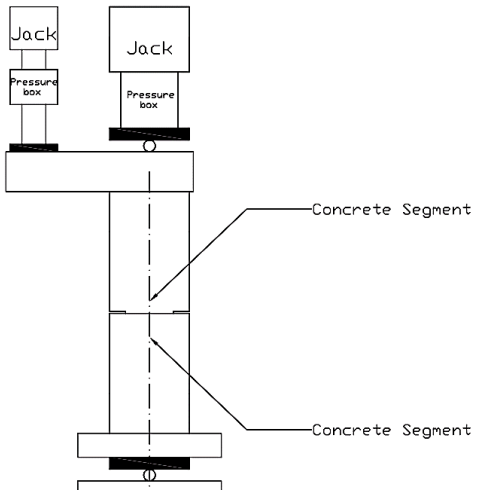


Figure 1.26: Schéma de la configuration de test (Hordijk et al. 1996)

La Figure 1.27 montre les résultats des essais en termes de moment-rotation et les résultats dérivés de la solution analytique de Janssen (1983). Dans les modèles théoriques traités, un contact parfait est supposé. Ceci n'est pas réalisable en pratique, la rigidité initiale sera donc toujours inférieure à la rigidité théoriquement obtenue. Pour des forces normales faibles, les écarts entre les rigidités expérimentales et théoriques sont importants (Vervuurt et al. 2007). Dans ces zones, la rigidité initiale calculée théoriquement selon Janssen (1983) ne peut pas être calculé. Pour une force normale variante entre 2 kN/mm et 4.4 kN/mm, la relation de Janssen (1983) montre une bonne approximation de la rigidité initiale trouvée dans les résultats de l'expérimentale. Hordijk et al. (1996) ont conclu que, pour les grandes rotations, les résultats sont conformes à Janssen (1983), ce qui signifie que le modèle de Janssen (1983) peut être utilisé pour simuler le comportement des joints (Vervuurt et al. 2007).

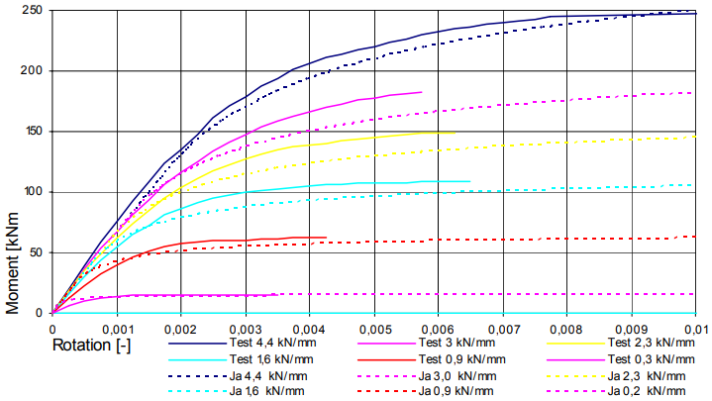


Figure 1.27: Résultats de tests de Hordijk et al. (1996) comparés à Janssen (1983).

Ensuite, Cavalaro et al. (2011) ont effectué plusieurs essais expérimentaux pour caractériser le comportement de joint avec matériaux de contact sous une contrainte simple (normale) et sous une contrainte couplée (normale et tangentielle). Les surfaces de contact sont mises en place pour assurer le transfert adéquat de la force longitudinale appliquée par le tunnelier pendant le processus de construction.

Pour déterminer la rigidité des ressorts de translation dans la direction tangentielle, Cavalaro et al. (2011) ont réalisé des essais expérimentaux pour caractériser le comportement de ces surfaces de contact sous contrainte simple (normale) et proposer un modèle constitutif mathématique pour décrire correctement ce comportement. La configuration de l'essai est présentée à la Figure 1.28. Lors de ces essais, les matériaux de contact de joint ont été considérés de bitume et de caoutchouc.

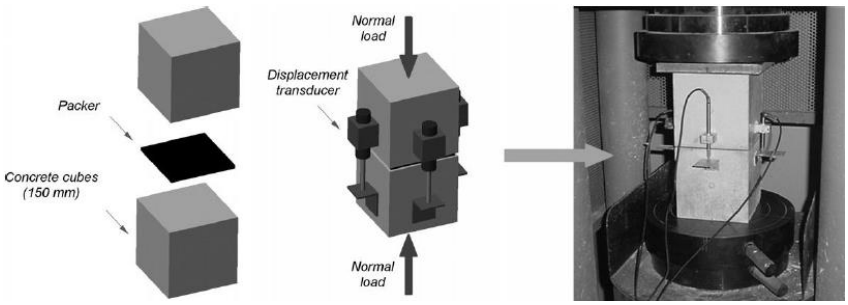


Figure 1.28: Configuration de l'essai à l'aide de blocs de béton (Cavalaro et al. 2011).

La courbe contrainte-déformation obtenue pour la troisième étape de chargement est présentée à la *Figure 1.**29*** À l'aide de ce diagramme, la plage de rigidité normale, K_N, peut être déterminée. Pour déterminer la valeur de K_N, il est nécessaire de connaître la contrainte normale agissant sur la surface de joint.

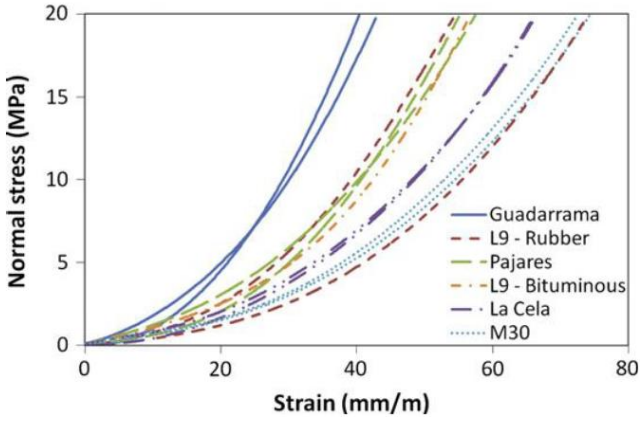


Figure 1.29: Courbe contrainte-déformation obtenue pour la troisième étape de chargement (Cavalaro et al. 2011)

En plus, Cavalaro et al. (2011) ont également effectué des expériences sur des blocs de béton sous des contraintes couplées (contrainte normale et tangentielle) (Figure 1.30). Les essais ont été effectués sous niveau de contrainte normal constant de 1.5, 8 et 15 MPa.

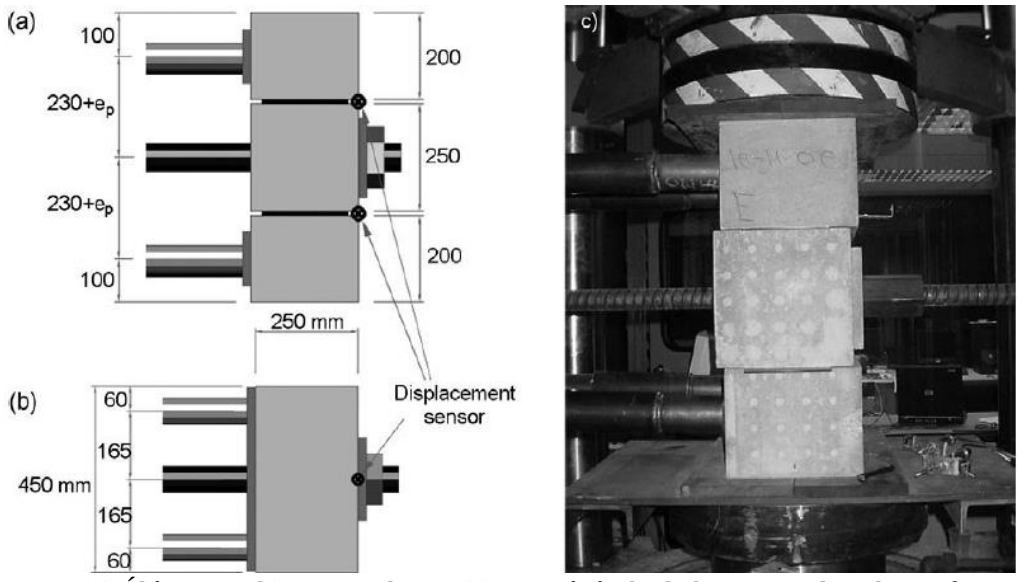
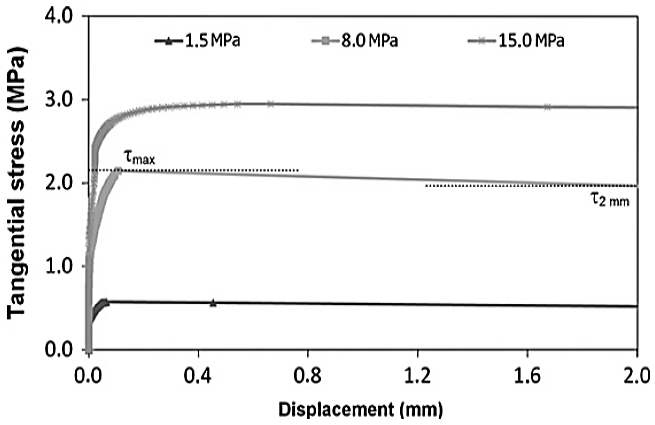


Figure 1.30: (a) Élévation, (b) vue en plan et (c) vue générale de la presse, dans la configuration de l'essai sous contrainte couplée.

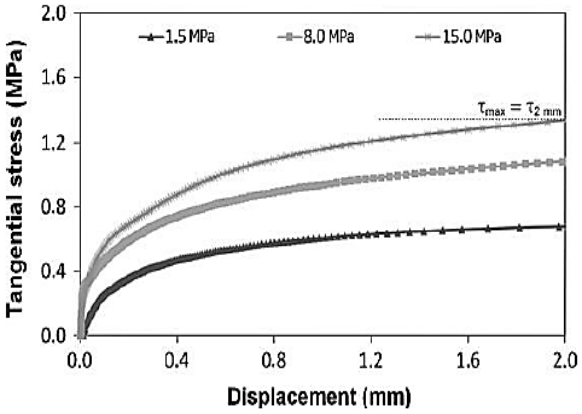
La Figure 1.31 (a) montre les graphiques qui relient la contrainte tangentielle au déplacement du bloc central, pour les essais effectués avec le joint de contact en caoutchouc sur la ligne 9 à Barcelone à un niveau de contrainte normal de 1.5, 8 et 15 MPa. Dans chaque essai, une contrainte maximale est estimée, ainsi qu'une contrainte de rupture (τ_{2mm}) obtenue avec un déplacement relatif de référence de 2 mm lorsque le joint est déjà entré dans la phase de rupture (Cavalaro et al. 2011).

La Figure 1.31 (b) montre que la contrainte tangentielle marque une différence entre la phase légèrement plastique et la phase de rupture, et n'est pas clairement estimée. De ce fait, la

contrainte tangentielle limite a été supposée d'une manière simplifiée comme celle correspondant à un déplacement de 2,0 mm pour tous les essais effectués. En conséquence, dans ce cas, la contrainte maximale (τ_{max}) est considérée égale à la contrainte de rupture (τ_{2mm}) (Cavalaro et al. 2011).



(a)



(b)

Figure 1.31: Courbes de contrainte-déplacement tangentielles de la ligne 9 à Barcelone : (a) Caoutchouc, (b) bitume (Cavalaro et al. 2011).

La Figure 1.32 représente le comportement de l'essai en situation de contact direct sans matériaux de contact, elle montre une phase initiale raide dans laquelle l'augmentation de la contrainte tangentielle ne produit pas de déplacements importants. Le coefficient de frottement mesuré pour le joint sans matériau de contact est de 0.56 pour une contrainte normale de 1.5 MPa et de 0.62 pour une contrainte normale de 4 MPa (Cavalaro et al. 2011).

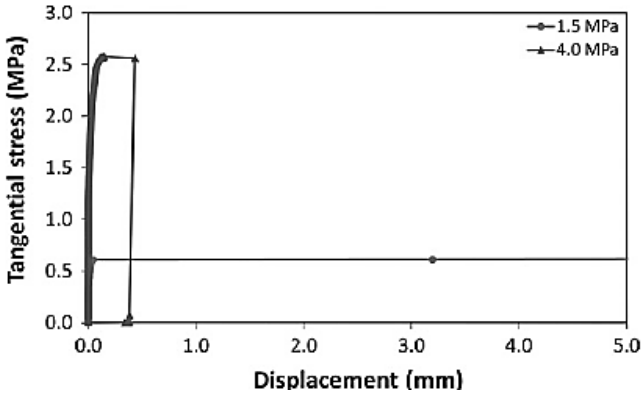


Figure 1.32: Courbes contrainte-déplacement tangentielles dans la situation sans couche de contact direct (Cavalaro et al. 2011).

Le comportement de ces trois joints de contact différents est identifié avec un faible frottement (matériau bitumineux), un frottement intermédiaire (matériau en caoutchouc) et un frottement élevé (béton-béton). Le travail représente une identification claire des mécanismes physiques qui se produisent dans les joints avec les matériaux de contact et clarifie un aspect à prendre en compte dans le modèle conceptuel qui décrit un comportement non linéaire des joints.

Li et al. (2015) ont étudié le comportement des joints longitudinaux en utilisant des boulons plats dans la ligne 13 du métro de Shanghai, avec un essai à grande échelle effectué en chargeant d'une manière continue le joint jusqu'à ce qu'il soit complètement défaillant. Les voussoirs ont une épaisseur de 35 cm, une largeur de 1.2 m et un diamètre extérieur de 6.2 m. Le béton à haute résistance C55 a été utilisé pour les voussoirs, reliés par deux boulons M30. Le joint est chargé en quatre états de chargement dans les cas de moment positif et négatif. La Figure 1.33 montre le schéma de l'essai pour le cas de flexion, où des charges horizontales et verticales simulent les moments axiaux et de flexion, pour le cas de moment négatif, le système est tourné à l'inverse.

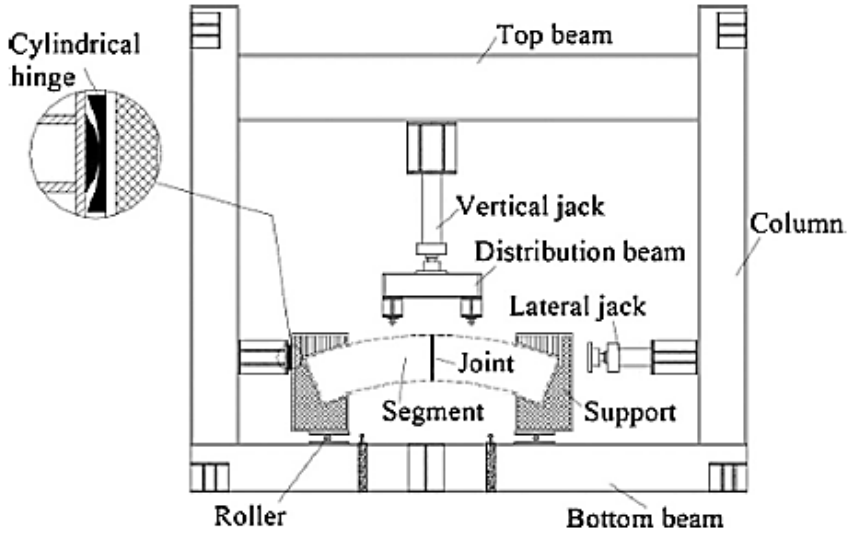


Figure 1.33: Schéma de l'essai de flexion du joint longitudinal (Li et al. 2015).

Sur la base des observations de l'essai, un modèle progressif est proposé pour simuler le comportement mécanique complet de joint. Durant le cours de l'essai de chargement, le modèle soumis en une série de 4 états de contraintes, sous flexion positive (*Figure 1.**34***) et ensuite sous flexion négatif (Figure 1.35). Chaque état de contrainte correspond à un mode de chargement du joint qui est observé dans les tests. Les contributions du béton, du boulon et du joint d'étanchéité au comportement mécanique du joint sont incluses dans le modèle.

État 1 : La surface de contact de joint est bloquée sans joint de rotation. La déformation du boulon est presque zéro et l'axe neutre de la section transversale est au-dessus (moment positif) ou en dessous (moment négatif) de la position du boulon.

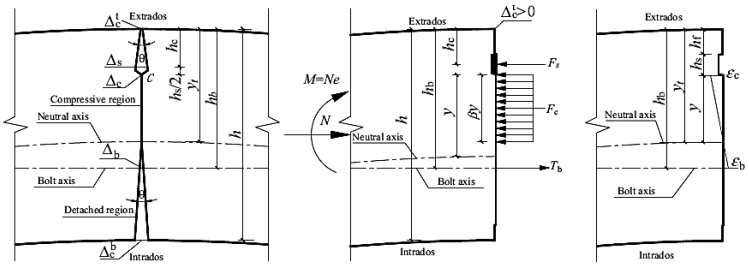
État 2 : La surface de contact de joint s'ouvre progressivement du côté interne (moment positif) ou du côté externe (moment négatif) et le joint commence à tourner. La tension de traction du boulon commence à augmenter et l'axe neutre s'éloigne de l'intrados (moment positif) ou de l'extrados (moment négatif).

État 3 : Augmentation de l'ouverture du joint jusqu'à la fermeture de l'écart entre les deux voussoirs de béton au niveau du bord externe (moment positif) ou interne (moment négatif). Cela entraîne une force de contact supplémentaire du béton F0 au bord externe (moment positif) ou interne (moment négatif) et l'ouverture du joint à une tendance à ralentir.

État 4 : l'ouverture du joint s'accélère, la tension du boulon dépasse sa limite d'élasticité. Le béton subit une rupture en même temps que le joint s'ouvre complètement avec l'augmentation de la déformation du béton en compression au niveau du bord externe (moment positif) ou interne (moment négatif).

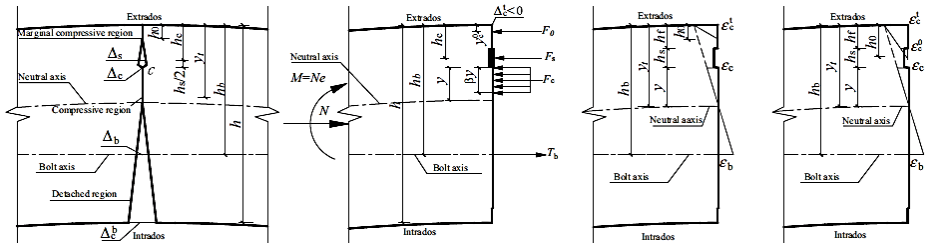
Sous Moment positif

État 2 :



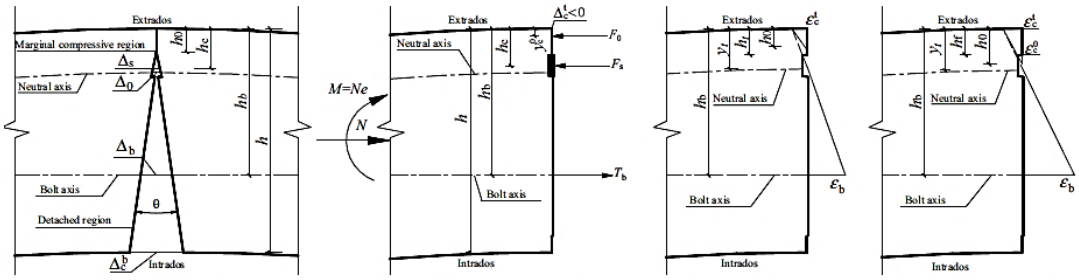
(a) Joint deformation (b) Equilibrium condition (c) Strain distribution

État 3 :



(a) Joint deformation (b) Equilibrium condition (c) Strain distribution 1 (d) Strain distribution 2

État 4 :

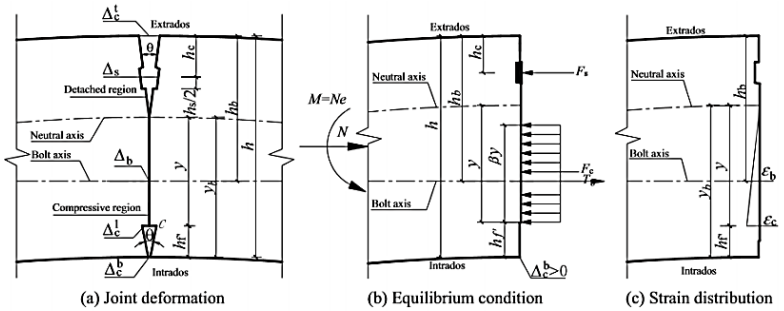


(a) Joint deformation (b) Equilibrium condition (c) Strain distribution1 (d) Strain distribution2

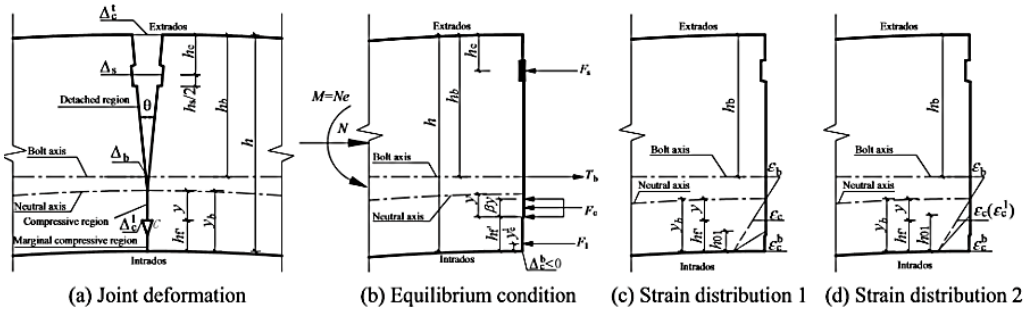
Figure 1.34: Différentes états de contrainte sous moment positif lors des phases de chargement (Li et al. 2015)

Sous Moment Négatif

État 2 :



État 3 :



État 4 :

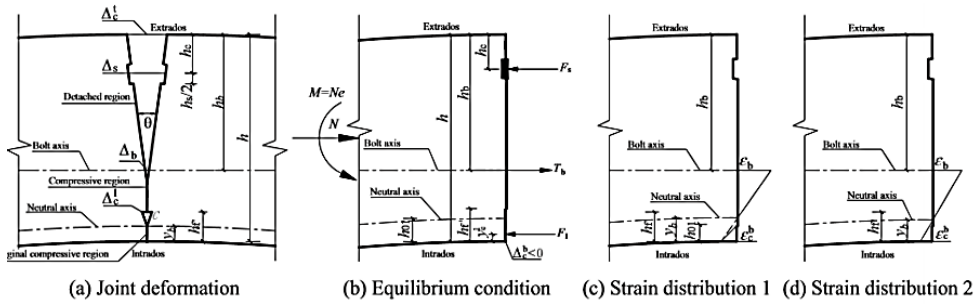


Figure 1.35: Différentes états de contrainte sous moment négatif lors des phases de chargement (Li et al. 2015).

Le comportement mécanique du joint longitudinal soumis à un moment de négatif est très similaire à celui soumis à un moment positif, comme le montre la Figure 1.36. La différence principale est la valeur du moment pour atteindre la même ouverture : pour atteindre la même rotation de joint la valeur de moment négatif est inférieure à celle positif.

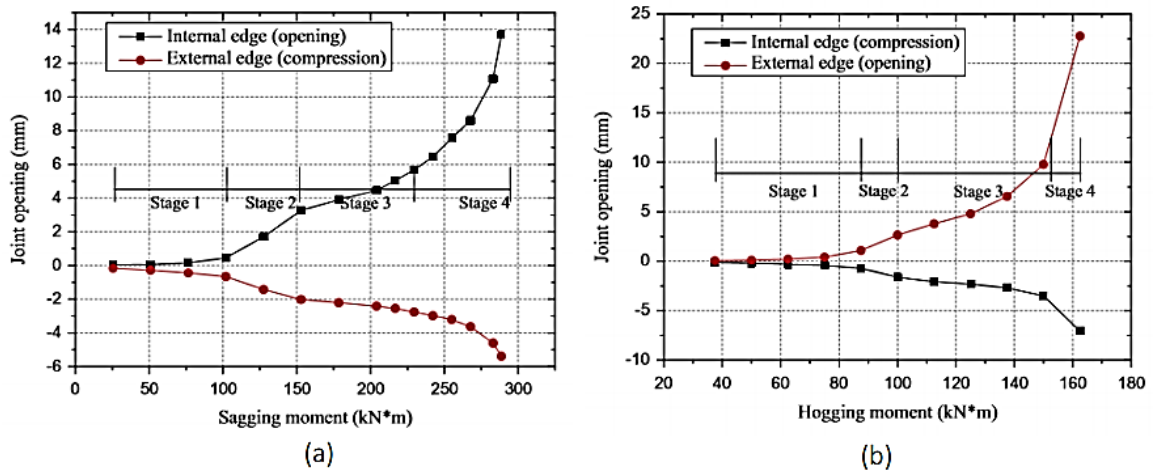


Figure 1.36: Développement de l'ouverture de joint sous (a) moment positif, (b) moment négatif (Li et al. 2015)

Une autre conclusion importante a été réalisée par les auteurs, à l'aide d'une série d'analyses paramétriques appliqué sur leur modèle mécanique progressif analytique, en variant la positions des boulons. Lorsque le boulon est situé sur le bord interne, la plus petite ouverture du joint est lue avec un moment positif, et la plus grande ouverture du joint est obtenue avec un moment négatif (Figure 1.37). Cela signifie que la position du boulon le long du contact avec la surface influe sur le comportement du joint et sur son comportement lui-même ; lorsque le boulon est situé plus près du bord intérieur, la déformation de boulon et sa capacité portante (Moment ultime) sont plus grandes pour le joint soumis à un moment positif que dans le cas d'un joint soumis à un moment négatif.

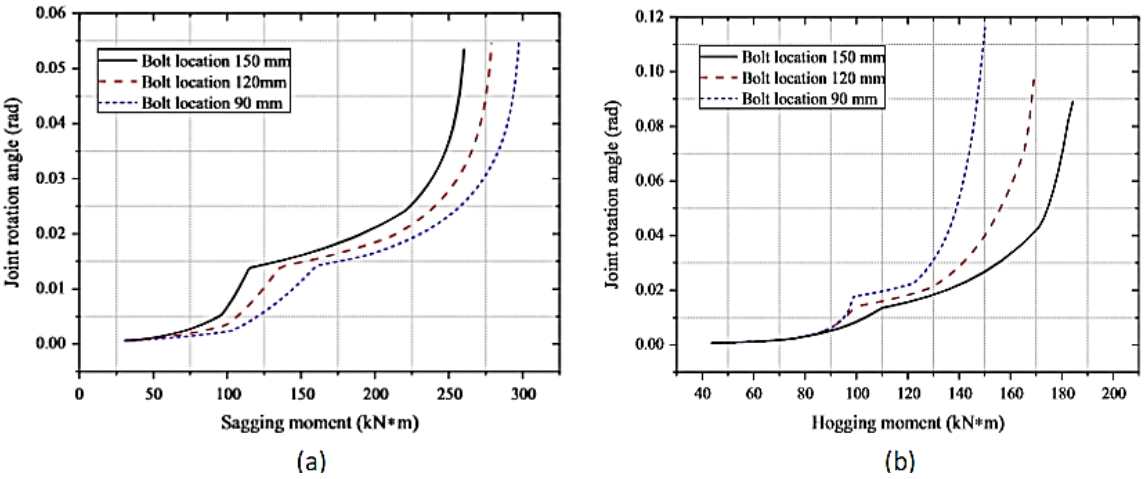
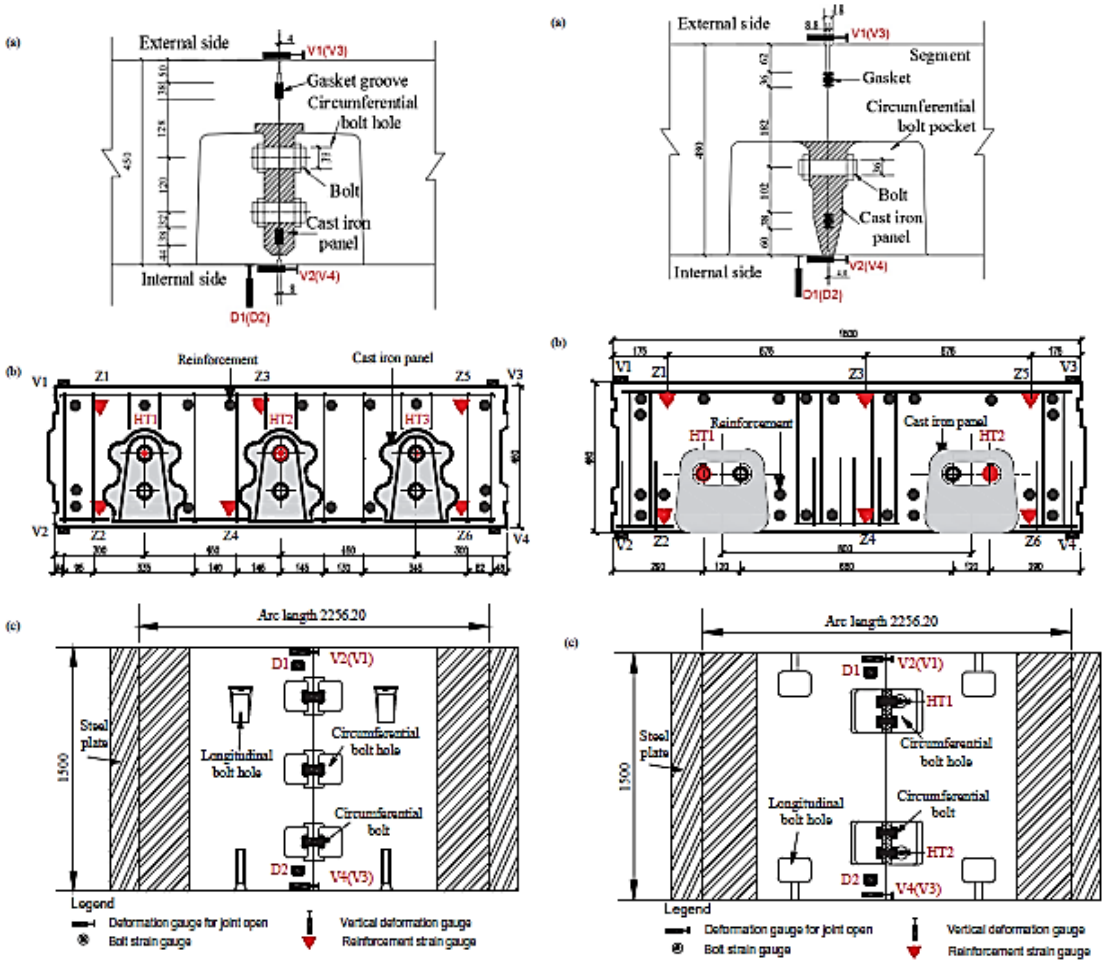


Figure 1.37: Développement de l'ouverture de l'articulation avec (a) moment positif et (b) moment négatif (Li et al. 2015)

L'influence de la charge axiale est aussi étudiée par les auteurs. Ils ont trouvé que plus la charge axiale est importante, plus l'ouverture du joint et la déformation du boulon sont petits, que ce soit pour le cas du moment positif ou du moment négatif. En outre, L'ouverture du joint et la

déformation du boulon à l'état limite ultime sont également influencées par la charge axiale. Dans le cas du moment positif, l'angle de rotation du joint et la déformation du boulon à l'état limite ultime augmentent respectivement avec l'augmentation de la charge axiale. Dans le cas du moment négatif, l'angle de rotation du joint et la déformation du boulon à l'état limite ultime diminuent avec l'augmentation de la charge axiale. En ajoutant aux résultats de cet essai, d'autres auteurs Do et al. (2013) ont également confirmé numériquement l'influence de la configuration des joints sur la distribution des forces de revêtement, pour laquelle la rigidité de rotation de joint sous moment de flexion négatif devrait être approximativement de ½ - ⅓ de la rigidité sous un moment positif.

Jin et al. (2017) ont appliqué une série d'essais expérimentaux à grande échelle sur deux types de joints utilisés dans un projet de tunnel de transfert d'eau. Ce protocole expérimental représente une série d'essais expérimentaux à grande échelle sur deux types de joints segmentaux utilisés dans un projet de tunnel de transfert d'eau : Le premier JR est un type de joint utilisé pour les sections de tunnel sous une rivière (Figure 1.38 a) et donc soumis à une pression d'eau externe élevée, ce type de joint se compose de trois trous de boulons, chacun ayant deux boulons décalés à des hauteurs différentes. L'autre type JL est appliqué généralement pour les sections à 30 m sous la surface du sol (Figure 1.38 b), les joints de voussoirs de ce type sont caractérisés par deux trous de boulons, chacun ayant deux boulons décalés à des hauteurs différentes Cette différence significative entre les sections de joint résulte deux relations différentes entre le revêtement en béton et les boulons lorsqu'ils sont soumis à une force interne Jin et al. (2017). L'objectif principal de l'étude était de mieux comprendre le mécanisme du comportement en rotation de ces deux types de joints segmentaires dans les cas de moment de flexion négatif et positif.

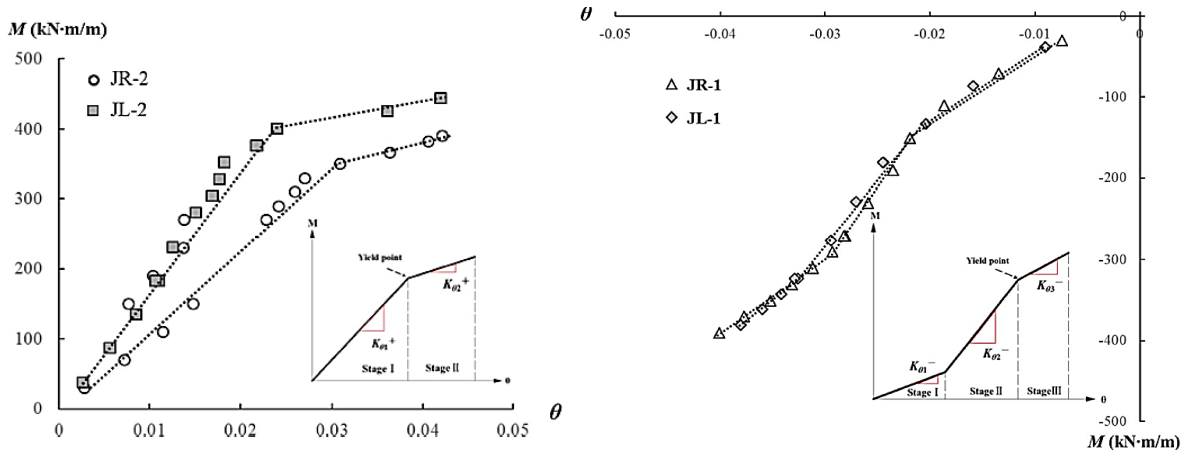


(a) (b)

Figure 1.38: Géométrie des joints de tunnel (unité : mm): [i : sous rivière JR, ii : sous 30m de la surface de sol JL], (a) Section du joint, (b) Disposition des jauges de contrainte pour les joints, (c) montage pour le joint (Jin et al. 2017)

La Figure 1.39 montre les courbes du moment de flexion 'M'en fonction de l'angle de rotation 'θ' pour les échantillons ayant quatre segments étudiés sous moments de flexion positifs et négatif pour différents types de joints JR et JL. D'après la Figure 1.39 (a), lorsque les joints sont soumis à un moment de flexion positif, le développement de ces courbes est également divisé en deux étapes. L'étape I correspond à la contribution de boulon entre les voussoirs, le comportement M- θ est affecté par les caractéristiques structurelles du joint, telles que le nombre, l'emplacement et la disposition des boulons. D'où JL-2 (ayant 6 boulons) présente un comportement plus rigide et un moment d'élasticité supérieur à JR-2 (ayant 4 boulons). Alors que les courbes de JR-2 et JL-2 à l'étape II présentent à peu près la même pente, ce qui indique que le comportement d'un joint à l'étape II est principalement réagi par la compression du béton.

Contrairement aux joints soumis à un moment de flexion positif, les courbes M-θ des joints soumis à un moment de flexion négatif présentaient des formes trilinéaires, comme illustré à la Figure 1.39 (b). La principale raison de ce comportement est les écarts initiaux entre les voussoirs dus à la présence des joints d'étanchéité et la disposition des boulons (Jin et al. 2017). Les courbes des deux échantillons testés sont presque confondues, ce qui démontre que ces deux types des joints présentent un comportement de rotation similaire sous un moment de flexion négatif (Figure 1.39 (b).



(a) (b)

Figure 1.39 :Courbes M – θ des joints segmentaires : (a) sous moment de flexion positif, (b) sous moment de flexion négatif

Pour mieux comprendre le mécanisme du comportement observé dans les expériences, un modèle par éléments finis tridimensionnels (MEF) avec ABAQUS (version 6.14) est développé. Les boulons, les panneaux en fonte et les conditions de contact initiales entre les voussoirs (Figure 1.40) ont été pris en compte. Dans le modèle FE, les boulons entre les voussoirs ont été modélisés en tant que matériau linéaire élastique parfaitement plastique, comme le confirment les données expérimentales, le niveau de contrainte de tous les boulons est resté dans le domaine élastique tout au long des tests. Dans l'intérêt des coûts de calcul, le modèle bilinéaire proposé par Zhang et al. (2003) a été utilisé pour le voussoir de tunnel en béton armé dans le modèle FE, tandis que les supports en acier aux extrémités des segments de tunnel ont été modélisés en tant que matériau élastique linéaire. Dans la simulation MEF, des éléments solides à huit nœuds avec une intégration réduite ont été utilisés pour modéliser les segments, les plaques d'acier, les panneaux en fonte et les boulons. Deux modèles MEF ont été établis pour évaluer l'influence des écarts initiaux entre les segments sur le comportement des joints : le modèle MEF-0 mm a été créé pour évaluer la condition parfaite sans écart et le modèle MEF-2 mm était destiné aux conditions imparfaites avec un écart de 2 mm entre les voussoirs.

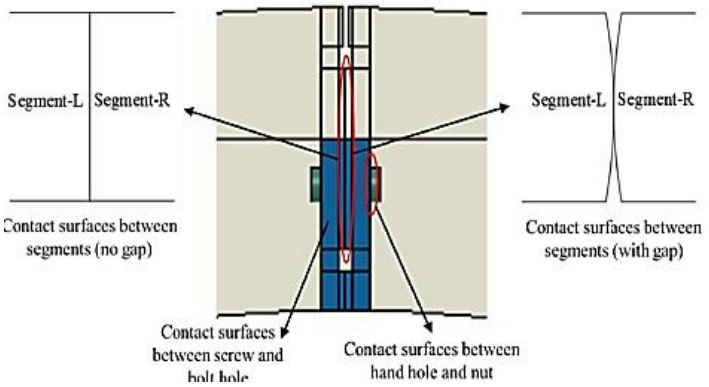


Figure 1.40: Modèles pour les surfaces de contact au niveau de l'articulation segmentaire.

La Figure 1.41 montre les courbes M-θ de joints calculés par les deux modèles (MEF-0mm et MEF-2 mm) avec les données expérimentales. Les résultats des modèles MEF-2 mm montrent un accord avec les résultats expérimentaux que les modèles MEF-0mm. Les résultats de l'analyse paramétrique sur l'effet des espaces initiales entre les voussoirs ont montré que même un écart aussi petit que 2 mm, peut donner lieu à une grande ouverture de joint au début du chargement et réduire considérablement la rigidité de joint à un cas de contact parfait. Alors, la présence des joints d'étanchéité qui produit une espace entre les voussoirs ont une influence importante à la rigidité de rotation de joint longitudinal.

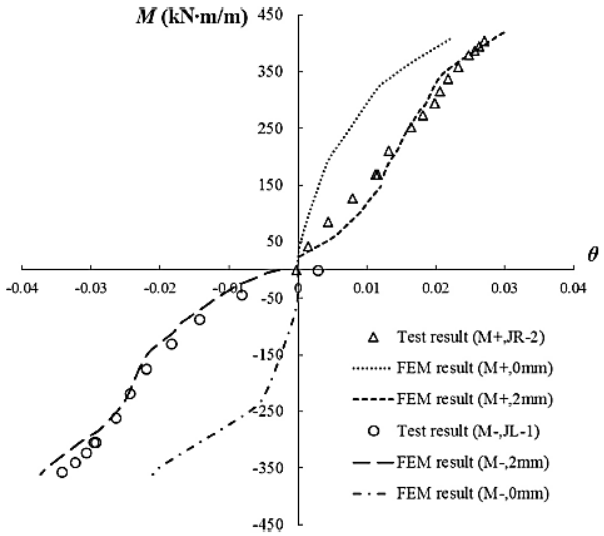


Figure 1.41: Courbes M – θ des simulations du modèle FE et des essais expérimentaux.

Plus récemment, Zuo et al. (2018) ont analysé le comportement mécanique d'un joint longitudinal sous des charges de compression-flexion expérimentalement (Figure 1.42).

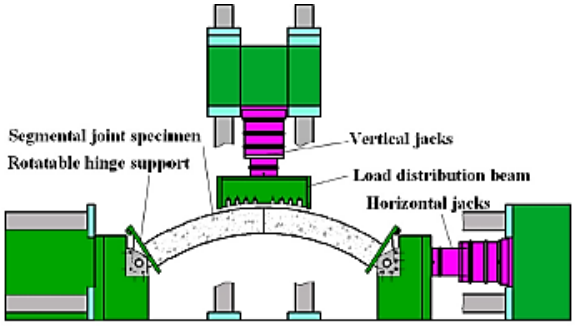


Figure 1.42: Essai de compression-flexion (Zuo et al. 2018).

Zuo et al. (2018) ont montré la relation entre l'ouverture maximale du joint et le moment de flexion pour différentes force axiale. La Figure 1.43 montre que la valeur de l'ouverture du joint aux extrémités bas et haut de l'épaisseur de voussoir, est considérablement plus grande que celle des autres positions. La valeur des points de mesure intermédiaires est plus petite car les boulons exercent l'effet de contraintes en position intermédiaire, ce qui limite l'ouverture de ces deux points de mesure. Sur la base de la comparaison de (a) et de (d), il peut s'avérer que lorsque l'effort axial augmente, l'ouverture du joint de tous les points de mesure est considérablement réduite, ce qui justifie que l'effort axial a pour effet d'augmenter la force de retenue entre les voussoirs.

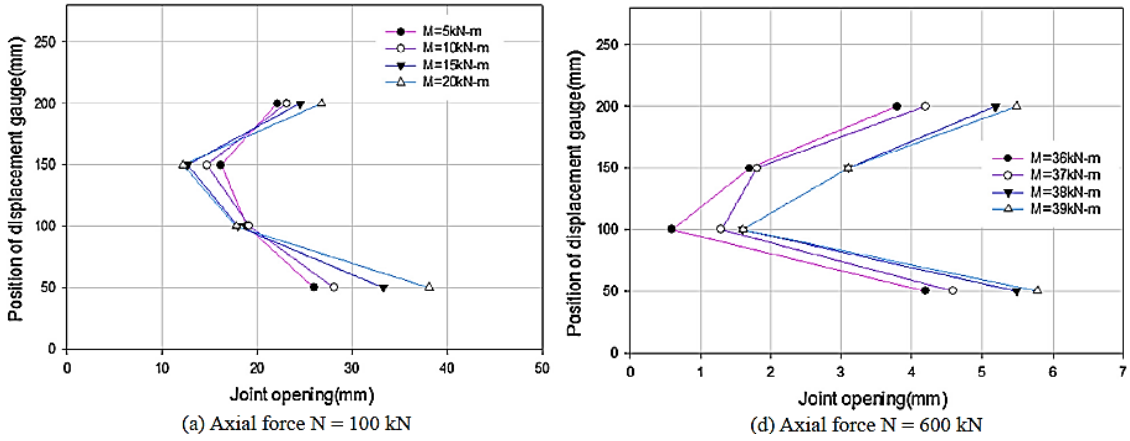


Figure 1.43: Relation entre l'ouverture du joint et le moment de flexion sous différentes forces axiales (Zuo et al. 2018).

Il a montré encore dans son article que la force axiale a une influence importante sur la déformation de joint, les barres d'acier dans l'extrados du joint et sur la contrainte du boulon. Les barres d'acier dans l'extrados du joint supportent une tension sous les efforts de compression et de flexion, tandis que les barres d'acier dans l'intrados du joint supportent une contrainte de compression. Lorsque la force axiale est importante (N = 600 kN), avec l'augmentation du moment de flexion, les barres d'acier qui supportent une contrainte de tension peuvent changer pour supporter la contrainte de compression. La Figure 1.44 montre

que la contrainte du boulon change évidemment avec les modifications de la force axiale et du moment de flexion du joint. Lorsque la force axiale est constante, la contrainte du boulon augmente de manière significative avec l'augmentation du moment de flexion et lorsque le moment de flexion du joint est constant, la contrainte du boulon diminue avec l'augmentation de la force axiale.

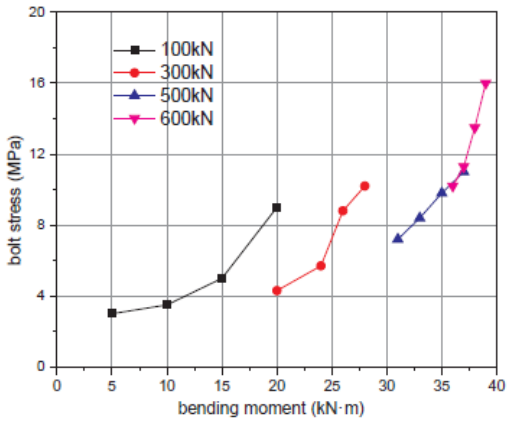


Figure 1.44: Relation entre la contrainte du boulon et la force interne.

Cette revue de la littérature expérimentale réalisée sur des structures complexes et discutées jusqu'à présent, offre une bonne interprétation du comportement structurel global. D'autre part, des principaux paramètres d'influence à prendre en compte, prise en compte dans les approches numériques pour la conception du revêtement de tunnel sont présentés ci-après.

1.4 Conclusion

Dans la littérature, l'influence du joint par voussoir préfabriqué sur le comportement du revêtement du tunnel est observée par des approches analytiques, numériques et expérimentales. Regardant l'approche analytique, le joint est généralement pris en compte par les méthodes indirectes et directes. En ce qui concerne les méthodes indirectes, la présence du joint est définie à travers une rigidité réduite de la structure du tunnel, cette méthode ne peut ni prendre en compte les complexités des caractéristiques des joints, y compris la rigidité et la répartition des joints, ni analyser les situations complexes du terrain environnant. Selon les méthodes directes, les joints segmentaires sont ajoutés directement à la structure du revêtement du tunnel. En dehors de Ding et al. [2004], la plupart des modèles directes représente le comportement du joint longitudinal à travers des ressorts de rotation au niveau du joint. Cependant, ces méthodes ne peuvent pas être appliquées aux cas où la répartition des joints est asymétrique par rapport à l'axe vertical du tunnel.

Afin de surmonter les inconvénients des solutions analytiques, des analyses numériques ont été réalisées. Dans les modèles 2D développés, Hefny et al. (2006) ont étudié numériquement l'influence de nombre de joints, de leur orientation, du facteur de pression du sol latéral et de la profondeur du tunnel sur le moment de flexion induit dans un revêtement de tunnel segmental. En plus, Do et al. (2013) ont montré l'influence de chaque paramètre de rigidité radiale, axiale et rotationnelle du joint longitudinal. En ce qui concerne le modèle numérique 3D, certains chercheurs se sont concentrés sur l'étude de l'influence du joint sur le comportement du revêtement du tunnel (Teachavorasinskun et al. 2010, Arnau et al. 2012, Karami et al. 2018). Malgré cela, il n'existe toujours pas de modélisation 3D complexe capable de bien clarifier ce problème.

En outre, la méthode de réaction hyperstatique MRH (Duddeck et al. 1985, No et al. 2000, Oreste 2007, ITA 1988, AFTES 1997b, Do el al. 2014), fait partie de la catégorie des méthodes numériques, et particulièrement adaptée au dimensionnement du revêtement de tunnel. L'interaction de sol et la structure est prise en compte dans cette méthode, nécessite la définition des charges actives et passives du sol. Une relation non linéaire (hyperbolique) est introduite entre la pression de réaction P et le déplacement de la structure (Do el al. 2014) et l'influence du joint a été directement considérée par un ressort de rotation sans longueur, représenté par un rapport de fixité déterminé sur la base d'une rigidité de rotation non linéaire.

Outre les approches numériques, des études expérimentales des structures de revêtement de tunnel ont également été étudiés aux laboratoires ou sur des chantiers. Malheureusement, l'influence de la présence de joint segmentaire sur le comportement global d'un revêtement de tunnel n'a pas été traitée en détail.

Chapitre 2

Étude comparative des méthodes existantes

2.1 Introduction

Dans la littérature, les effets des joints sur le comportement du revêtement du tunnel sont généralement considérés à la fois par des méthodes indirectes et directes. En ce qui concerne les méthodes indirectes, la structure de tunnel est définie comme un anneau de revêtement rigide au contact du sol environnant. Pour les méthodes directes, le joint est pris en compte par un élément de liaison élastique, plus précisément, un ressort en rotation. L'interaction entre le sol et la structure est le plus souvent prise en considération par la méthode des réactions hyperstatiques en modélisant le sol environnant par des ressorts normaux et tangentiels. Dans ce chapitre, une étude comparative des différentes méthodes : directes, indirectes et hyperstatique, est appliquée afin de regarder la fiabilité de chaque approche.

Un modèle d'un anneau en 1D simplifié est développé à l'aide du logiciel Robot Autodesk et porte sur le cas pratique d'un projet expérimental de l'Université de Tongji étudié par Huang et al. (2019). C'est un tunnel de transport d'eau usée, de diamètre 9 m. Dans le modèle réalisé, outre les pressions externes normales de l'eau et du sol, le tunnel subit également des pressions hydrostatiques internes. Les résultats exploités par toutes les méthodes, sont comparés par les résultats expérimentaux obtenus (Huang et al. 2019) en termes de moment fléchissant et de convergence. Plusieurs études paramétriques sont mises en place.

2.2 Description du projet expérimental

Les essais de chargement à grande échelle ont été réalisés sur la base d'un « tunnel profond » situé sous la rivière Suzhou à Shanghai (Huang 2019), afin de réduire les problèmes de débordement du sol de la ville pendant les fortes pluies. Des essais ont été effectués sur un tunnel de longueur 1,5 km et une profondeur de 40 m. La Figure 2.1 montre la coupe transversale de la structure du voussoir, ayant une épaisseur de 650mm et un diamètre intérieur de 9 m. L'anneau a une largeur de 1500mm et il est composé de huit voussoirs, dont un bloc clé (K), deux voussoirs adjacents (AB) et cinq voussoirs standards identiques (SB). Le béton armé à haute performance C60 est adapté à la structure des voussoirs et définie dans Robot (voir Tableau 2.1). Toutes ces données sont extraites de Huang (2019). Dans cette étude, un modèle de demi-anneau symétrique (Figure 2.2) est utilisé pour simplifier le calcul. En ce qui concerne les conditions aux limites, le modèle est encastré d'une extrémité et un appui double est appliqué de l'autre extrémité (Figure 2.2).

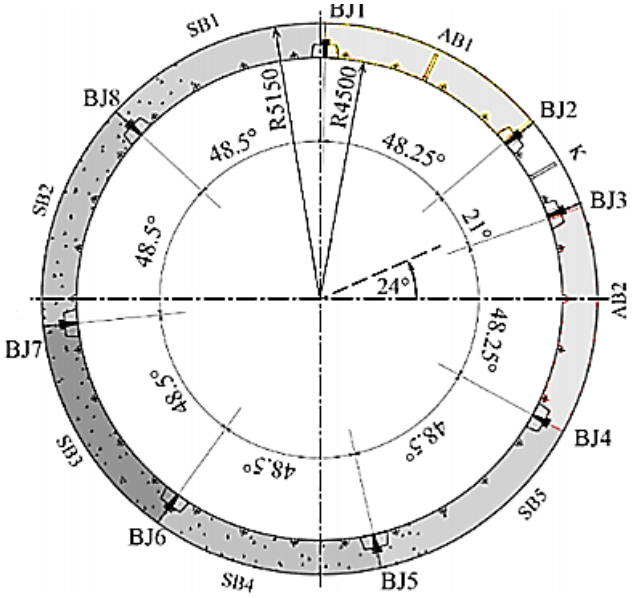


Figure 2.1 : Coupe transversale de la structure de l'anneau

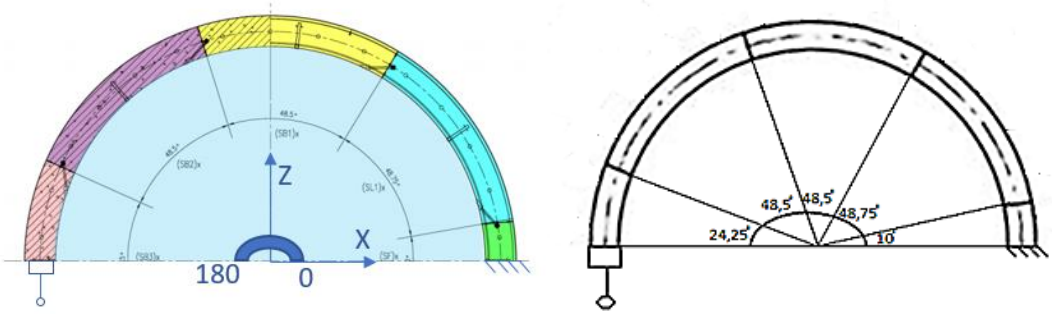


Figure 2.2 : Modèle de demi-anneau

Tableau 2.1 : caractéristiques du béton C60

Limite d'élasticité	Module de Young	Coefficient de poisson
Fy (MPa)	E (MPa)	ν
60	43000	0.2

Par rapport au cas de charge, les pressions de sol appliqués incluent : la pression de la terre au repos p, la pression de la terre latérale (q1), (q2), la pression de l'eau externe q_{w0}, la pression de l'eau intérieure q_{wi}, la pression de réaction du sous-sol p_k et le poids propre g ; comme le montre la Figure 2.3 et le Tableau 2.2*Tableau 2.1.* Dans le montage expérimental, tous ces charges mécaniques sont converties en 30 ensembles de charges concentrées de 1000 KN chacune. Les 30 ensembles de charges sont répartis symétriquement par rapport à l'axe vertical

de la configuration de l'essai et à celui d'un simple anneau. Dans cette étude un demi-anneau est modélisé, donc que 15 charges ponctuelles sont appliquées dans le modèle.

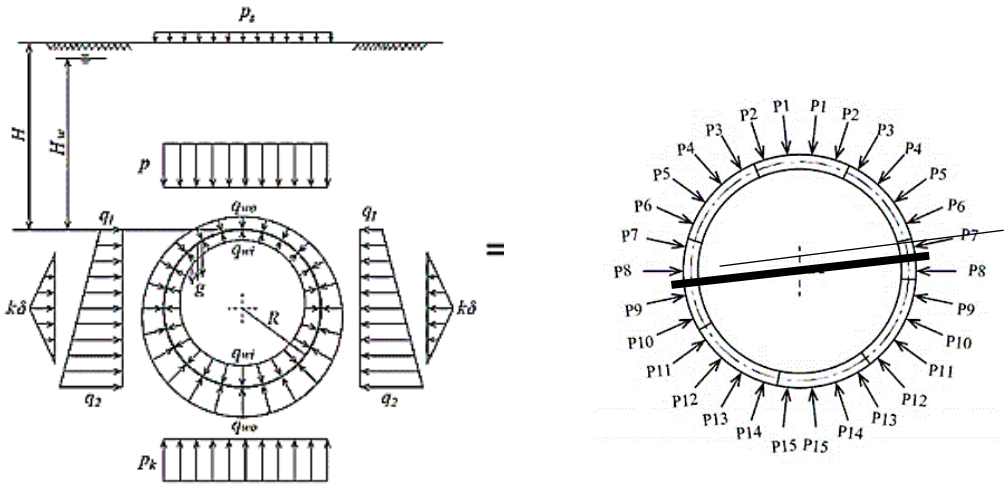


Figure 2.3 : Modèle mécanique simplifié des tests (Huang 2019)

Tableau 2.2: symboles des charges

Symboles	Charges
P	Pression de terre au repos
(q1),(q2)	Pression de la terre latérale
q_{w0}	Pression de l'eau externe
q_{wi}	Pression de l'eau interne
K	Coefficient de résistance latérale
Δ	Déviation du revêtement segmentaire [−45°; 45°]
p_k	Pression de réaction du sol
G	Poids propre de voussoir

2.3 Application des méthodes

Le passage de l'approche expérimentale à l'approche analytique ou numérique est assez difficile, des hypothèses simplifiées doivent être pris en compte. Il n'est pas possible de reproduire analytiquement ou numériquement ce qui se passe exactement dans le mécanisme observé. "Les modèles doivent toujours être d'une complexité suffisante" (Wood 2014). Compte tenu des différentes méthodes décrites dans la littérature, pour étudier l'influence de

la présence de joints, trois méthodes : indirectes, directes et la méthode des réactions hyperstatique sont appliqués sur un modèle de structure créer par le logiciel Robot. Le calcul témoin est appelé « méthode continue », suppose que l'anneau du tunnel est un modèle continu, sans présence de joint. Les résultats obtenus en termes de moment fléchissant et convergence sont comparés avec les résultats expérimentaux obtenus par (Huang et al. 2019).

2.3.1 Méthode indirecte

La méthode indirecte, considère le revêtement segmentaire comme un anneau continu avec une rigidité réduite (Wood 1975, Einstein et al. 1979, Duddeck et al. 1985, Liu et al. 1991, No et al. 2000, Oreste et al. 2007). De ce fait, le joint n'est pas considéré comme un élément structurel (Figure 2.4) dans cette étude nais les voussoirs sont simulés par des éléments de poutres. La section de la poutre est définie par son épaisseur égale à 650 mm et sa largeur de 1500 m et le béton C60 est choisi comme un matériau par défaut de la poutre. Quinze charges ponctuelles de valeurs 1000 kN chacune sont appliqués tout autour de demi-anneau et répartis symétriquement par rapport à l'axe vertical de la configuration de l'essai (Figure 2.3). Les caractéristiques implémentées dans le modèle sont présentées dans le Tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Les caractéristiques du modèle implémenté

Diamètre m	Épaisseur m	Largeur m	Matériau MPa	Chargement kN
9 m	0,65	1,5	Béton armé C60	1000

La présence du joint est définie par un facteur de réduction η (équation 2.1), appliqué à la rigidité de flexion (EI) du revêtement de tunnel. Avec $(EI)_{eq}$ est la rigidité à la flexion du revêtement par voussoir préfabriqué et EI est la rigidité à la flexion du revêtement continue sans joint. Normalement, le facteur de réduction η dans la littérature est compris entre 0,25 et 1. Plus le facteur de rigidité du joint η est proche de 1, plus le modèle se comporte comme un tunnel continue (sans joint). Dans cette étude, plusieurs valeurs de η sont appliquées tels que : 0.25, 0.4, 0.6, 0.8 et 1 afin de visualiser la distribution du moment ainsi que la convergence tout autour du tunnel pour tous les cas. Une calibration de ce facteur de réduction est appliquée pour savoir sur quelle valeur de η le modèle indirect sera comparable avec l'expérimentation.

$$\eta = \frac{(EI)_{eq}}{EI} \qquad \text{Équation 2.1}$$

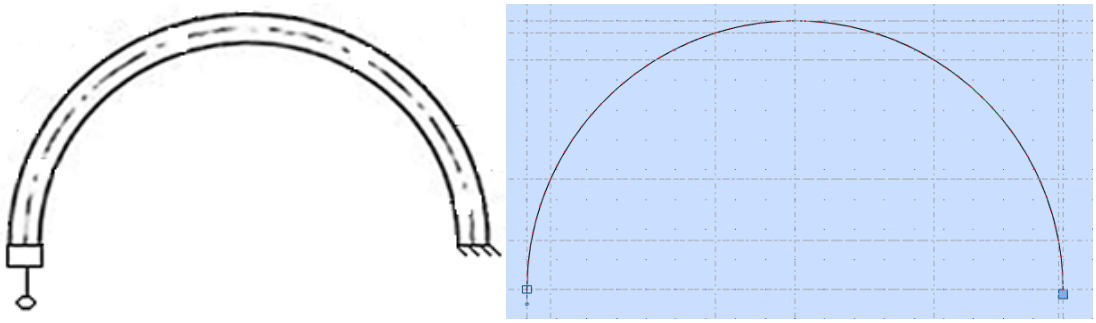


Figure 2.4 : Modèle indirecte

2.3.2 Méthode directe

Selon les méthodes directes, les voussoirs et les joints longitudinaux sont modélisés sous forme des éléments de poutre et de ressort en rotation, respectivement (Figure 2.5). Chaque joint est modélisé comme un relâchement dans Robot Autodesk, ce dernier suppose que les barres sont attachées de façon rigide aux nœuds c'est-à-dire, assure des déplacements identiques dans les nœuds mais permettent les rotations des extrémités des éléments. La loi de comportement du joint tel que la relation entre le moment fléchissant et la rotation est implémenté pour définir la rigidité au niveau du joint. Cela signifie que la rigidité en rotation peut être considérée comme dépendante de la rotation des joints longitudinaux. Cependant, il est difficile d'analyser ce comportement non linéaire à travers des procédures rigoureuses et précises. L'analyse du comportement en rotation d'un joint dans la conception pratique est généralement approximative et des simplifications sont adoptées.

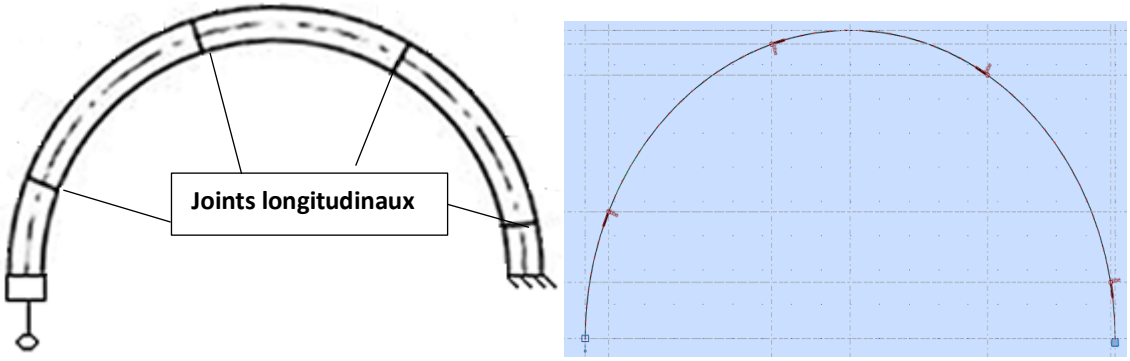


Figure 2.5 : Modèle directe

Dans cette étude, deux lois de comportement de joint (moment –rotation) sont modélisées: linéaire élastique (Figure 2.6 a) et élastique parfaitement plastique (Figure 2.6 b) ; avec K_θ : la rigidité rotationnelle (pente). La valeur de la rigidité rotationnelle du joint est définie dans ce modèle par calibration, de la façon d'obtenir la même valeur de convergence que l'expérimentation. De ce fait, la valeur de rigidité rotationnelle de joint longitudinal adapté est

50000 KN.m/rad si la loi de comportement est linéaire; et K_θ= 46000 kN.m/rad avec une rotation de $\theta = 0{,}04$ rad pour le cas du modèle élastique parfaitement plastique comme le montre la Figure 2.6. Cependant, le modèle élastique parfaitement plastique (EPP) peut entraîner une rigidité à la flexion plus élevée du système de revêtement global du tunnel, ce qui peut donner des moments de flexion plus importants tout autour du revêtement. Cette hypothèse simplifiée de la rigidité du joint peut être acceptable du point de vue de la conception (Do et al. 2014).

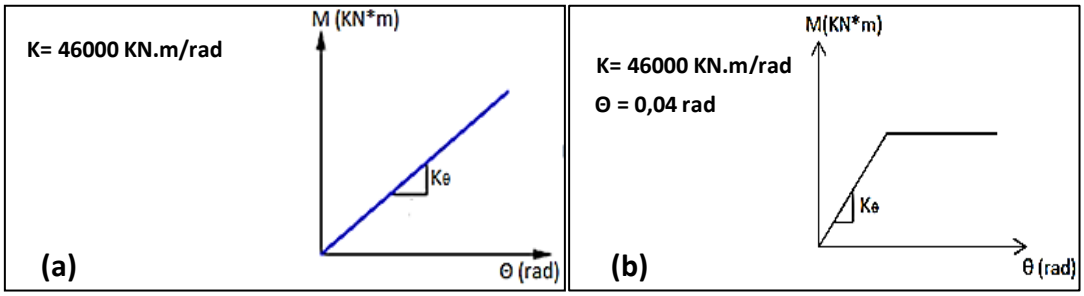


Figure 2.6: Loi de comportement de joint, a : Élastique, b : EPP

Pour résumer, la Figure 2.7 résume la façon de la modélisation des différentes méthodes directe et indirecte, en définissant les paramètres de donnée à introduire pour chaque méthode dans le logiciel Robot :

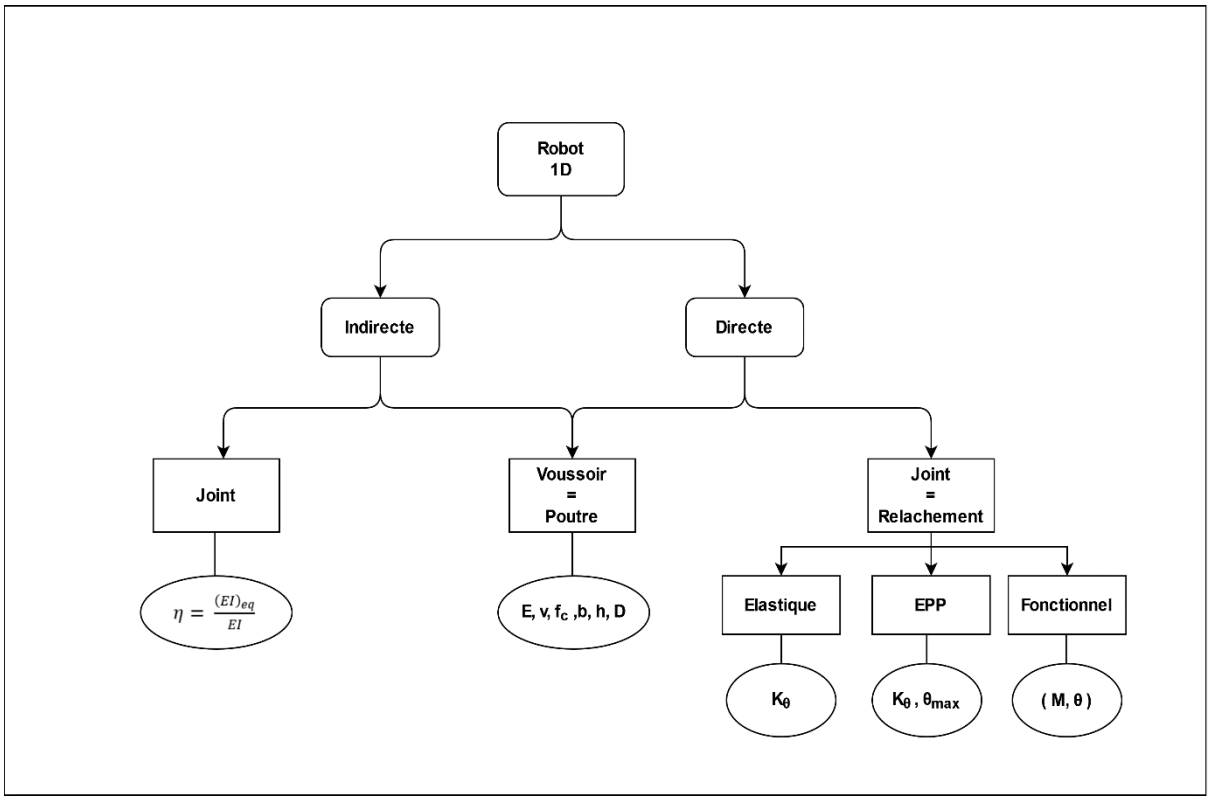


Figure 2.7: Modélisation des méthodes directe et indirecte sur Robot

2.3.3 Méthode hyperstatique

La méthode des réactions hyperstatiques (Do el al. 2014), nécessite l'application des charges actives et passives. Les charges actives sont distribuées tout autour du tunnel par les contraintes de sol verticales, q_v, et horizontales q_h,. Dans cette étude, ces charges sont converties par des charges ponctuelles répartis symétriquement par rapport à l'axe vertical de la configuration de l'essai comme le montre la Figure 2.3. Ce qui concerne les charges passives, dues à l'interaction sol-structure, ils sont simulés à travers un certain nombre de ressorts indépendants de type « Winkler », normaux et tangentiels (voir Figure 2.8) (Schulze et al. 1964).

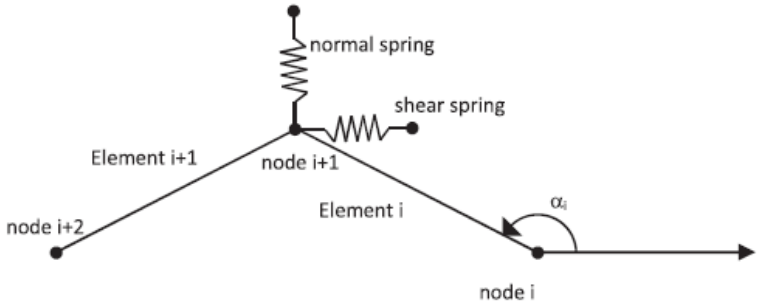


Figure 2.8 : les types de ressorts tangentiel et normal dans la méthode MRH (Do el al. 2014)

2.3.3.1 Influence de type de ressort

L'influence de la modélisation des deux types de ressorts tangentiel et normal sur le comportement de tunnel a été étudié d'après Du (2019) en termes de moments de flexion et de forces normales. Deux cas sur les types de ressorts sont considérés dans l'analyse (Figure 2.9) ; le premier, le sol est présenté par des ressorts normaux et tangentiels et le deuxième que des ressorts normaux sont modélisés.

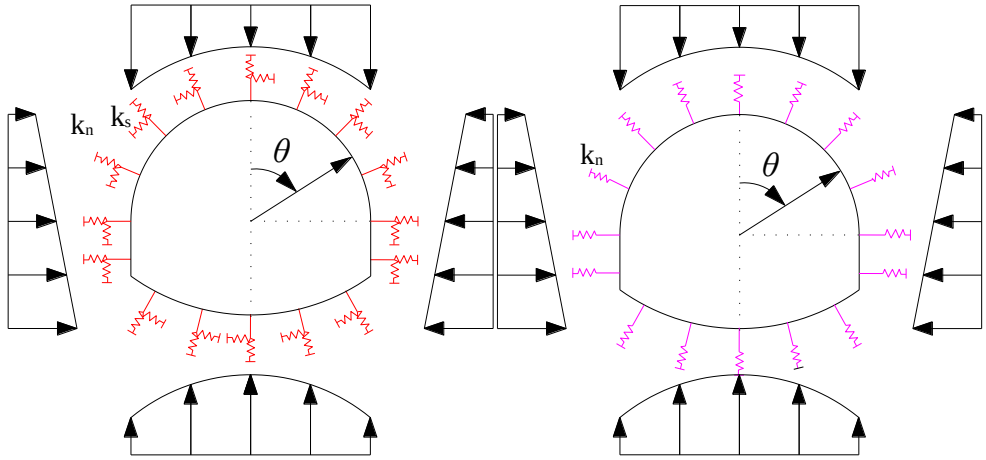


Figure 2.9 : Distribution des ressorts (Du 2019), (a) : ressorts tangentiel et normal ; (b) : ressort normal

D'après la Figure 2.10a, il est remarqué que les valeurs absolues maximales des moments de flexion sont situées à la paroi latérale du tunnel et à 122° (diamètre arc plus important) pour les deux types de ressorts et les résultats de la prise en compte des ressorts normaux uniquement sont presque confondus à ceux de la prise en compte des deux ressorts. Par contre, les types de ressorts ont une influence significative sur les forces normales (Figure 2.10b). La force normale obtenue au sommet du tunnel en modélisant uniquement les ressorts normaux est inférieure à celle modélisé les ressorts normaux et tangentiels, mais est légèrement plus élevée à 122° du tunnel (Figure 2.10b). Vu que la prise en compte de ressort tangentiel a une influence significative sur les résultats, dans cette étude, l'interaction sol-structure est modélisée par des ressorts normaux et tangentiels. Les résultats en termes de convergence ainsi que distribution de moment fléchissant sont élaborés dans les parties suivantes.

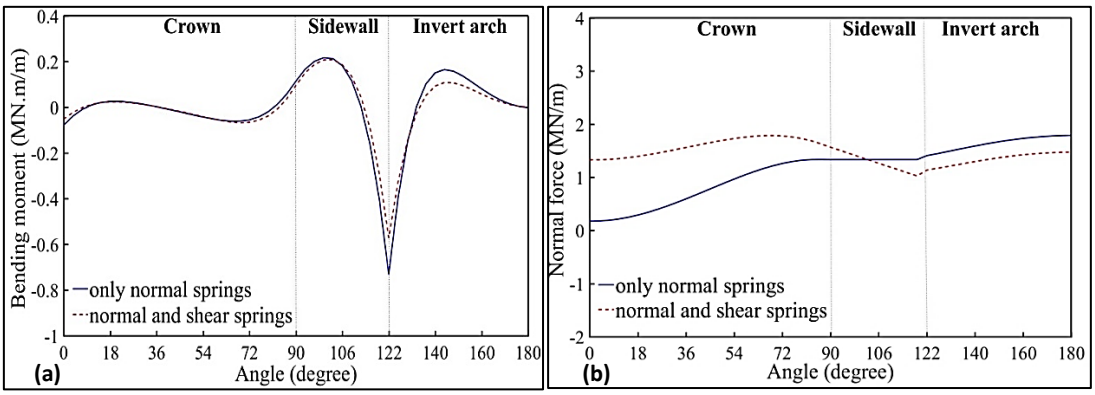


Figure 2.10 : variation de moment fléchissant ; (b) : variation de force normal ; en pris en compte les ressorts normal et tangentiel (Du 2019)

2.3.3.2 Modélisation de l'ISS

L'interaction sol-structure est modélisée par des ressorts tangentiels et normaux tout autour de demi-anneau comme le montre la Figure 2.11(rotule dans le repère local). Comme mentionnée dans le chapitre précèdent, la loi de comportement de sol passif est une relation non linéaire hyperbolique entre la pression de réaction p et le déplacement du support (équation 1.11) (Do et al. 2014). Pour modéliser cette relation, il faut multiplier cette pression par un ordre de grandeur appelé longueur de transfert (longueur d'influence du ressort) qui représente la longueur de barre, afin d'obtenir la relation force-déplacement et l'implémenter dans le modèle Robot.

Comme le montre la Figure 2.11, deux modèles de non linéarité (f – δ) sont implémentés pour représenter la rigidité du sol dans le sens normal et le tangentiel. Ces modèles sont obtenus en appliquant les équations (équation 1.11 - 1.16) et en basant sur les propriétés de sol représentées dans le Tableau 2.4. Ce qui concerne le paramètre β, une valeur de 0.01 a été adoptée dans ce calcul en calibrant le modèle pour obtenir une convergence proche de l'expérimentale.

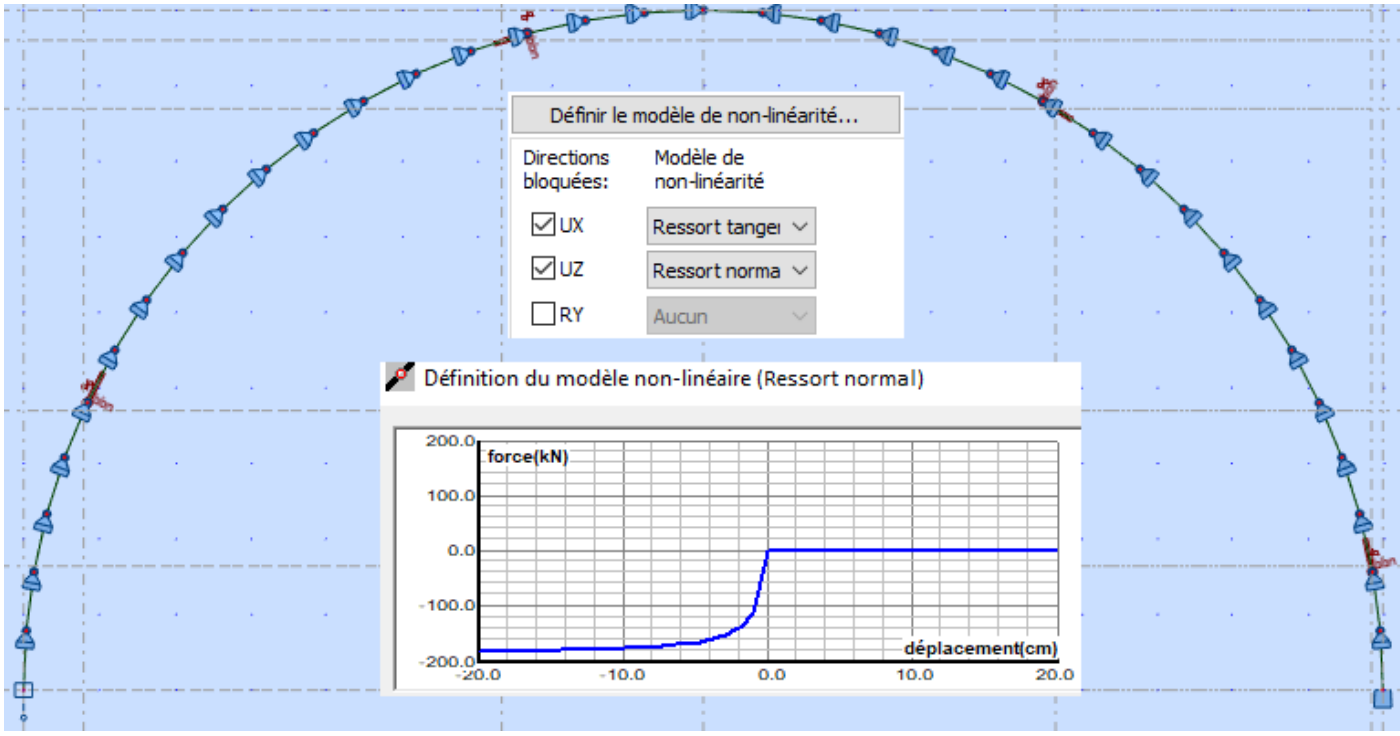


Figure 2.11 : Modélisation ISS sur Robot

Tableau 2.4 : Les propriétés du sol

Cohésion	C	0.05	MPa

Masse volumique	γ_s	22	kN/m3
Coefficient de poisson	ν_s	0.3	-
Angle de frottement	ψ	20	°
Module de Young	E	300	MPa
Coefficient de pression de terre au repos	K_0	0.5	-
Profondeur du tunnel	H	40	M

2.3.3.3 Influence de la rigidité du joint

Dans cette méthode hyperstatique, le sol passif est modélisé par des ressorts tangentiels et normaux tout en implémentant les équations de loi de comportement du sol passif obtenu par la méthode des réactions hyperstatiques MRH (voir 2.3.3.2). À propos de la modélisation du joint, ils sont modélisés comme dans la méthode directe par des ressorts en rotation et en introduisant une loi de comportement (Moment – rotation). Tout d'abord, deux cas sont étudiés afin de regarder l'influence de la modélisation de joint (en variant la rigidité rotationnelle du joint) dans cette méthode hyperstatique. Comme montre le Tableau 2.5, deux lois de comportement de joint longitudinal sont appliquées, le premier est élastique linéaire « L » avec une rigidité rotationnelle constante et le deuxième non linéaire « NL » (élastique parfaitement plastique) comme appliqué dans la méthode directe (la Figure 2.11). Ces deux cas sont comparés avec un autre (témoin), où le joint n'est pas pris en compte.

Tableau 2.5 : Variation de rigidité rotationnelle du joint avec un sol MRH

Cas étudiés	Loi de comportement de joint	Sol
Cas 1	L	MRH
Cas 2	NL	MRH

La Figure 2.12 montre la variation de la convergence tout autour du tunnel pour les différents cas étudiés. La convergence horizontale Δh et verticale Δv représente la différence des déplacements horizontaux et verticaux de diamètre déformé et du diamètre initiale de tunnel respectivement. Une convergence de 6.6cm obtenue en appliquant un comportement de joint non linéaire élastique parfaitement plastique, très importante par rapport au cas où le

comportement du joint est considéré linéaire (converge de 3.2cm). En comparant avec le cas où le joint n'est pas pris en compte, le déplacement de ce dernier est presque nul 0.4cm, ce qui est logique, normalement c'est le cas le plus rigide. Cette étude montre que la loi de comportement du joint a une influence importante dans la méthode hyperstatique sur le comportement du tunnel pour le cas de tunnel de transport d'eau et donc un loi de comportement non-linéaire de joint est adopté dans la méthode des réactions hyperstatiques pour la suite de travail

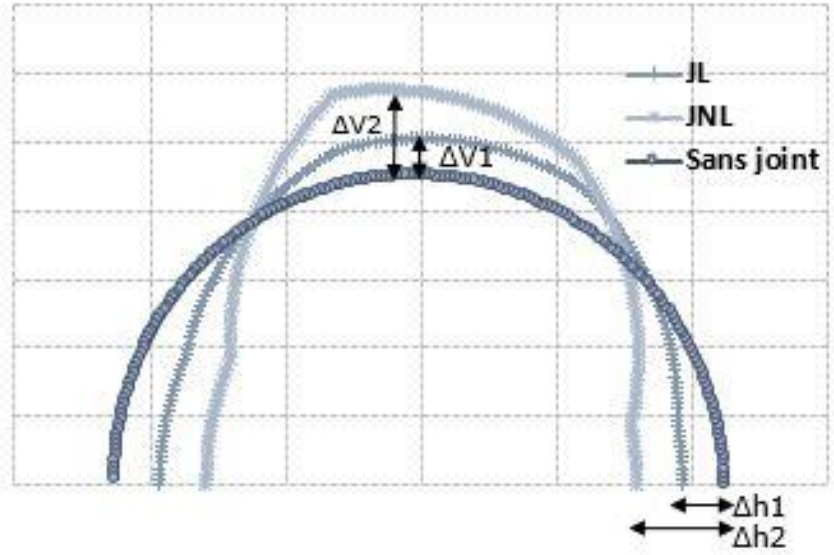


Figure 2.12 : Variation de la convergence tout autour de demi-anneau en variant la rigidité du joint

2.3.3.4 Modélisation du joint

Do et al. (2014) ont amélioré le MRH proposé par Oreste (2007) pour étudier le comportement du revêtement de tunnel par voussoir préfabriqué. L'effet des joints segmentaires a été pris en compte indirectement par Oreste (2007) en appliquant un facteur de réduction appliqué à la rigidité en flexion du revêtement. Tandis que dans Do et al. (2014) l'influence des joints segmentaires a été directement considérée en utilisant un ressort de rotation sans longueur, qui est représenté par un rapport de fixité déterminé sur la base d'une rigidité de rotation non linéaire.

Dans cette étude, en se basant sur la partie précédente « l'influence de la rigidité du joint », celui-ci est modélisé par un ressort en rotation définit dans Robot comme une relaxation, avec une loi de comportement élastique parfaitement plastique comme le montre la Figure 2.13.

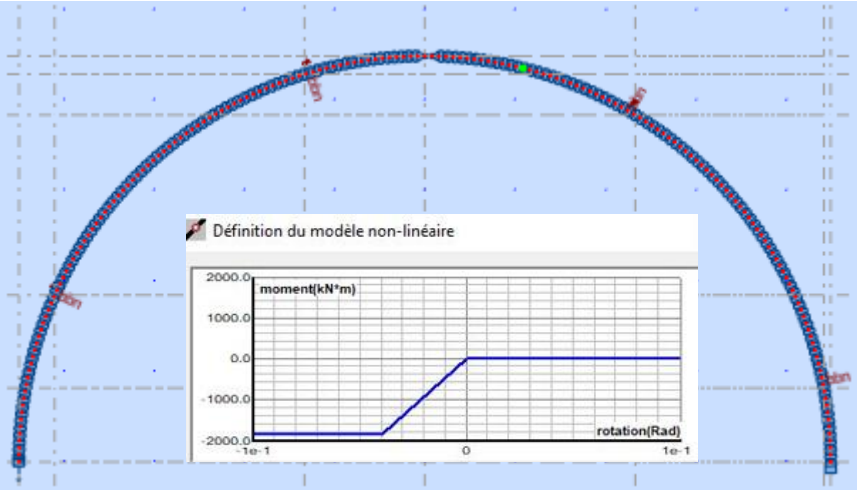


Figure 2.13 : Modélisation du joint MRH sur Robot

Pour résumer cette partie, la *Figure 2.**14*** définie l'organigramme qui résume comment chaque élément de la méthode des réactions hyperstatique « MRH » : la poutre, les joint et le sol sont modélisés sur Robot ; en définissant les paramètres de donnée à introduire ainsi que les équations appliquées :

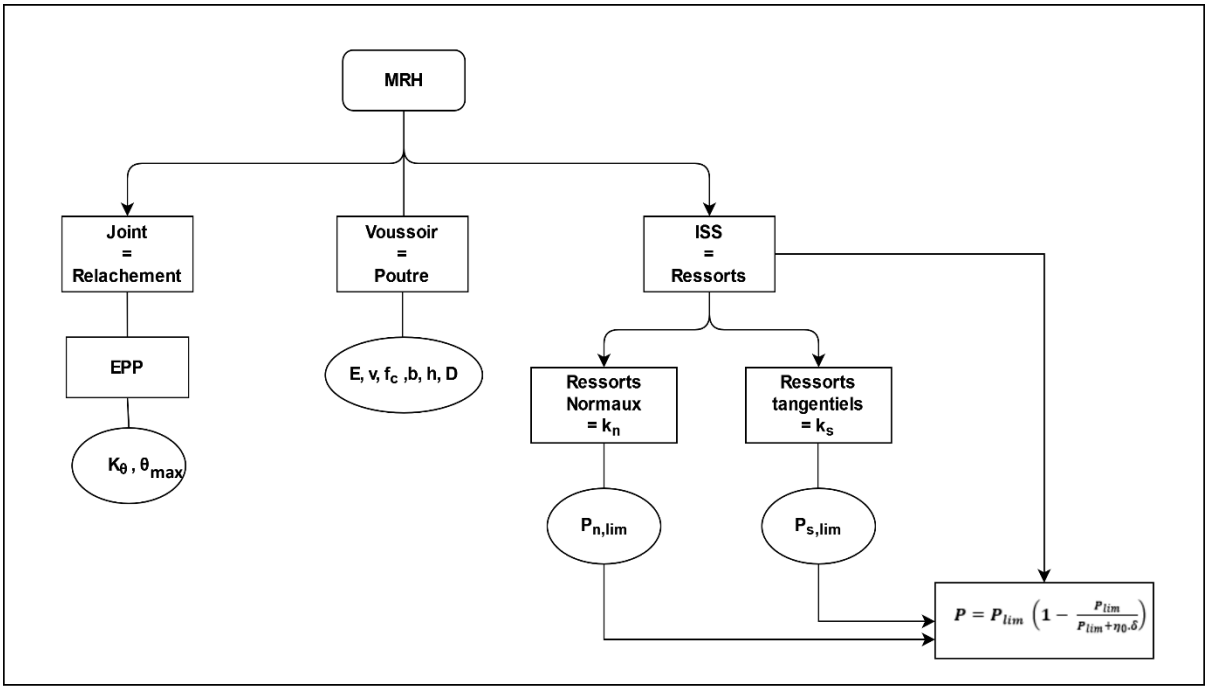


Figure 2.14: Application de la méthode des réactions hyperstatiques « MRH »

2.4 Influence de nombre du joint

D'après Do et al. (2014), l'influence de la distribution des joints sur le comportement d'un revêtement par voussoir préfabriqué peut être établie en tenant compte du changement du nombre de joints et de l'orientation des joints dans un anneau de revêtement. L'orientation des joints dans un anneau est représentée par le joint de référence le plus proche du sommet du tunnel, en considérant l'angle « ω » entre le joint de référence et le sommet et en le mesurant dans le sens horaire. Un angle ω de zéro signifie que le joint de référence a été positionné au sommet de tunnel, tandis qu'un angle w de 90 ° signifie que le joint de référence a été situé sur la sringline (Figure 2.15) Il est très intéressant de noter que pour les cas où le nombre de joint est pair (4 joints, 6 joints, 8 joints), l'orientation favorable des joints se réfère à un angle de référence (ω) égal à zéro, c'est-à-dire lorsque le joint de référence est situé près du sommet de tunnel, et que l'orientation critique des joints correspondant à la plus grande valeur du moment de flexion absolu maximal se produit à un angle ω de 45°, 30° et 22,5°, respectivement. Ce phénomène pourrait s'expliquer par le fait que la portée de chaque voussoir devient plus courte pour l'anneau ayant un plus grand nombre de joint. Par conséquent, les charges agissantes sur chaque voussoir deviennent presque similaires en magnitude, quelle que soit l'orientation du joint.

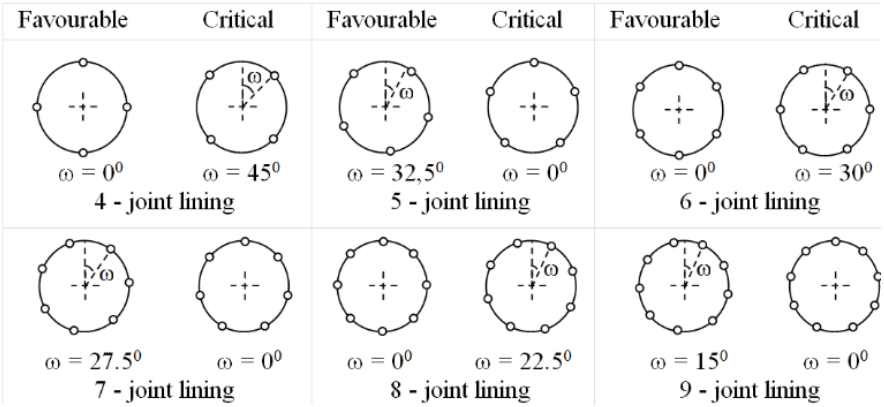


Figure 2.15 : Illustration des cas favorables et critiques d'un revêtement de tunnel par voussoirs en référence au nombre et à la position des joints (Do et al. 2014)

En se basant sur les cas d'orientation de nombre de joint favorable obtenue par Do et al. (2014), une étude paramétrique sur le nombre de joint a été appliquée pour regarder son influence sur le comportement du tunnel. Teachavorasinskun et al. (2010) ont montré que la variation du moment de flexion maximal en fonction de l'orientation du joint est de nature sinusoïdale et sa fréquence diminue avec l'augmentation du nombre de joint. Ainsi que le moment induit dans le revêtement diminue pour atteindre quasiment zéro lorsque le nombre de voussoir est égal à 10 (Hefny et al. 2004). Ce qui montre le nombre de joint a une influence importante. De ce fait, comme montre la Figure 2.16, le nombre de joint est varié de 4 à 8 joints. Pour tous les cas, l'angle ω a été considéré égal à zéro degré et la rigidité du joint est modélisée par la méthode directe avec une loi de comportement élastique linéaire pour simplifier le calcul. Pour comparer, la distribution de moment fléchissant ainsi que la convergence du modèle ont été exploités tant que résultats. Une autre étude paramétrique a été appliquée sur la rigidité rotationnelle de joint en allant de K_θ 15000 à 50000 KN.m/rad afin de regarder l'efficacité de la variation de ce paramètre sur le comportement de tunnel.

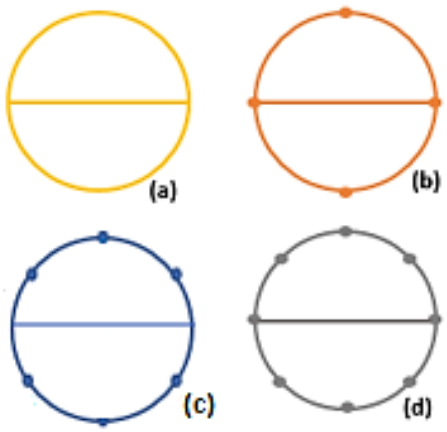


Figure 2.16 (a) : Sans joint, (b) : 4 joints, (c) : 6 joints, (d) : 8 joints.

2.5 Résultats

2.5.1 Comparaison des méthodes

Compte tenu des différentes méthodes qui prennent en compte le joint dans la modélisation de revêtement par voussoir préfabriqué, trois méthodes ont été étudiés : les méthodes directes, indirectes et hyperstatiques. Le modèle continue suppose que l'anneau de tunnel est un ouvrage continu, sans pris en compte du joint. Ce qui concerne la méthode indirecte, l'effet de joint est généralement pris en compte par une rigidité réduite de la structure du tunnel, la valeur de ce facteur est comprise entre 0,25 et 1.

De plus, dans la méthode directe, les voussoirs et les joints longitudinaux sont modélisés comme des éléments structurels. Les voussoirs sont représentés par des poutres et les joints par des ressorts en rotation. La loi de comportement de ressort du joint est supposée dans un premier temps linéaire avec une rigidité rotationnelle constante de 50000 kN.m/rad obtenue par calibration pour retrouver le même déplacement horizontal maximal obtenu par les résultats expérimentaux et dans un deuxième temps par une loi de comportement de joint implémenté : élastique parfaitement plastique (voir Figure 2.6).

Après l'application des différentes méthodes, le modèle est maintenant complexifié, l'interaction entre le sol et la structure est modélisé par des ressorts tangentiels et normaux tout en implémentant les équations de loi de comportement hyperboliques obtenu par la méthode des réactions hyperstatiques MRH (Figure 2.13) (Do et al. 2014). Dans ce modèle, le joint est modélisé par un ressort en rotation définit dans Robot comme une relaxation, avec une loi de comportement de joint élastique parfaitement plastique.

2.5.1.1 Variation du moment fléchissant

Avant de procéder à des essais de grande échelle ou à des modélisations par éléments finis, il est essentiel de déterminer d'abord le type de charges agissant sur le système de revêtement du tunnel. Les contraintes de flexions induites dans le revêtement du tunnel sont une cause directe de la variation de moments agissante sur la structure du tunnel (Figure 2.17). Les tunnels de revêtements par voussoirs préfabriqués ont une rigidité beaucoup plus faible devant les revêtements continus car les contraintes du premier agissant sur le revêtement sont réduites par la capacité des joints à tourner (Naggar et al 2008).

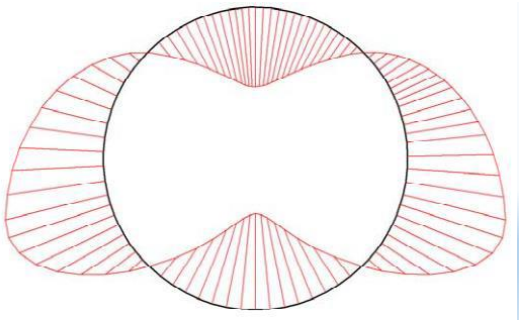


Figure 2.17 : Distribution de moments typiques agissant sur un revêtement de tunnel (Mashimo et al. 2002)

En plus, le revêtement du tunnel peut être soumis à des états de contrainte plus élevés lorsque des conditions de sol faibles sont présentes. Fondamentalement, la rigidité en rotation attribuée au joint d'un anneau entraîne une réduction significative de l'amplitude maximale du moment de flexions négatives, mais également une réduction négligeable de la valeur maximale du moment de flexion positif (Do et al. 2014).

D'après la Figure 2.18, tel que soit la méthode, le plus grand moment de flexion positif se produit approximativement au niveau du sommet ($\alpha \approx 90°$), tandis que celui négatif est situé aux extrémités ($\alpha \approx 0$ et 180°). Les moments à l'extrémité droite 0° sont plus faibles que celles à l'extrémité gauche 180° en raison de la présence de la clé de voute, qui réduit considérablement la rigidité locale. Aux extrémités, Le moment fléchissant obtenu par la méthode continue est proche de celui de la méthode directe mais quelques différences existent au niveau des sections proches des joints. Des chutes du moment fléchissant sont observées au niveau des sections proches des joints (à 10°, 59°,107° et 156°), ce qui est attribuable au mécanisme de transmission induit par la différence de rigidité entre les joints et le voussoir. Concernant la méthode indirecte, tel que soit la valeur du coefficient de réduction, un même courbe de distribution du moment est obtenue ; une fois la discontinuité est prise en compte par la présence des joints que ce soit linéaire ou non linéaire là la différence est apparu, et la différence surtout marqué dans le cas de discontinuité de joint EPP ; c'est le cas où le moment est le plus impacté**.** Ces résultats sont en bon accord avec les valeurs obtenues avec la méthode analytique présentée par Lee et al. (2001a).

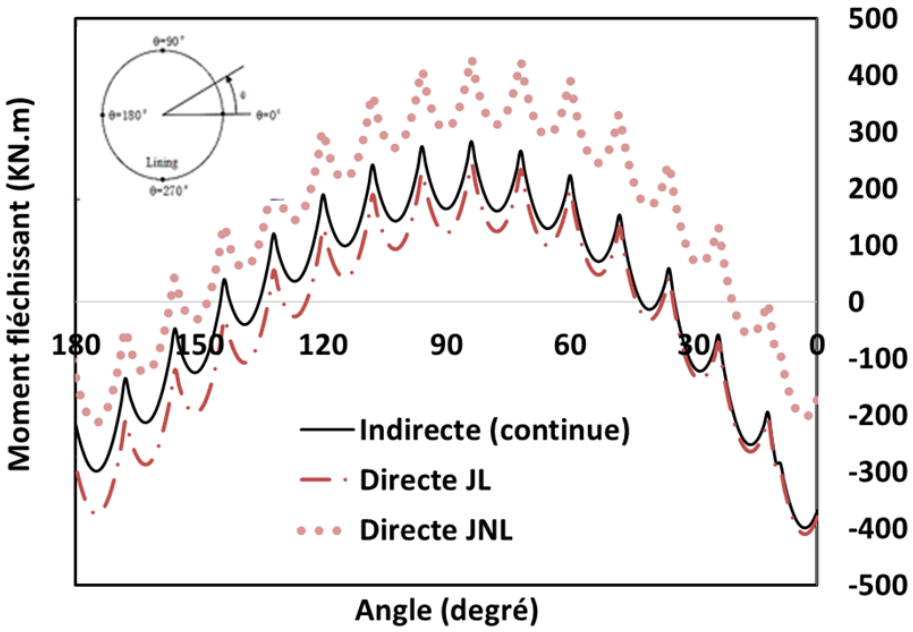


Figure 2.18 : Variation de moment fléchissant pour différentes méthodes

2.5.1.2 Variation de la convergence

Les indices de déformation, y compris la convergence, sont importants pour la conception de la structure du tunnel par revêtement préfabriqué, (Li et al. 2017) et la convergence horizontale prédite par le modèle (Lee et al. 2001a) est sensible à la valeur de rigidité en flexion du joint (Figure 2.19). Les déplacements horizontaux et verticaux obtenues sont égaux à la différence du diamètre déformé horizontal D_H et vertical D_V et du diamètre initiale Di de tunnel (Do et al. 2014).

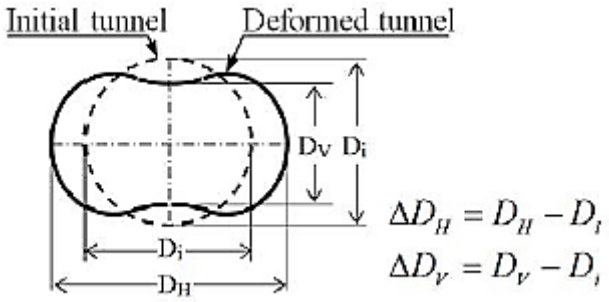


Figure 2.19 : Convergence de tunnel (Do et al. 2014).

Durant l'expérimentation de Huang (2019), la variation du déplacement vertical et horizontale est mesurée lors des essais de chargement d'un anneau. Il est montré que la déformation de convergence augmente avec l'augmentation de la profondeur du creusement et continue ensuite

de croître à mesure que la charge d'eau interne augmente. L'augmentation de la déformation de convergence avec l'augmentation de la profondeur de creusement est due à l'augmentation du moment de flexion. Dans cette étude, la convergence obtenue dans l'expérimentation est comparée avec les autres méthodes. La Figure 2.20 représente la variation de la convergence tout autour de demi-anneau tunnel obtenu par les différentes méthodes appliquées. D'abord, la forme de déformation est plate dans le sens horizontal et se déplace vers le haut. Ceci est dû à la pression de terre effective initiale dans la direction verticale est plus grande que celle dans la direction horizontale car K0 = 0,5 dans cette analyse.

Selon la méthode indirecte, il est noté que lorsque le facteur de rigidité de joint η augmente, la convergence diminue. La convergence montre une dépendance significative lorsque le rapport de rigidité diminue (η entre 0.25 et 0.8), parce que, plus le facteur de rigidité du joint, η est proche de 1, plus le modèle se comporte comme un tunnel continue (sans joint) et donc le déplacement est plus faible par rapport aux autres méthodes. Pour obtenir le même déplacement que celui de la méthode directe, le facteur de réduction de rigidité du joint est calibré jusqu'à 0.15, c'est une rigidité trop faible en basant à la littérature. Le système est devenu plus souple et se déforme d'avantage et une augmentation de la convergence est observée au niveau de clé de voute de 80 % de façon proportionnel puisque le modèle est élastique et linéaire ce qui est tout à fait triviale.

En outre, quand le joint est pris en compte par une discontinuité élastique ou par une rigidité EPP une déviation de courbe est remarquée au niveau du joint et une fois la même rigidité est prise en compte mais avec le palier plastique le comportement est d'avantage non linéaire et une augmentation de 50% par rapport à celui linéaire la convergence obtenue avec le modèle direct implémenté avec une rigidité de joint non linéaire est plus importante et réaliste par rapport à l'autre linéaire.

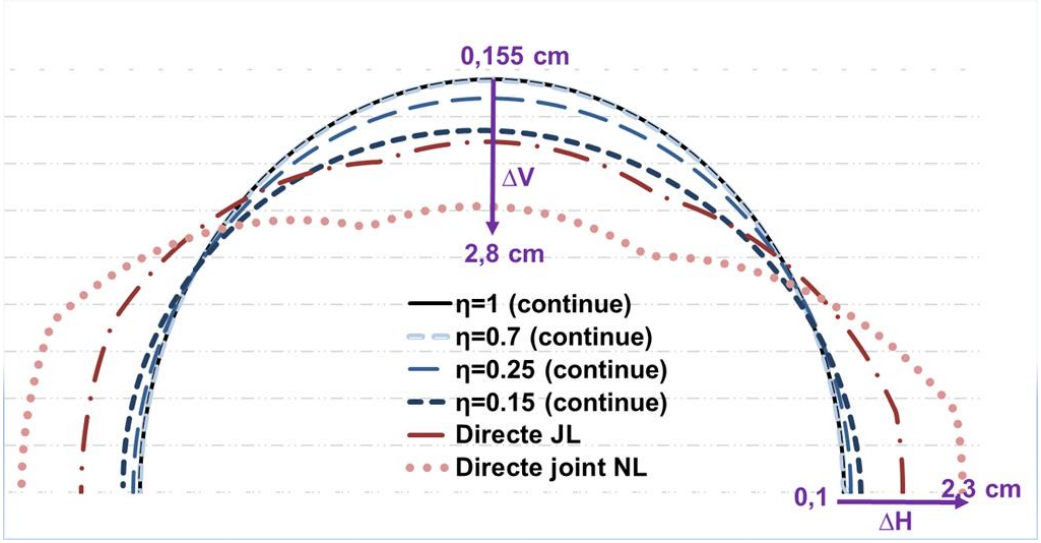


Figure 2.20 : Distribution de la convergence pour les différentes méthodes.

2.5.2 Étude paramétrique de nombre de joint

Lorsque le nombre de joint augmente, le modèle numérique développe un mécanisme qui rend le calcul inopérant (degré de liberté mobile augmente). Une augmentation du nombre de joint entraîne une réduction du moment fléchissant absolu maximal dans le revêtement segmentaire et que son amplitude est également affectée par la position du joint (Do et al. 2014, Hefny 2006). De même Teachavorasinskun et al. (2010) ont montré que la variation du moment de flexion maximal en fonction de l'orientation du joint est de nature sinusoïdale et sa fréquence diminue avec l'augmentation du nombre de joint. Ainsi que le moment induit dans le revêtement diminue pour atteindre quasiment zéro lorsque le nombre de voussoir est égal à 10 (Hefny et al. 2004). De ce fait, d'après la Figure 2.21, le moment obtenu sans tenir en compte des joints représente la valeur la plus importante tout autour de tunnel car le modèle est plus rigide, plus le nombre de joint augmente, le moment de flexion maximal obtenue dans le revêtement diminue. Le moment de flexion maximal induit dans le revêtement devient trop faible lorsque le nombre de joints dépasse 8 joints. Ces résultats sont en bon accord avec ceux obtenus par (Do et al. 2014, Hefny 2006).

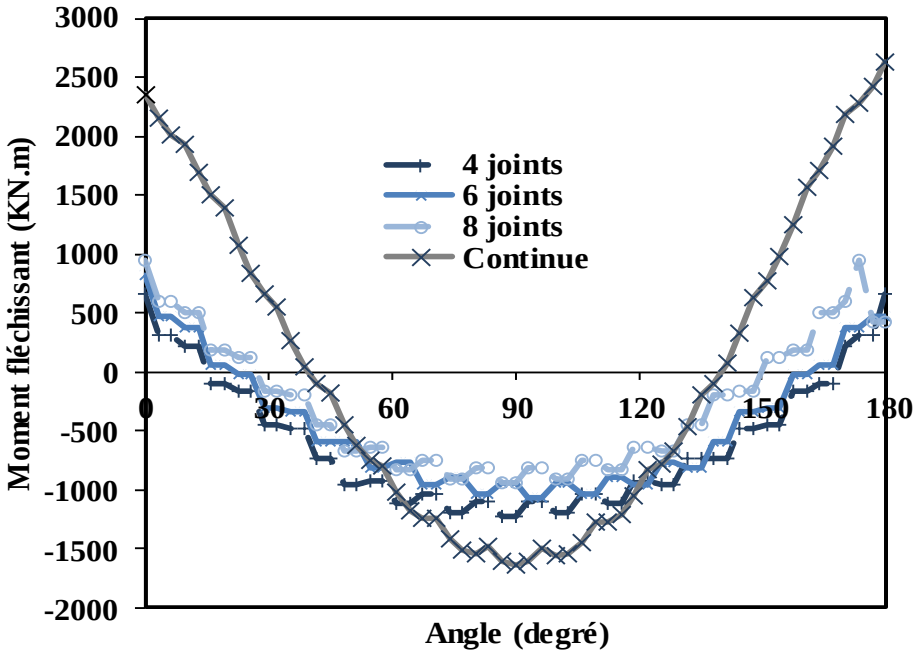


Figure 2.21 : Moment fléchissant pour différent nombre de joint

La Figure 2.22 montre la variation du déplacement horizontal en fonction de la rigidité rotationnelle pour différent nombre de joint. Quel que soit le nombre de joint, plus le facteur de rigidité augmente, la résistance du joint sera plus importante et le déplacement diminue considérablement. Et si la rigidité rotationnelle appliqué au niveau du joint est importante (plus de 30000 kN.m/rad), aucun effet de nombre de joint sur le comportement de tunnel en tant que convergence est remarqué, mais si cette rigidité est moins faible varie entre 15000 et 30000 kN.m/rad, le nombre de joint jouera un rôle important et le déplacement varie d'une manière remarquable.

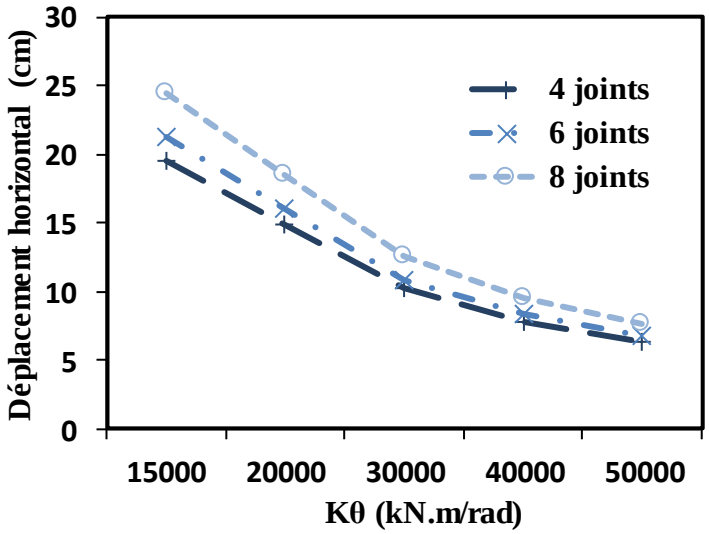


Figure 2.22 : Variation de déplacement en fonction de rigidité de rotation de joint pour différents nombres de joints

2.6 Conclusion

Dans ce chapitre, une étude comparative numérique des différentes méthodes existantes dans la littérature : directe, indirecte et hyperstatique est appliquée sur un modèle EF créé par Robot Autodesk. Dans ce cadre, les résultats obtenus ont été comparés avec l'expérimentation de (Huang 2019). Selon la méthode indirecte, le revêtement segmentaire a été considéré comme un anneau continu avec une rigidité réduit. Par contre, pour les méthodes directes, les voussoirs et les joints longitudinaux sont représentés sous forme des éléments de poutre et de ressort en rotation, respectivement. La méthode des réactions hyperstatique, introduit dans le modèle l'interaction sol-structure, simulés à travers un certain nombre de ressorts indépendants de type « Winkler » (Figure 2.8) (Schulze et al. 1964).

Sur la base des résultats, il est noté que les différentes méthodes fonctionnent mais à condition de calibration. Si non, ces méthodes donnent des résultats en termes de moment et convergence assez aléatoires. Une limitation des méthodes existantes est donc observée, ainsi qu'ils ne sont pas suffisants pour aller jusqu'à la prédiction de comportement de la structure. Au vu des résultats, il semble que la prise en compte de la rotation est primordiale, il est alors nécessaire de décrire le comportement du joint de la manière la plus pertinente en fonction de la géométrie et des caractéristiques des joints. Ce travail vise à proposer une méthode capable de prendre en compte le comportement local complexe des joints à travers d'une approche globale avec des paramètres globalisés, sans traiter d'un calcul complexe en trois dimensions et non linéaire.

PARTIE II

Comportement tridimensionnel d'un joint de voussoir

Chapitre 3
Modélisation du joint de voussoir

3.1 Introduction

Suite à la limitation des méthodes numériques actuelles, la modélisation du joint en utilisant le concept de macroélément est proposé, qui consiste à considérer localement toutes les non-linéarités matérielles et géométriques des joints et à transférer le comportement local à certains paramètres structurels globaux entre les voussoirs, en les concentrant en un point représentatif et en formulant une loi tridimensionnelle en variables généralisées (moment et rotation). Pour atteindre cet objectif, une étude du comportement d'un joint entre deux voussoirs doit être réalisée pour mieux comprendre le fonctionnement à l'échelle d'un joint et décrire le comportement de la manière la plus pertinente en fonction de la géométrie et des caractéristiques des joints.

Dans ce chapitre, un modèle élément fini en 3D est créé à l'aide le logiciel Abaqus en basant sur un protocole expérimental issu de Jin et al. (2017). Une étude paramétrique est réalisée sur cette simulation tridimensionnelle pour étudier l'influence des paramètres relié à la géométrie de l'interface sur la loi de comportement du joint longitudinal (Moment en fonction de rotation). Tout d'abord, une étude paramétrique sur les efforts axiaux a été proposée afin de regarder leur influence sur le comportement du joint. Ensuite, les paramètres de la géométrie de l'interface tels que : l'inertie du voussoir, le nombre et la section du boulon ont été étudiés pour visualiser leur efficacité sur le comportement du joint longitudinal. Tous les paramètres qui influent sur le comportement du joint seront considérés comme des bases de données à intégrer dans la loi locale du modèle de macroélément.

3.2 Étude expérimentale

3.2.1 Modèle expérimental de référence

Différentes configurations des essais ont été développées par (Jin et al. 2017) pour effectuer des essais de chargement structurel sur les joints entre les voussoirs. Bien que, ce qui varie dans la configuration est la manière d'appliquer les charges et la capacité de charge, ces configurations d'essai peuvent être généralement divisées en plusieurs catégories avec des principes mécaniques différents. Comme par exemple : essai de flexion quatre points (Figure 3.1 a) ou essai par chargement excentrique (Figure 3.1 b).

En ce qui concerne l'essai de flexion quatre points, comme le montre la Figure 3.1a, la configuration d'essai de flexion quatre points est symétrique par rapport au joint entre les deux voussoirs consécutifs. La structure de voussoir préfabriquée est simplement supportée à une

extrémité et articulée à l'autre extrémité. Soumis à deux charges verticales identiques, une section de flexion pure contenant le joint est formée entre les points d'action des deux charges verticales. La force axiale peut être appliquée par des vérins latéraux et la combinaison de la force axiale et du moment de flexion au niveau du joint peut être obtenue en ajustant les amplitudes des charges verticales et de la force horizontale. Un certain nombre de configurations de chargement adhérant à ce principe ont été développées et appliquées pour étudier le comportement des joints segmentaires en flexion pour les tunneliers dans différentes conditions de chargement. Thomas et al. (1977) ont développé une configuration de flexion quatre points pour mesurer la performance structurelle des revêtements de tunnel. Shalabi et al. (2012) ont utilisé une configuration de flexion quatre points pour étudier l'étanchéité à l'eau d'un joint élastique soumis à une charge dynamique. Yu et al. (2017) ont effectué une série d'essais de charge à échelle réduite en utilisant une configuration de flexion quatre points pour évaluer l'influence de la pression de sol externe et de la précharge des boulons sur le comportement mécanique d'un revêtement boulonné. Feng et al. (2018) ont effectué des essais de chargement à grande échelle sur le joint d'un revêtement par voussoir préfabriqué d'un grand tunnelier sous-marin en utilisant une configuration de flexion quatre points.

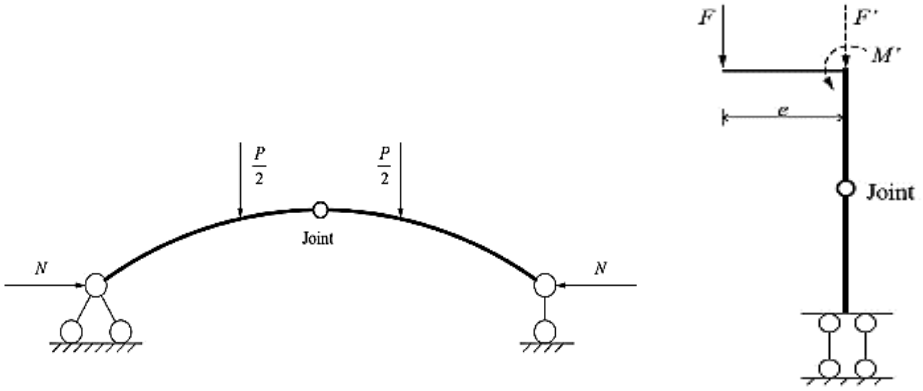


Figure 3.1 : Modèles mécaniques conceptuels de différentes installations d'essai pour déterminer le comportement structurel des joints des tunnels à revêtement par voussoirs préfabriqués :(a) flexion quatre points ; (b) chargement excentrique.

En outre, le deuxième type d'essai peut être appliqué pour étudier le comportement de joint est l'essai par chargement excentrique. Comme le montre la Figure 3.1 b, ce type de configuration d'essai est basé sur l'idée qu'une charge axiale excentrique (F) peut être décomposée en une composante de force axiale passant par le centre de gravité géométrique (F') et une composante de moment fléchissant (M') égale au produit de F et de la distance excentrique (e). Pour appliquer la charge excentrique, Gijsberg et al. (1997) ont utilisé une poutre en acier en porte-à-faux. Caratelli et al. (2018) ont imposé une rotation initiale (déflexion) au niveau du joint à

travers de deux couples d'armatures dywidag dans le sens latéral. La distance excentrique est égale à la déformation de déflexion et induit un moment de flexion initial au niveau du joint. Il convient de noter que dans les deux cas, la hauteur des voussoirs doit être déterminée de manière appropriée ; sinon, le mécanisme de rupture dominant deviendra le flambement au lieu de la flexion.

3.2.2 Configuration d'essai

Dans cette étude, l'essai de flexion quatre points est utilisé (Figure 3.2 a et b), en basant sur un protocole expérimental issu de l'article « Experimental investigation of the nonlinear behavior of segmental joints in a water-conveyance tunnel » (Jin et al. (2017)). Dans cet article, le comportement mécanique de deux types de joints segmentaux appliqués dans un tunnel de transport d'eau a été étudié au moyen d'une série d'essais de flexion en laboratoire à grande échelle. Les essais de flexion sur les joints de voussoirs ont été menés à l'aide de l'installation TJGPJ2000 de l'Université de Tongji (Chine) comme le montre la Figure 3.2 a (voir également Ding et al. 2013 et Jin et al. 2017). Comme décrit par Jin et al. (2017), deux poutres rigides en acier ont été mises en place pour transformer uniformément la charge verticale aux voussoirs. Des supports en acier ont été fixés aux extrémités des voussoirs et les rouleaux sous les supports supportaient que verticalement et permettaient aux supports d'acier de tourner librement.

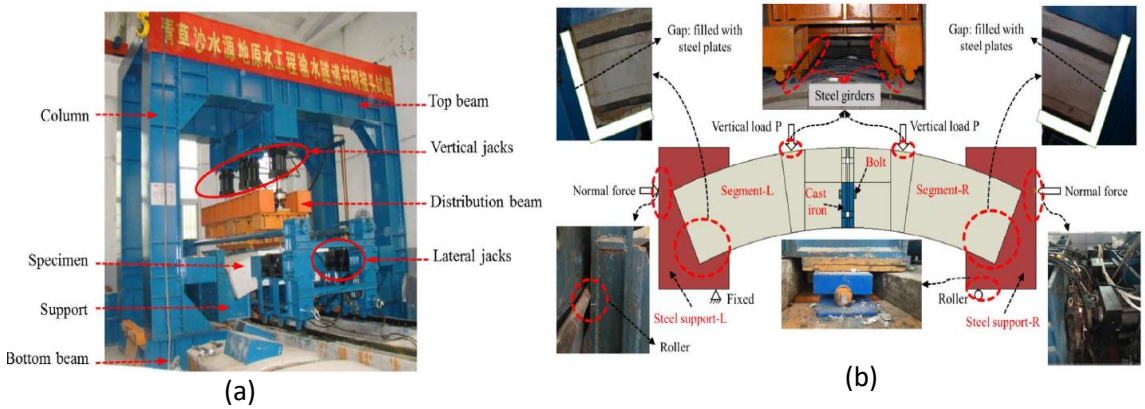


Figure 3.2 : Installation et montage des essais à grande échelle. (a) Installation TJGPJ2000 à l'Université de Tongji, Shanghai, Chine d'après Ding et al. (2013) et Jin et al. (2017), (b) Assemblage des éprouvettes d'après Jin et al. (2017)

Contrairement aux revêtements typiques des tunnels de métro, le revêtement d'un tunnel de transport d'eau doit non seulement supporter une pression extérieure élevée (en raison de sa relative grande profondeur), mais également une pression d'eau interne élevée due au transport de l'eau. Ainsi, les détails des joints longitudinaux des tunnels de transport d'eau sont très différents de ceux des revêtements typiques des tunnels de métro. Afin de minimiser les fuites

d'eau, des joints d'étanchéité sont montés près des faces intérieure (intrados) et extérieure (extrados) de chaque voussoir.

Ce protocole expérimental représente une série des essais expérimentaux à grande échelle des deux types de joints segmentaux utilisés dans un projet de tunnel de transfert d'eau : Le premier type de joint est appliqué pour les sections de tunnel réagit sous une rivière JR et donc soumis à une pression d'eau externe élevée, ce type de joint se compose de trois trous de boulons, chacun ayant deux boulons décalés à des hauteurs différentes. L'autre type JL est appliqué généralement pour les sections à profondeur de 30 m sous la surface du sol ; les joints de voussoirs de ce type sont constitués de deux trous de boulons, chacun ayant deux boulons décalés à des hauteurs différentes.

Les détails des échantillons testées, avec les dimensions spécifiques des voussoirs et des assemblages boulonnés de premier type étudié JL, sont montrés dans la Figure 3.3. Deux éprouvettes ont été testées pour un moment fléchissant positif. Afin de minimiser les fuites d'eau, des joints d'étanchéité ont été montés près des faces intérieures et extérieures de chaque joint de voussoirs (Figure 3.3). Les détails du joint boulonné rendent ce type de joints longitudinaux fortement asymétrique (Figure 3.3 b et c) et la présence de trous de boulons sur la face interne des voussoirs modifie la répartition des efforts de compression.

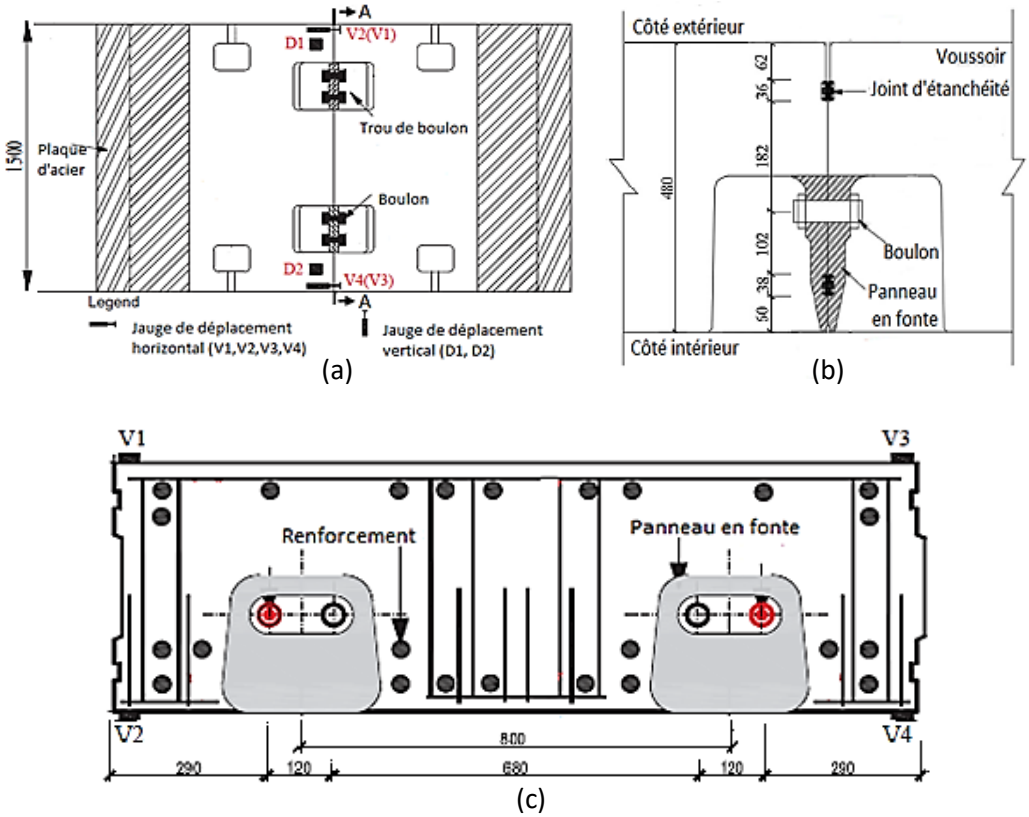


Figure 3.3 : Géométrie et disposition de (modifié de Jin et al. (2017)) (a) Vue de dessous (côté intérieur) du joint longitudinal boulonné reliant deux voussoirs. (b) Détails de l'assemblage boulonné (c) Coupe transversale (A-A) du joint.

3.2.3 Monitoring et programme de charge

Pour déterminer les ouvertures au niveau du joint, des jauges de déplacement ont été installés aux limites critiques près du joint de contact, comme le montre la Figure 3.3. Six transducteurs de déplacement ont été utilisés pour surveiller les déplacements relatifs des voussoirs (Jin et al. 2017). Les déplacements verticaux des voussoirs ont été mesurés à l'aide de deux capteurs de déplacement vertical (D1 et D2) installés à proximité de la section de joint (voir Figure 3.3 a et b). L'ouverture de joint a été enregistrée par quatre transducteurs de déplacement horizontal, deux du côté externe (voir V1 et V3 sur les figures) et une autre paire sur le côté interne (voir V2 et V4 sur les Figure 3.3 a, b et c). La rotation relative du joint longitudinale θ a été calculée à l'aide de l'équation 3.1 suivante :

$$\boldsymbol{\theta} = \frac{(\Delta_{V_2}+\Delta_{V_4})/2-(\Delta_{V_1}+\Delta_{V})/2}{h} \qquad \text{Équation 3.1}$$

Où Δ_{V_1}, Δ_{V_2}, Δ_{V_3} et Δ_{V_4} sont l'ouverture du joint mesurée de V1, V2, V3 et V4, respectivement, et h est l'épaisseur de l'éprouvette (Figure 3.3 b).

Des essais de flexion quasi-statique ont été effectués en mode de contrôle de charge de répartition des efforts horizontaux et verticaux illustrés sur la figure 3.4 a.

Dans l'étude numérique, le même concept est appliqué en basant sur les valeurs de l'ouverture dans les extrémités inférieures et supérieures obtenus par Abaqus (Copen) pour déterminer l'ouverture du joint, l'équation 3.2 est adoptée :

$$\boldsymbol{\theta = \frac{\delta inf - \delta sup}{h}} \qquad \text{Équation 3.2}$$

Avec : δinf et δsup représente l'ouverture de joint (Copen) à l'extrémité supérieure et inférieure respectivement et h est l'épaisseur de voussoir.

Le programme expérimental consiste en un chargement et déchargement sur chaque éprouvette, faisant varier la charge axiale pendant l'essai (voir aussi Figure 3.4 a). Compte tenu de la représentation schématique des forces reportées sur la Figure 3.4 b, le moment fléchissant à la longueur moyenne de la section transversale du joint est calculé par l'équation 3.3 :

$$\boldsymbol{M = (L1 - L3).P - L2.W} \qquad \text{Équation 3.3}$$

Où P est la résultante de la charge verticale dans un voussoir et W est le poids propre d'un voussoir. La longueur horizontale de l'appui à la section du joint $L1$ est égale à 0.93 m, celle du centre de gravité du voussoir au joint $L2$ est égale à 0.62 m et la dernière du joint au point d'application de la charge verticale $L3$ est de 0.4m (voir Figure 3.4 b). L'épaisseur du voussoir est de 45 cm. Le point d'application de la résultante de la force axiale passe par la longueur moyenne de la section transversale du joint et donc N n'est pas inclus dans l'équation 3.3.

Les tests ont été effectués en mode de contrôle de charge, et les forces verticales et latérales ont été appliquées séparément selon le programme illustré sur la Figure 3.5. La force horizontale a été appliquée en trois étapes : 30 %, 70 % et 100 % de la valeur maximal. Par contre, le moment fléchissant a été appliqué de zéro à la valeur maximale finale. La procédure de charge expérimentale est exploitée par la Figure 3.5.

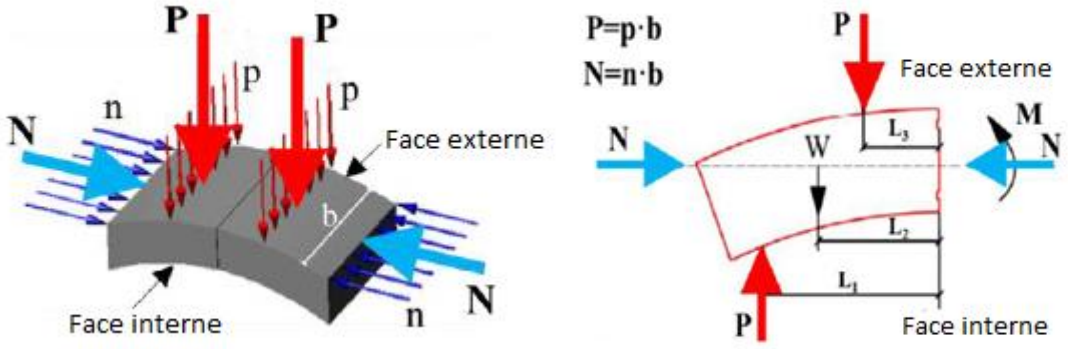


Figure 3.4 : (a) Configuration du test de flexion positif. (b) Distribution schématique des forces pour le calcul du moment fléchissant (M) à partir du poids du segment (W) et de la résultante des forces verticales sur un segment (P) (Modifié par Andreotti et al. (2020).

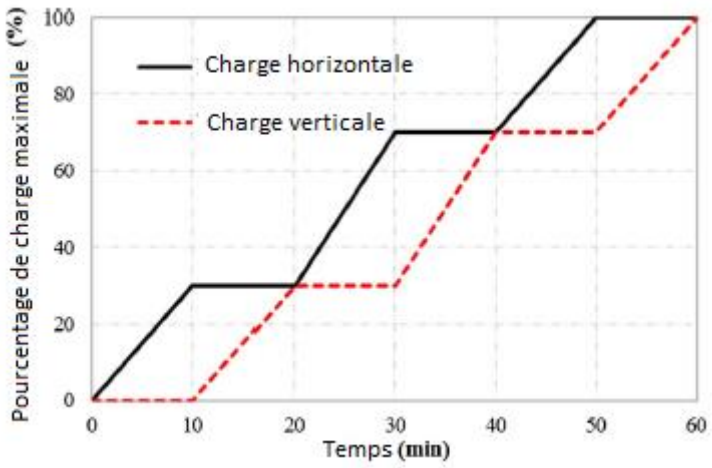


Figure 3.5 : Programme de charge.

3.2.4 Loi de comportement de joint

La mesure de l'ouverture du joint est utilisée pour décrire le comportement de déformation de la section du joint. La rigidité en rotation de l'articulation K_θ peut être définie par l'équation 3.4 ;

$$K_\theta = \frac{M}{\theta} \qquad \text{Équation 3.4}$$

Où M est le moment de flexion appliqué au joint et θ est l'angle de rotation au niveau du joint. La Figure 3.6 montre les courbes du moment fléchissant en fonction de l'angle de rotation pour les deux cas étudiés. L'ouverture du joint présente une relation $M - \theta$ non linéaire.

Lorsque les joints sont soumis à un moment de flexion positif, l'angle de rotation augmente de manière bilinéaire sous l'effet de la plastification, et l'évolution de ces courbes peut également

être divisée en deux étapes. La première étape, avant que l'éprouvette atteigne la limite élastique, l'ouverture du joint est relativement petite en raison de la force de serrage fournie par les boulons reliant les deux voussoirs. Les quatre boulons sont situés sur l'axe de section neutre. En conséquence, l'éprouvette JL présente un comportement plus rigide et un moment d'élasticité supérieur à celui de JR. Au fur et à mesure, la face intérieure du joint s'ouvre, les boulons les plus proches de cette face sont engagés plus tôt que ceux situés entièrement à l'axe neutre. L'étape II montre que lorsque le moment appliqué est supérieur au moment d'élasticité, la rigidité du joint diminue avec le développement d'une déformation plastique dans le béton dans la zone de compression de la section du joint. Plus le moment de flexion appliqué est important, plus la zone de contact du béton entre les voussoirs est plus importante. Bien que le joint puisse encore supporter le moment croissant, la rigidité du joint est considérablement réduite. Contrairement au stade I, les courbes de JR et JL au stade II présentent à peu près la même pente, ce qui indique que le comportement d'un joint au stade II est principalement régi par la compression du béton plutôt que par la contribution des boulons entre les voussoirs observés au stade I.

Les données expérimentales montrent que le comportement de joint est fortement influencé par les détails de la section de joint, les conditions de charge et les conditions de contact entre les deux voussoirs adjacents de joint.

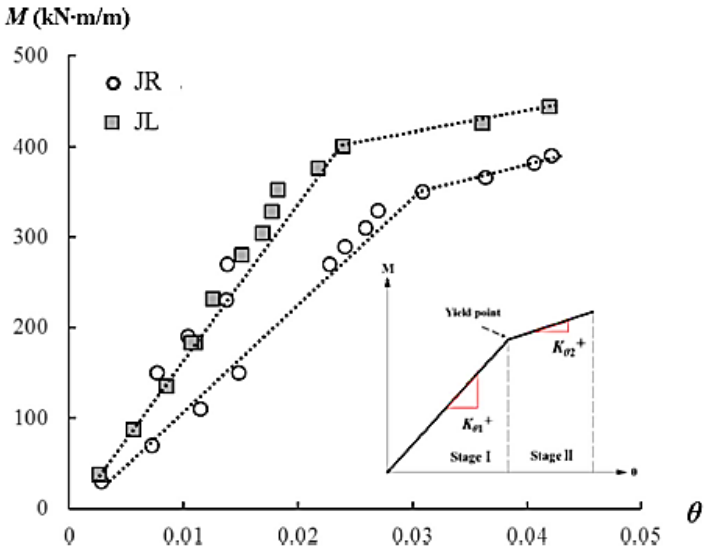


Figure 3.6 : Courbes $M-\theta$ des joints de voussoirs sous moment fléchissant positif (Jin et al. 2017).

3.3 Modélisation élément fini tridimensionnel

3.3.1 Détail du modèle

3.3.1.1 Géométrie

Pour mieux comprendre le mécanisme du comportement de joint observé dans les expériences, un modèle en élément fini tridimensionnel a été développé avec le logiciel ABAQUS. Comme le montre la Figure 3.7, le modèle représente un essai de flexion quatre points soumis à des moments de flexion positifs, et composé de deux voussoirs en béton, et d'un joint longitudinal. Dans le but de simuler le comportement du voussoir de la manière la plus simple possible, le modèle EF a pris en compte d'une manière explicite les caractéristiques structurelles telles que les boulons et les conditions de contact initiales. Par analogie avec l'expérimentation, L représente la distance entre les deux appuis égale à 1860 mm et Lc est la distance entre l'appui et le point d'application de charge supposé égale à 530 mm. La largeur et l'épaisseur du voussoir sont respectivement de 1500 mm et 450 mm. Les résultats numériques ont été comparés avec les données expérimentales discutées précédemment pour évaluer le comportement de joints.

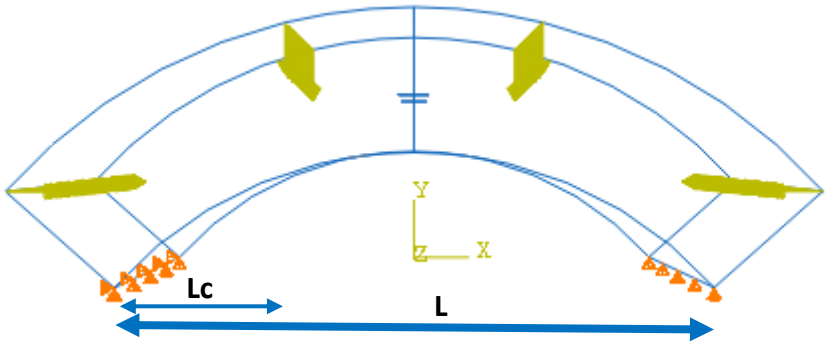


Figure 3.7 : Modèle EF essai de flexion quatre points.

3.3.1.2 Propriété des matériaux et maillage

Dans la première étape de calcul, le béton a été considéré comme un matériau linéaire, par contre les boulons entre les voussoirs ont été modélisés en tant que matériau élastique parfaitement plastique, comme le confirment les données expérimentales selon lesquelles la contrainte de tous les boulons est restée dans le domaine élastique tout au long des essais. Les paramètres des propriétés des matériaux sont résumés dans le Tableau 3.1 ci-dessous.

Tableau 3.1 : Les propriétés des matériaux.

	Module de Young E (MPa)	**Coefficient de poisson ν**	**Limite élastique σ (MPa)**
Béton	3.5×10^4	0.167	25.3
Boulon	2×10^5	0.3	640

En ce qui concerne le maillage (Figure 3.8), un élément hexaédrique à huit nœuds a été utilisé suite à sa capacité de convergence plus élevé en raison de son nombre accru de nœuds, ce qui permet une analyse plus précise. Pour cette raison, des éléments hexaédriques solides à huit nœuds C3D8R avec une intégration réduite (1 point d'intégration) ont été choisis comme type d'élément pour modéliser les voussoirs et les boulons sont modélisés par des éléments de truss 3D à deux nœuds (T3D2), cet élément est similaire à l'élément de poutre, sauf qu'il ne peut pas supporter la flexion. Ceci est obtenu en insérant des charnières dans chaque nœud de l'élément. En outre, il est nécessaire de produire un maillage de taille appropriée pour capturer efficacement le comportement de joint. Ceci peut être réalisé en employant une méthode d'analyse, qui consiste à affiner la taille du maillage au niveau du joint (région plus influente) (Blazejowski 2012).

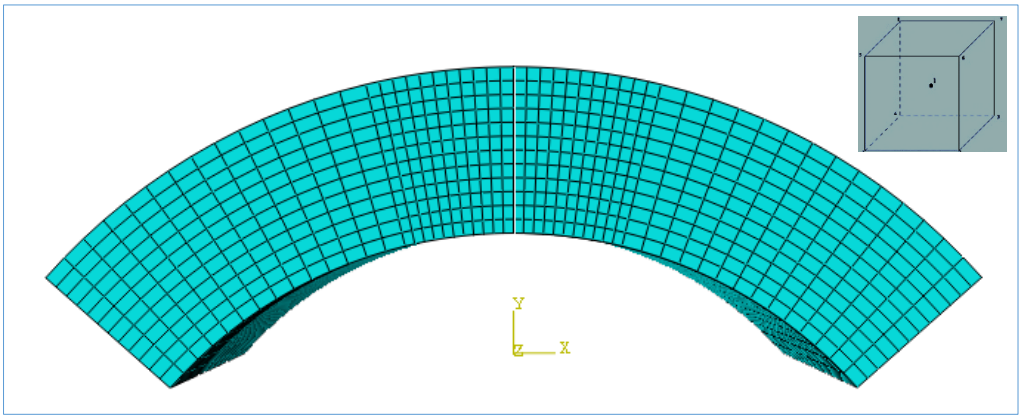


Figure 3.8: Maillage du modèle.

3.3.1.3 Cas de charge et les conditions aux limites

Les conditions de chargement et aux limites implémentées dans ABAQUS ont simulé le montage d'essai expérimental. À une extrémité du voussoir, un appui double a été produit en

définissant le déplacement admissible, U1=U2= 0, limitant les mouvements dans les deux directions X et Y. Pour équilibrer le modèle, à l'autre extrémité, un appui simple a été simulé avec U2=0, empêchant tout déplacement vertical, mais en permettant un mouvement transversal sur la position de l'appui réel dans l'essai et les deux extrémités sont libres de tourner. La Figure 3.9 montre les conditions aux limites et la répartition des charges appliquées, deux charges verticales et horizontales sont appliquées comme des forces réparties uniformément sur la largeur du voussoir, d'intensité 345 et 755 KN/m respectivement conformément à l'expérimentation.

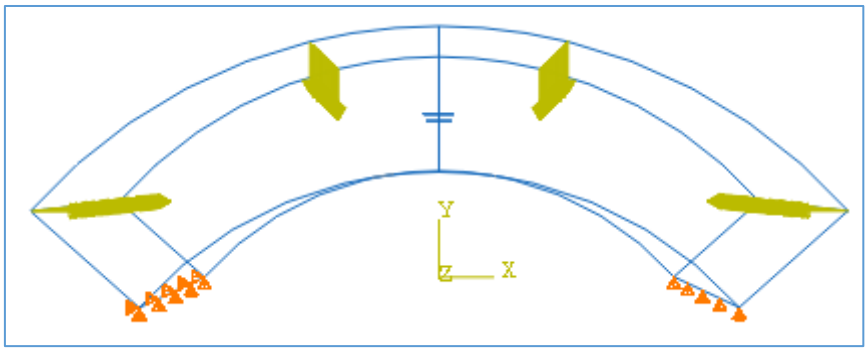


Figure 3.9: chargement et conditions aux limites.

3.3.2 Modélisation de l'interface

3.3.2.1 Propriété de contact

L'interface entre les deux voussoirs fonctionne selon deux états : en glissement et en décollement, ce qui nécessite de définir les comportements tangentiel et normal respectivement du joint. Le contact entre les deux voussoirs est modélisé à l'aide d'une interaction de contact surface à surface (surface to surface contact). Dans le sens normal (Figure 3.10), le comportement est défini comme un contact parfait (hard contact). Dans ce type de condition de contact parfait, comme le montre la relation contrainte-ouverture : les surfaces entre les deux voussoirs adjacents sont en contact total sans aucune tolérance ni espace (Figure 3.11), de sorte que la force horizontale est effectivement transférée entre les surfaces de contact. En plus, ce type de contact empêche deux composants structurels de pénétrer l'un dans l'autre en compression, tout en leur permettant de se séparer lorsqu'ils sont soumis à une traction (Jin et al. 2017).

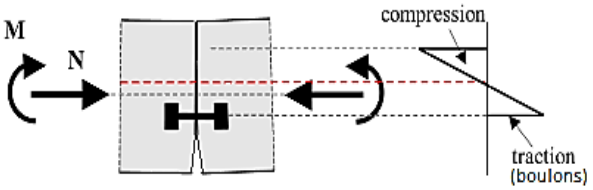


Figure 3.10: Comportement normal du joint.

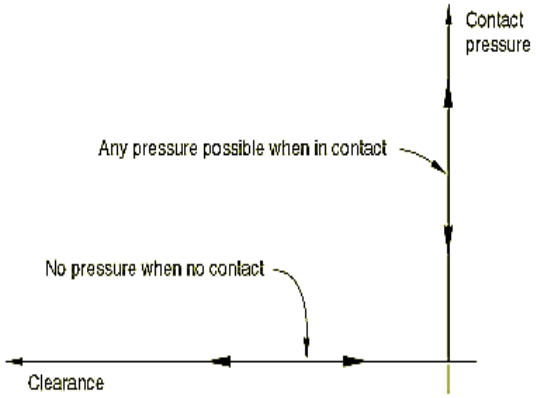


Figure 3.11 : la relation contrainte-ouverture de contact parfait (ABAQUS 2013).

Dans l'autre sens, concernant le comportement tangentiel de l'interface (Figure 3.12), la déformation tangentielle de la surface du contact a été contrôlée par les lois de Coulomb. Le concept de base du modèle de frottement de Coulomb est de relier la contrainte de frottement (cisaillement) maximale admissible à travers une interface à la pression de contact entre les éléments en contact (Figure 3.13). Dans la forme de base du modèle de frottement de Coulomb, deux surfaces en contact peuvent supporter des contraintes de cisaillement jusqu'à une certaine amplitude à travers leur interface avant de commencer à glisser l'une par rapport à l'autre. Dans cette étude, le modèle de contact classique avec un critère de Mohr-Coulomb a été appliqué, avec un coefficient de frottement $\mu = \tan(\varphi_{int})$ égale à 0,6 (Gong 2019, Asce 2011, Li et al. 2014).

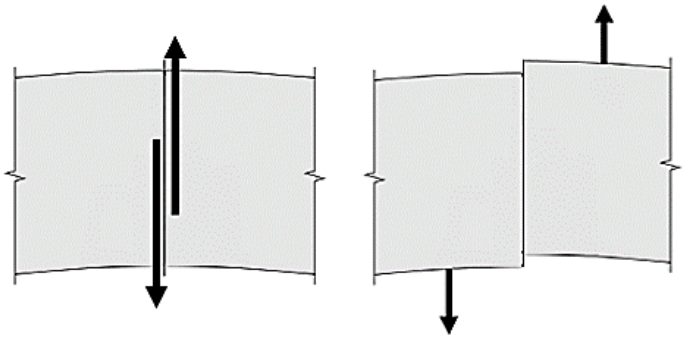


Figure 3.12 : Comportement tangentiel de l'interface.

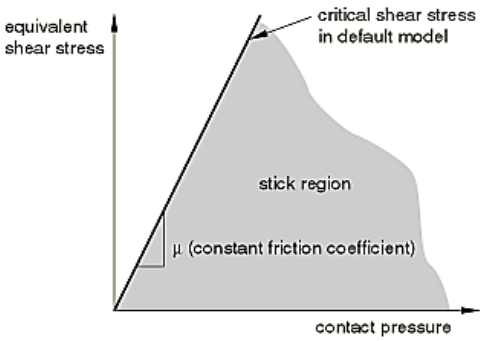


Figure 3.13 : modèle de frottement de Coulomb (Abaqus 2013).

3.3.2.2 Modélisation des boulons

Du point de vue structurel, un joint entre les deux voussoirs est principalement composé de deux composants, qui sont les surfaces du joint et les boulons du joint, comme le montre la Figure 3.14. Dans la structure de revêtement par voussoir préfabriqué, la résistance à la traction du joint segmentaire est déterminée par le boulon du joint, tandis que les résistances au cisaillement et à la flexion sont principalement déterminées par la surface du joint. Cependant, lorsque la force tangentielle de la surface du joint est supérieure au frottement du béton, le boulon supportera une partie de cette force. De plus, la performance de flexion du joint est déterminée à la fois par la surface du joint et par le boulon du joint, où le boulon fournit principalement une contribution en changeant l'emplacement de l'axe neutre (voir Figure 3.14)

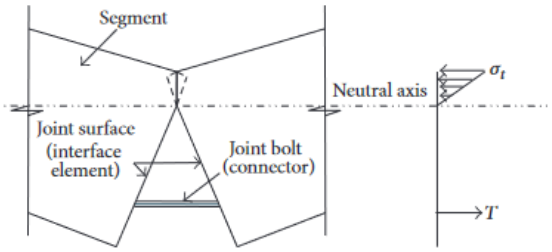


Figure 3.14 : comportement mécanique du joint longitudinal (Yan et al. 2017).

Dans cette simulation, pour éviter de modéliser des vrais boulons et complexifier le calcul, les boulons sont modélisés comme des éléments poutres incorporés (embedded beam element), chaque ensemble de boulon (deux trous de boulons ayant chacun deux boulons) au niveau du joint longitudinal est définit comme une contrainte de région qui permettent d'incorporer une région du modèle (les boulons) dans une région hôte (les éléments qui entourent les boulons) (Figure 3.15). Les boulons sont modélisés en tant que matériau élastique parfaitement plastique. Ainsi que la section utilisée est M39. Comme le confirment les données

expérimentales selon lesquelles le niveau de contrainte de tous les boulons est resté dans le domaine élastique tout au long des tests.

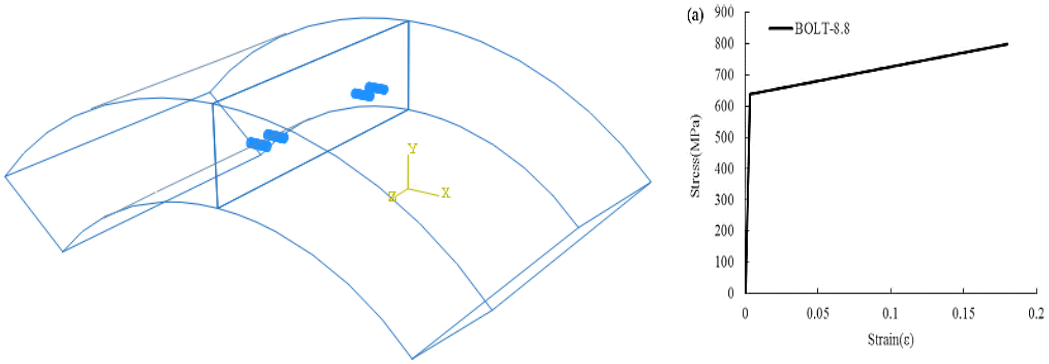


Figure 3.15 : Modélisation et comportement du boulon.

3.4 Étude paramétrique

Une étude paramétrique est réalisée sur cette simulation tridimensionnelle pour étudier l'influence des paramètres reliés à la géométrie et à la mécanique de l'interface sur la relation de la loi de comportement du joint longitudinal (Moment en fonction de rotation). Tout d'abord, une étude paramétrique sur les efforts axiaux est appliquée. Ensuite, les paramètres géométriques de l'interface ainsi que celles mécaniques étudiés sont : l'inertie du voussoir, le joint d'étanchéité, le nombre et la section du boulon, pour visualiser leurs influences sur le comportement du joint longitudinal. Tous les paramètres qui influent sur le comportement du joint seront considérés comme des bases de données à intégrer dans la loi locale du modèle de macroélément.

3.4.1 Influence de l'effort axial

La relation entre la rotation du joint et le moment de flexion en variant l'effort axial dans le modèle a été étudiée par Zuo et al. (2018). Les courbes de relation des deux paramètres obtenus sont évidemment non linéaires. Les courbes d'ouverture du joint sous différentes sollicitations peuvent être divisées en sections linéaires approximatives et en sections non linéaires (plus l'effort axial est important, plus le modèle prend un comportement linéaire). L'effort axial a une influence importante sur la déformation du joint et une augmentation appropriée de la force axiale dans des conditions de forte pression d'eau favorise la suppression de la déformation du joint (Zuo et al. 2018).

Dans cette étude, pour savoir l'influence de l'effort axial sur le comportement du joint, une étude paramétrique a été appliquée sur différent valeur d'effort axial (H) : 100, 300 et 500 KN (Figure 3.16).

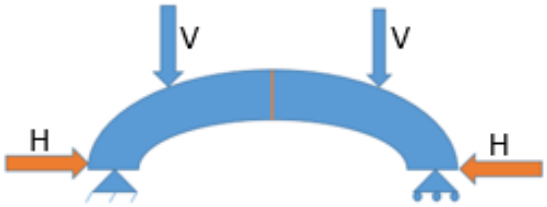


Figure 3.16 : Application de l'effort axial.

La variation de la rotation maximale au niveau du joint est illustrée dans la Figure 3.17. Une relation entre la rotation du joint et l'effort vertical obtenue est non linéaire. Avec l'augmentation de l'effort vertical la rotation augmente rapidement. Lorsque l'effort vertical atteint une certaine valeur, le taux de croissance de la rotation maximale du joint diminue progressivement avec l'augmentation de l'effort horizontal, c'est parce que les boulons fournissent une plus grande traction pour renforcer les contraintes de la section. Lorsque l'effort vertical est constant, plus la force axiale est importante, l'ouverture du joint sera faible. En raison des fissures plus étroites dues à l'augmentation de la force axiale, l'ouverture du joint est relativement plus petite. Cette étude conforme avec la conclusion de Zuo et al. (2018) qu'une augmentation appropriée de la force axiale dans des conditions de forte pression d'eau favorise la suppression de la déformation du joint (Zuo et al. 2018).

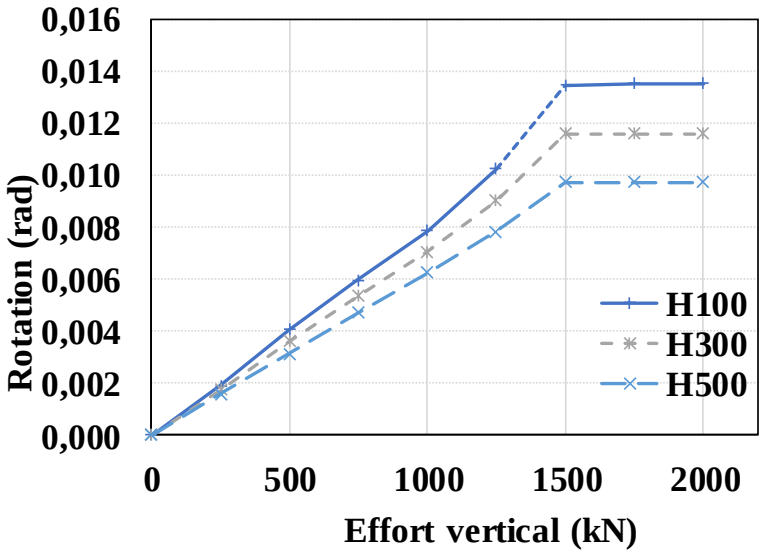


Figure 3.17 : Comportement de la rotation du joint pour plusieurs efforts horizontaux.

3.4.2 Influence de joint d'étanchéité

Le tunnel de transport d'eau n'est pas seulement exposé à une pression élevée des eaux souterraines, mais aussi à des pressions d'eau internes élevées, ce qui nécessite des normes d'étanchéité élevées. Le joint d'étanchéité fonctionne selon deux comportements, normal et tangentiel.

Concernant le comportement normal du joint d'étanchéité, le comportement du joint a été considérablement influencé par les conditions de contact initiales. Les résultats de l'analyse paramétrique (Jin et al. 2017) sur l'effet de la taille de l'espace initial ont montré qu'un espace aussi petit que 2 mm, qui est couramment observé sur le terrain, peut conduire à une grande ouverture du joint au début de la charge et réduire considérablement la rigidité du joint par rapport à un cas de contact parfait. En particulier, la présence de joints d'étanchéité entre les voussoirs peut entraîner des imperfections de contact dans l'assemblage de la structure de revêtement. Ces imperfections de contact peuvent contribuer à une plus grande ouverture du joint lorsque le revêtement est soumis à une charge de sol.

Dans cette étude, aucun contact initial a été appliqué au niveau de l'interface entre les deux voussoirs, un contact parfait a été supposé. Ceci signifie que le joint d'étanchéité est supposé négligeable selon le comportement normal.

Par contre, le comportement tangentiel de joint d'étanchéité est pris en compte en réduisant le coefficient de frottement de comportement tangentiel de l'interface. Le modèle de contact classique avec un critère de Mohr-Coulomb a été appliqué, en variant le coefficient de frottement de 0,4 à 0,8.

D'après la Figure 3.18, aucune influence de la variation du coefficient de frottement sur le comportement de joint a été observée. Ceci peut être justifié par que le glissement au niveau de l'interface est nul, et donc le coefficient de frottement n'a plus d'influence. Il faut donc essayer de modéliser des vrais joints d'étanchéité tout en définissant une ouverture initiale au niveau de l'interface.

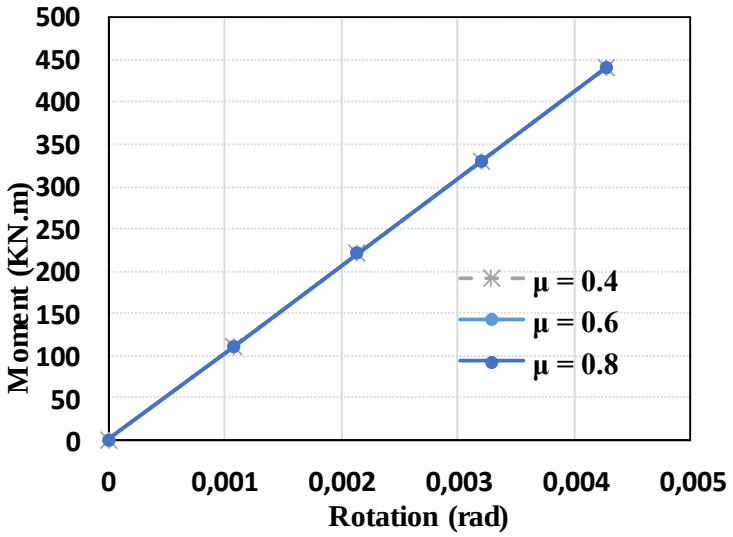


Figure 3.18 : Étude paramétrique sur le coefficient de frottement

3.4.3 Inertie du voussoir

La rigidité relative de la structure du tunnel et du sol environnant affecte l'interaction entre eux, ce qui modifie la répartition des forces internes de la structure de tunnelier (Zhang 2020). Cependant, l'épaisseur du voussoir détermine la rigidité de section de la structure du tunnel. L'augmentation de l'épaisseur du voussoir peut améliorer efficacement la rigidité de flexion transversale globale de la structure du tunnel et la résistance à la déformation de la structure du tunnel. Par conséquent, l'épaisseur du voussoir est l'un des paramètres importants pour la conception structurelle du tunnel (Zhu 2002).

Jusqu'à maintenant, la plupart des recherches ont analysé la différence de déformation et de variation de la force interne pour différentes épaisseurs du voussoir sous charge par les méthodes de calculs théoriques ou numériques. Par exemple, Huang (2000) prend comme exemple un tunnel à Shanghai, utilise la méthode de l'anneau homogène pour vérifier la force interne structurelle du tunnelier et souligne que l'augmentation de l'épaisseur du voussoir peut améliorer la rigidité du voussoir de tunnel lui-même, mais une épaisseur trop importante déterminé ne pas résiste pas à la contrainte de la structure du tunnel. Le document Zhang et al. (2020) a recommandé que la force interne de chaque section de la structure du tunnel augmente avec l'augmentation de l'épaisseur du voussoir, et la différence de la force interne entre les différentes épaisseurs de segment augmente avec l'augmentation de la surcharge et du degré de déchargement

Afin d'analyser l'influence de l'épaisseur du voussoir sur le moment en fonction de rotation du joint, trois épaisseurs de voussoir différentes ont été sélectionnés pour la modélisation : 300 mm, 450 mm et 600 mm (Figure 3.19).

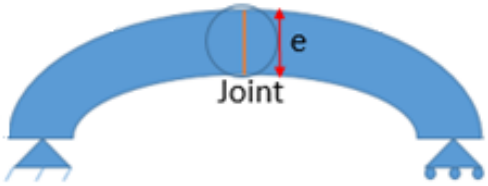


Figure 3.19: Variation de l'épaisseur du voussoir.

La Figure 3.20 montre l'influence de variation de l'épaisseur du voussoir sur le comportement du joint. Il est remarquable que l'augmentation de l'épaisseur du segment retarde le point de rupture du moment fléchissant (état d'instabilité critique). L'augmentation excessive de l'épaisseur du segment peut entraîner une augmentation du moment fléchissant de la structure du tunnel, et une forte diminution de la rotation au niveau du joint est remarqué, d'où une résistance élastique de joint importante. Ces résultats sont en bon d'accord avec Chen et al. (2017). Cette étude montre l'influence importante du paramètre de l'épaisseur de voussoir sur le comportement du joint, ce paramètre sera donc pris en compte dans la base de donnée à intégrer dans la loi locale du modèle de macroélément.

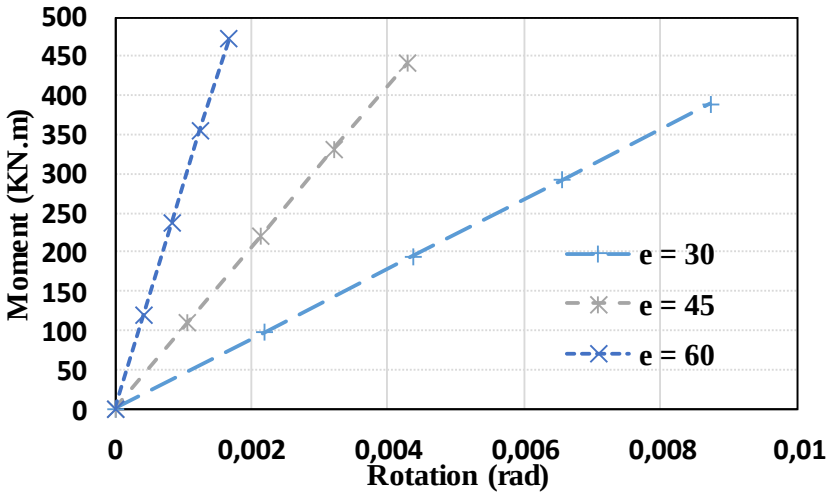


Figure 3.20 : Étude paramétrique de l'épaisseur du voussoir.

3.4.4 Nombre de boulons

Lors de la modélisation du joint, dans la plupart des situations, il faut probablement définir des armatures en acier pour suivre le comportement en traction de la structure. Par conséquent, les boulons jouent le rôle principal pour résister à la traction. De son intérêt, le nombre de boulon

dans la section de joint aura probablement une influence sur le moment en fonction de la rotation de joint. Pour étudier l'influence de ce paramètre, deux types de joints de différents nombres de boulons ont été modélisés, le premier se compose de trois trous de boulons, chacun ayant deux boulons décalés à des hauteurs différentes. L'autre de deux trous de boulons, chacun ayant deux boulons décalés à des hauteurs différentes (Figure 3.21)

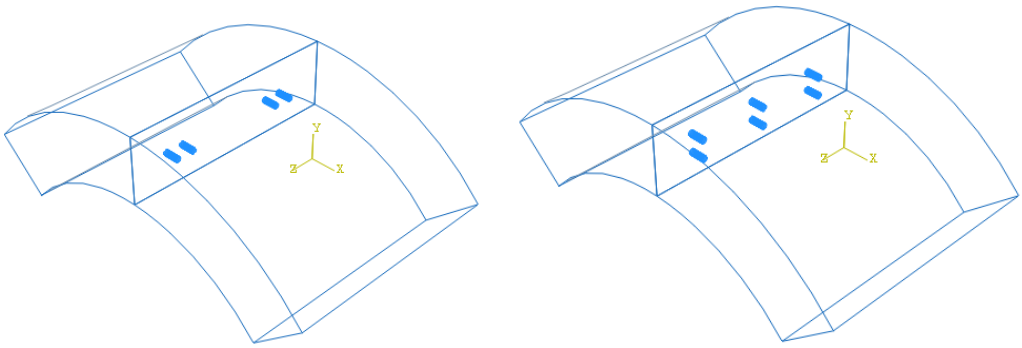


Figure 3.21 : Variation de nombre de boulons : (a) quatre boulons, (b) : six boulons.

La Figure 3.22 montre que le comportement M- θ est affecté par les caractéristiques structurelles du joint, telles que le nombre, l'emplacement et la disposition des boulons. D'où le modèle ayant 6 boulons présente un comportement plus rigide et un moment d'élasticité supérieur à celui ayant 4 boulons. Ces résultats sont conformes à l'étude de Jin et al. (2017). Cette étude montre une importante influence du paramètre de nombre de boulon sur le comportement du joint, ce paramètre sera donc pris en compte dans la base de donnée à intégrer dans la loi locale du modèle de macroélément.

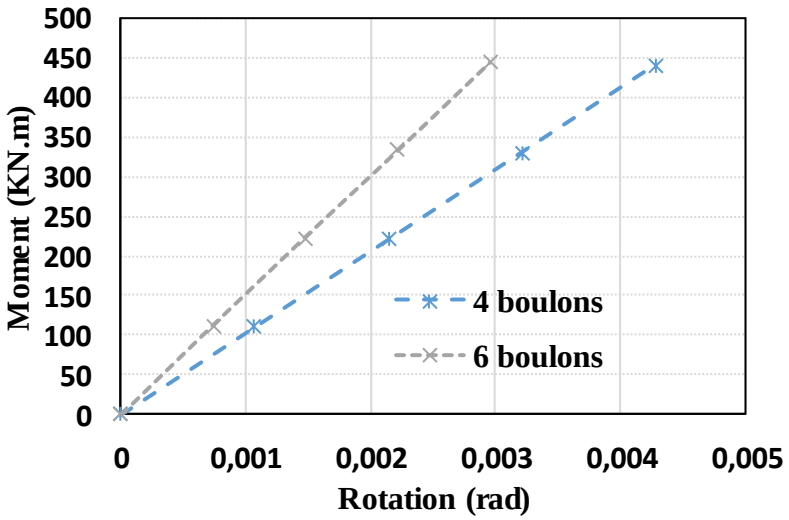


Figure 3.22 : Étude paramétrique de nombre de boulons.

3.4.5 Section du boulon

Une autre étude paramétrique est appliquée en variant la section du boulon, (Figure 3.23) pour étudier son effet sur le comportement du joint. Trois diamètres ont été étudié 39, 60 et 100mm. Comme le montre la Figure 3.24, la section du boulon est un paramètre peu influant, tant que le calcul est resté dans son domaine de comportement élastique. Cette étude montre une influence négligeable du paramètre de section de boulon sur le comportement du joint, ce paramètre sera donc négligé dans le modèle de macroélément.

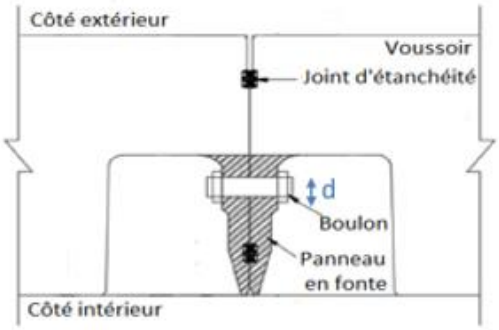


Figure 3.23 : Section de boulon.

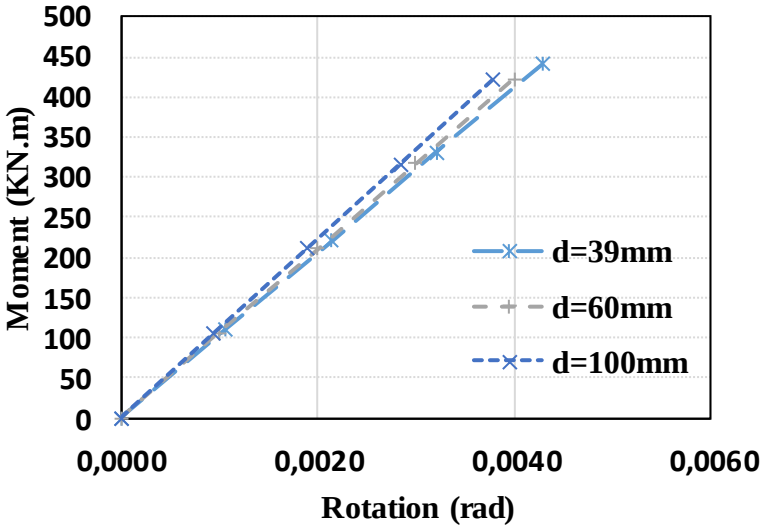


Figure 3.24: Comportement du joint en variant la section du boulon

3.5 Conclusion

Dans ce chapitre, un modèle par élément fini tridimensionnel a été développé. Le modèle représente un essai de flexion quatre points soumis à des moments de flexion positifs, et composé de deux voussoirs en béton, et un joint longitudinal constitué des boulons. Dans le but de simuler le comportement du voussoir de la manière la plus simple possible, le modèle a

pris en compte d'une manière explicite les caractéristiques structurelles telles que les boulons et les conditions de contact initiales.

Une étude paramétrique a été réalisée sur cette simulation pour étudier l'influence des paramètres reliés à la géométrie de l'interface sur la loi de comportement du joint longitudinal (Moment en fonction de rotation). L'étude paramétrique a montré que l'effort axial qui représente les efforts des voussoirs adjacents a une influence importante sur le comportement du joint et une augmentation appropriée de la force axiale dans des conditions de forte pression d'eau favorise une résistance importante au niveau du joint.

Deux paramètres importants qui influent sur le comportement du joint ont été obtenus : l'inertie de voussoir et le nombre de boulons. Ces paramètres seront implémentés comme des bases de données du comportement local durant la modélisation du joint en utilisant le concept de macroélément. Ce comportement local sera transféré à certains paramètres structurels globaux entre les voussoirs, en les concentrant en un point représentatif et en formulant une loi en variables généralisées (moment et rotation).

Chapitre 4
Macroélément du joint longitudinal

4.1 Introduction

Pour une certaine forme de revêtement et une épaisseur de revêtement donnée, la configuration du joint est le principal facteur qui affecte la rigidité globale du revêtement et ses déformations. Le joint longitudinal est également la partie la plus critique, car la rupture du revêtement est initiée par l'endommagement du béton, ce qui provoque des fuites d'eau et d'autres endommagements préjudiciables (Liu et al. 2016, Andreotti et al. 2020). Comme mentionnée dans le chapitre précèdent, l'étude de cas est un tunnel de transport d'eau (Jin et al. 2017). Potentiellement ce type de tunnel a un risque d'accélération de la dégradation de la structure du béton, donc ça peut venir dégrader, abimer plus vite le voussoir en démarrant par le joint.

Dans le cas présent, le comportement de béton n'est plus élastique, la plasticité ainsi que l'endommagement du béton seront pris en compte dans le modèle élément fini de flexion quatre point crée par Abaqus dans le chapitre 3, afin d'étudier l'influence de l'endommagement du béton sur le comportement de joint. Le comportement mécanique du béton sera simulé en utilisant le modèle élastoplastique avec l'endommagement connu par CDP (Concrete Damaged Plasticity) implémenté dans le modèle Abaqus.

Une étude paramétrique sera appliquée, pour analyser l'influence des paramètres de plasticité ainsi que celles de l'endommagement sur le comportement de joint longitudinal. Tous les paramètres influents seront considérés comme des bases de données à intégrer dans la loi locale du modèle de macroélément. Une loi de comportement (Moment - rotation) au niveau du joint sera obtenue et comparé avec la relation non linéaire obtenue à l'expérimentale.

En fin de cette étude, une approche pratique par élément fini 1D sera proposée pour une utilisation pratique en ingénierie. Le macroélément obtenu dans cette étude qui représente la loi de comportement du joint obtenue par le calcul d'élément fini tridimensionnel dans Abaqus, sera intégré dans le modèle de structure de demi-anneau simplifié 1D dans Robot Autodesk en mettant en œuvre la modélisation du sol non linéaire par la méthode des réactions hyperstatiques. La fiabilité de cette méthode sera vérifiée en le comparant avec l'expérimentation.

4.2 Principe du modèle CDP

Le modèle CDP (concrete damaged plasticity) est un modèle d'endommagement basé sur la plasticité du béton. Il est en effet une implémentation, du modèle proposé par Lubliner et al. (1989) pour le cas de chargement monotone et développé par Lee et Fenves, (1998) pour étudier

les cas de chargement dynamiques et cycliques. Pour obtenir un comportement inélastique du béton, une approche isotrope de la plasticité et de l'endommagement est utilisée par le modèle CDP (fissuration en traction, rupture en compression, dégradation de la rigidité élastique).

Lubliner et al. (1989) ont tout d'abord proposé un modèle élastoplastique avec endommagement dans lequel une seule variable scalaire d'endommagement, qui est une combinaison de l'endommagement en traction et compression, et une fonction de charge, sont utilisées pour représenter tous les états de dégradation du matériau. En plus de la variable d'endommagement scalaire, une variable de dégradation élastique et une autre de dégradation plastique sont introduites dans le modèle pour simuler la dégradation de la rigidité élastique. Ces variables de dégradation sont couplées à la déformation plastique dans les relations constitutives, qui permet de calibrer les paramètres du modèle avec des résultats expérimentaux.

Pourtant, bien que le modèle de Lubliner et al. (1989) ayant une seule variable scalaire d'endommagement peut simuler des problèmes de chargement monotones, mais il n'est pas approprié à modéliser le comportement cyclique du béton, car le matériau subit un processus de dégradation différent sous sollicitation de traction et de compression. Cependant, l'hypothèse d'une seule variable d'endommagement n'est pas donc adéquate, parce qu'un matériau quasi-fragile sous charge cyclique subit différents états de dégradation, tels que la fissuration en traction, la rupture en compression et la dégradation de la rigidité. Pour tenir compte des différentes réponses, des variables d'endommagement multiples peuvent être utilisées. Lee et al. (1998) ont donc proposé à partir du modèle de Lubliner et al. (1989) un nouveau modèle élastoplastique avec l'endommagement pour le béton et adapté également aux cas de sollicitations cycliques. Deux variables d'endommagement sont introduites, l'une pour l'endommagement en traction d_t et l'autre pour l'endommagement en compression d_c, et une fonction de charge avec des variables d'écrouissage sont introduites pour tenir en compte les différents états de dégradation du matériau. Dans ce modèle de Lee et al. (1998), les lois de comportement de béton uni-axiales sont basées sur le concept de contrainte effective et sont utilisées pour contrôler l'évolution de la surface de charge. Ces lois de comportement uni-axiales sont divisées en deux parties, une première partie correspond à la contrainte effective et associée à la plasticité, et la seconde correspond à la dégradation de la rigidité élastique et associée à l'endommagement. La plasticité est donc couplée avec l'endommagement. La plasticité est uniquement responsable du développement des déformations irréversibles et

l'endommagement est responsable de la réduction de rigidité. Ceci présente également des avantages dans la mise en œuvre numérique : d'une part, un modèle d'endommagement isotrope reproduit la diminution de rigidité élastique avec une pente de déchargement passant toujours par l'origine (Figure 4.1) impliquant une surévaluation de la valeur d'endommagement par rapport à l'expérimentation. D'autre part, les modèles plastiques prennent en compte les phénomènes irréversibles (déformations plastiques). Néanmoins, la plasticité n'est pas capable de reproduire la diminution de la rigidité dans la phase d'adoucissement et la pente de déchargement est toujours élastique (Figure 4.1), impliquant une surestimation de la valeur des déformations plastiques contrairement à l'expérimentation. Alors, la combinaison de la plasticité et de l'endommagement peut apporter une réponse aux limitations des deux formulations en alliant leurs avantages. La perte de rigidité est toujours associée au développement d'un endommagement et la plasticité reproduit les déformations irréversibles.

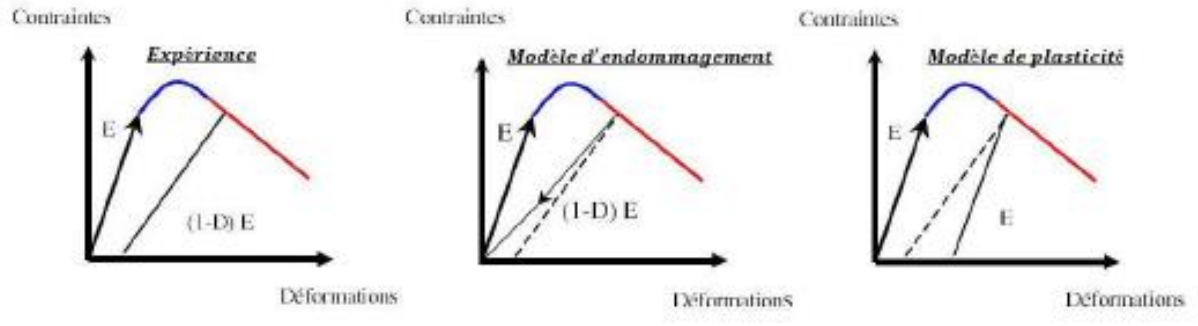


Figure 4.1 : Pente de déchargement, réponses schématiques expérimentales, des modèles d'endommagement et des modèles de plasticité (Nana 2017).

En résumé, un modèle de plasticité basé sur la contrainte effective est introduit pour simuler les déformations irréversibles et un modèle d'endommagement simple est également introduit pour simuler l'effet des dégradations sur la rigidité élastique, et la reprise de rigidité pendant l'ouverture et la fermeture des fissures. Une description des caractéristiques fondamentales du modèle CDP (critère de plasticité, règle d'écoulement, endommagement) et des lois appropriées de comportement uni-axiales du béton en traction et en compression sont présentées dans la partie ci-après.

4.3 Modélisation du béton : Modèle de béton CDP (Concrete Damaged Plasticity)

Le modèle CDP est une modification du critère d'élasticité de Drucker-Prager qui est l'une des hypothèses de résistance les plus souvent appliquées au béton. Il s'agit d'un modèle qui dépend de la pression pour déterminer si un matériau a subi une plastification. Dans ce modèle, la plasticité est séparée de l'endommagement en utilisant le concept de contrainte effective $\bar{\sigma}$ qui représente la contrainte dans le matériau non endommagé. La plasticité basée sur la contrainte effective permet de simuler les déformations irréversibles, et l'endommagement est intégré pour simuler l'effet des dégradations sur la rigidité élastique. Par conséquent, les lois de comportement uni-axiales du béton contrôlant l'évolution de la surface de charge sont également séparées en deux parties, une première partie correspond à la contrainte effective $\bar{\sigma}$ et associée à la plasticité, et une seconde partie correspondant à la dégradation de la rigidité élastique et associée à l'endommagement. Cette définition est résumée par cette l'équation 4.1 :

$$\boldsymbol{\sigma = (1-d)E_0\left(\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}\right) = \begin{cases} \bar{\sigma} = E_0(\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}) \\ d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \end{cases}} \qquad \text{Équation 4.1}$$

Avec : σ est la contrainte de Cauchy, ε est le tenseur de déformation, $\tilde{\varepsilon}^{pl}$: Tenseur de déformation plastique, E_0 : module de Young initiale du matériau non endommagé et d est la variable d'endommagement

Le modèle CDP utilise une approche isotrope pour la plasticité et l'endommagement afin de représenter le comportement inélastique du béton (fissuration en traction, rupture en compression, dégradation de la rigidité élastique). En plus, les dégradations de la rigidité du béton sont considérées dans le modèle pour les comportements du béton en traction et en compression en introduisant respectivement deux variables d'endommagement d_t et d_c. Les valeurs de ces variables d'endommagement varient de zéro à un, plus cette valeur est proche de zéro cela représente un matériau non endommagé, sinon (proche de un) sera un matériau totalement endommagé associé à la perte totale de résistance (Abaqus 2013).

4.3.1 Comportement uni-axial typique du béton : compression et traction

Le modèle de plasticité du béton endommagé suppose que les deux mécanismes principaux de rupture du béton sont la fissuration en traction et l'écrasement en compression. Dans ce modèle,

le comportement en traction et en compression uni-axial est caractérisé par une plasticité endommagée. Les lois de comportement uni-axial sont basées sur le concept de la contrainte effective et sont utilisées pour contrôler l'évolution de la surface de charge. Ces lois de comportement uni-axiales sont divisées en deux parties, la première partie correspond à la contrainte effective et associée à la plasticité, et la seconde correspond à la dégradation de la rigidité élastique et associée à l'endommagement. La plasticité est donc couplée de l'endommagement.

Les comportements uni-axiaux typiques du béton en traction et compression, qui sont caractérisés par le modèle CDP dans Abaqus, sont montrés dans la Figure 4.2. Lorsque l'éprouvette de béton est déchargée à partir de n'importe quel point de la phase adoucissante du comportement, la rigidité élastique du matériau semble être endommagée.

En séparant la plasticité de l'endommagement, ces deux relations peuvent être décomposées comme suit ; les relations contrainte-déformation sous sollicitations de traction et compression se décomposent respectivement par l'équation 4.2 et 4.3. Les contraintes effectives déterminent les dimensions géométriques de la surface d'élasticité ou de rupture, les contraintes effectives en traction $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{t}}$ et compression $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{c}}$ dans les matériaux non endommagés peuvent être définies comme suit :

$$\boldsymbol{\sigma_t} = (\mathbf{1} - \boldsymbol{d_t})\boldsymbol{E_0}\left(\boldsymbol{\varepsilon_t} - \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{t}}^{\boldsymbol{pl}}\right) = \begin{cases} \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{t}} = \boldsymbol{E_0}(\boldsymbol{\varepsilon_t} - \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{t}}^{\boldsymbol{pl}}) \\ \boldsymbol{d_t} = \boldsymbol{d}(\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{t}}, \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{t}}^{\boldsymbol{pl}}) \end{cases} \qquad \text{Équation 4.2}$$

$$\boldsymbol{\sigma_c} = (\mathbf{1} - \boldsymbol{d_c})\boldsymbol{E_0}\left(\boldsymbol{\varepsilon_c} - \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{c}}^{\boldsymbol{pl}}\right) = \begin{cases} \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{c}} = \boldsymbol{E_0}(\boldsymbol{\varepsilon_c} - \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{c}}^{\boldsymbol{pl}}) \\ \boldsymbol{d_c} = \boldsymbol{d}(\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{c}}, \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{c}}^{\boldsymbol{pl}}) \end{cases} \qquad \text{Équation 4.3}$$

Avec : d_c et d_t sont les variables d'endommagement scalaires de compression et de traction respectivement ; σ_t et σ_c sont les contraintes de traction et de compression respectivement ; $\varepsilon_t$et ε_c sont les déformations en traction et en compression respectivement, $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$: Le tenseur de déformation plastique en compression, $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$: Le tenseur de déformation plastique en traction.

Dans Abaqus, le comportement uni-axial du béton en traction est défini par la relation de la contrainte-déformation de fissuration en traction $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$et par la relation de contrainte-déformation inélastique en compression $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$. Ainsi que ces déformations peuvent être calculées selon Abaqus documentation, 2013 comme suit :

$$\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{t}}^{\boldsymbol{ck}} = \boldsymbol{\varepsilon_t} - \frac{\boldsymbol{\sigma_t}}{\boldsymbol{E_0}} \qquad \text{Équation 4.4}$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \qquad \text{Équation 4.5}$$

Le modèle CDP dans Abaqus repose sur l'hypothèse que les relations contrainte-déformation uni-axiales peuvent être converties en relations contrainte-déformation plastique, et ceci est automatiquement effectué à partir des données de déformations inélastiques et des paramètres d'endommagement fournies par l'utilisateur.

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)}\frac{\sigma_c}{E_0} \qquad \text{Équation 4.6}$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)}\frac{\sigma_t}{E_0} \qquad \text{Équation 4.7}$$

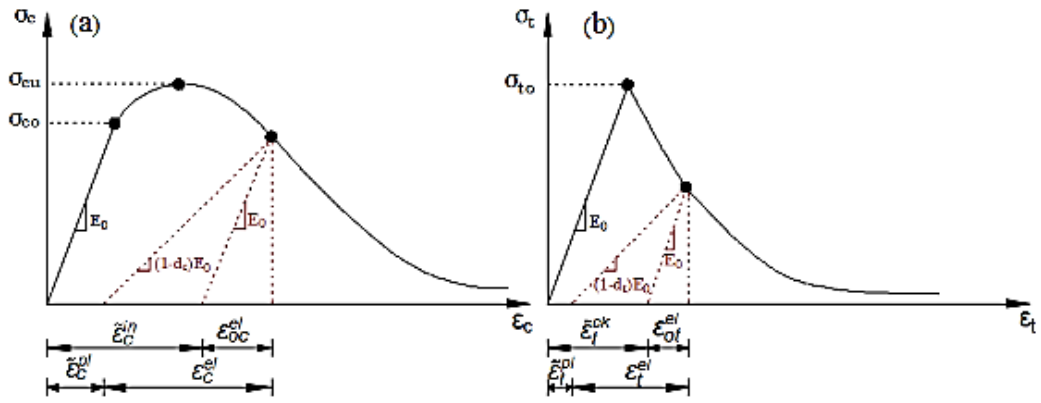


Figure 4.2 : Comportement uni-axial du béton ; (a) en compression avec illustration des déformations plastiques et inélastiques ; (b) en traction avec illustration des déformations plastiques et de fissurations. Source : Dassault Systèmes (2018).

4.3.1.1 Modèle numérique de comportement du béton en compression

La courbe de contrainte-déformation du béton sous compression est définit en basant sur la méthode numérique vérifiée expérimentalement par Hsu et al. (1994). La Figure 4.3 définit la loi de comportement uni-axiale en compression du béton, une relation de contrainte-déformation linéaire obéit à la loi de Hooke est supposée jusqu'à 50% de la contrainte ultime en compression (σ_{cu}) dans la partie ascendante. Le modèle numérique de Hsu et al. (1994) est utilisé uniquement pour calculer les valeurs de contraintes de compression (σ_{cu}) entre la limite élastique (à $0{,}5\sigma_{cu}$) et les $0{,}3\sigma_{cu}$ dans la partie descendante à l'aide de l'équation 4.8:

$$\boldsymbol{\sigma_c = \left(\frac{\beta(\varepsilon_c/\varepsilon_0)}{\beta - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_0)^{\beta}}\right)\sigma_{cu}} \qquad \text{Équation 4.8}$$

Dans laquelle β (équation 4.8) est un paramètre lié à la forme de la branche compressive dans le domaine inélastique et est calculé selon Carreira et al. (1985) où l'unité de σ_{cu} est MPa. Cette méthode est brièvement utilisée pour le béton avec une résistance à la compression maximale jusqu'à 62 MPa. Pour les autres résistances de béton, des modifications doivent être apportées en se référant à l'article origine de Hsu et al. (1994).

$$\boldsymbol{\beta = \left(\frac{\sigma_{cu}}{30.6}\right)^2 + 2.19} \qquad \text{Équation 4.9}$$

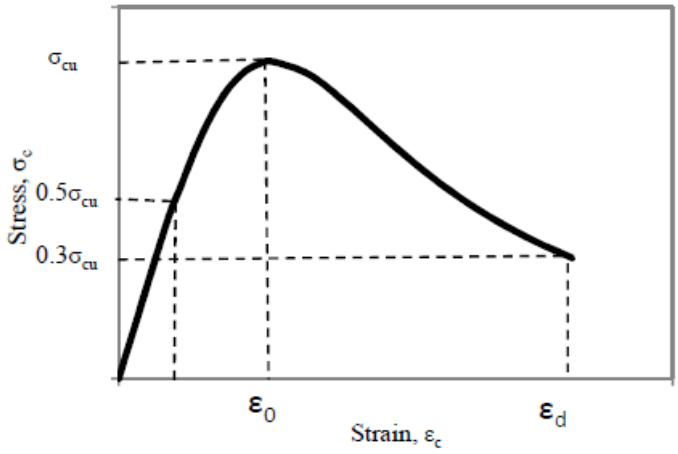


Figure 4.3 : Relation contrainte-déformation en compression Hsu et al. (1994)

De plus, selon Hsu et al. (1994), afin de calculer la résistance à la compression sur la déformation du pic ε_0 et sur le module tangentiel initial, E_{it}, la relation entre la résistance à la compression et ces paramètres peuvent être déterminées sous forme d'équations et l'unité de MPa est considérée :

$$\boldsymbol{\varepsilon_0 = (0.01291\sigma_{cu} + 2.114)10^{-3}} \quad \text{Équation 4.10}$$

$$\boldsymbol{E_{it} = 124.31\sigma_c + 22,636.32} \quad \text{Équation 4.11}$$

Ce qui concerne l'endommagement en compression (d_c), il pourrait être exprimé par la loi simplifiée de Singh et al. (2017) et Sümer al. (2015) comme suit :

$$\boldsymbol{d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}}} \quad \text{Équation 4.12}$$

4.3.1.2 Modèle numérique de comportement du béton en traction

La relation contrainte-déformation en traction est tirée des recherches d'Aslani et al. (2012). Comme le montre la Figure 4.2 (b), la relation complète est composée de deux régimes, une relation linéaire est prise jusqu'à ce que la contrainte de rupture du béton soit atteinte, et la branche descendante est indiquée par l'équation 4.13. Il est à noter que la capacité de traction est estimée à 10 % de la contrainte ultime en compression (c'est-à-dire σ_{t0} = 0,1 σ_{cu}). (Aslani et al. 2012).

$$\boldsymbol{\sigma_t = \sigma_{t0}\left(\frac{\varepsilon_{t0}}{\varepsilon_0}\right)^{0.85}} \quad \text{Équation 4.13}$$

La Figure 4.2 (b) montre qu'avec une augmentation de la déformation de fissuration, l'endommagement en traction continue d'augmenter, ce qui pourrait être exprimé par l'équation 4.14 comme suit :

$$\boldsymbol{d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}}} \quad \text{Équation 4.14}$$

4.3.1.3 Réponse cyclique uni-axiale

Dans des conditions de chargement cyclique uni-axial, les mécanismes de dégradation sont assez complexes, impliquant l'ouverture et la fermeture des microfissures formées, ainsi que leur interaction. Expérimentalement, il est observé qu'il y a une certaine reprise de la rigidité élastique lorsque la charge change de signe pendant l'essai cyclique. L'effet de la reprise de rigidité, également appelé « effet unilatéral », est un aspect important du comportement du béton sous chargement cyclique. L'effet est généralement plus prononcé lorsque la charge passe de la traction à la compression, provoquant la fermeture des fissures de traction, ce qui entraîne la récupération de la rigidité en compression. Le modèle de plasticité de l'endommagement du béton suppose que la réduction du module d'élasticité est donnée en termes d'une variable scalaire de dégradation (endommagement) comme :

$$\boldsymbol{E = (1 - d)E_0} \qquad \text{Équation 4.15}$$

Cette expression est valable à la fois dans les phases de traction ($\sigma_{11} > 0$) et de compression ($\sigma_{11} < 0$) du cycle. La variable de la rigidité de dégradation d, est fonction de l'état de contrainte et des variables d'endommagement uni-axial, d_t et d_c. Pour les conditions cycliques uni-axiales, il est supposé que :

$$\boldsymbol{(1 - d) = (1 - S_t d_c)(1 - S_c d_t)} \qquad \text{Équation 4.16}$$

Où S_t et S_c sont des fonctions de l'état de contrainte introduites pour modéliser les effets de reprise de rigidité associés aux inversions de contrainte. Ils sont définis comme suit :

$$\boldsymbol{S_t = 1 - w_t r^*(\sigma_{11})} \qquad \text{Équation 4.17}$$

$$\boldsymbol{S_c = 1 - w_c(1 - r^*(\sigma_{11})} \qquad \text{Équation 4.18}$$

Avec :

$$0 \leq w_t \leq 1$$

$$0 \leq w_c \leq 1$$

$$\boldsymbol{r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1, \sigma_{11} > 0 \\ 0, \sigma_{11} < 0 \end{cases}} \qquad \text{Équation 4.19}$$

Les facteurs de reprise de rigidité w_t et w_c (recovery factors), qui sont supposés être des propriétés du matériau, qui contrôlent la récupération de la rigidité en traction et en compression lors de l'inversion de la charge. Pour illustrer cela, la Figure 4.4 montre quand la charge passe de la traction à la compression :

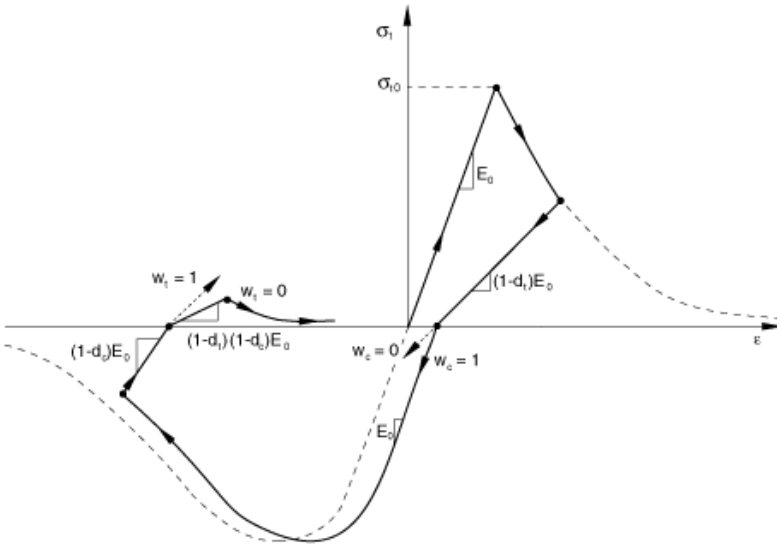


Figure 4.4 : Cycle de charge uni-axiale (traction-compression-traction) avec, w_c et w_t sont les facteurs de reprise de rigidité en compression et en traction respectivement, d_t est la variable d'endommagement en traction, E_0 est la rigidité élastique initiale, σ_{t0} est la valeur de la limite élastique initiale en traction (Abaqus).

S'il est supposé que l'endommagement en compression (écrasement) antérieur est négligé dans le matériau :

$$\boldsymbol{\varepsilon_c^{\sim pl} = 0} \qquad \text{Équation 4.20}$$

$$\boldsymbol{d_c = 0} \qquad \text{Équation 4.21}$$

Alors :

$$\boldsymbol{(1-d) = (1-S_t d_c) = (1-(1-w_c(1-r^*))d_t)} \qquad \text{Équation 4.22}$$

En traction $(\sigma_{11} > 0)$,$r^* = 1$ par conséquent : $d = d_t$,

En compression $(\sigma_{11} > 0)$ $r^* = 0$, et $d = (1 - w_c)d_t$,

Si $w_c = 1$, alors $d = 0$, par conséquent, le matériau reprend la rigidité en compression entièrement (qui dans ce cas est la rigidité initiale, $E = E_0$). Si, cependant,$w_c = 0$, alors $d = d_t$ et il n'y a pas de reprise de rigidité. Des valeurs intermédiaires de entraînent wc une récupération partielle de la rigidité. Abaqus suppose par défaut des valeurs pour les facteurs de reprise de rigidité : $w_t = 0$ et $w_c = 1$ (Abaqus 2013).

4.3.2 Critère de Plasticité

En plus des paramètres de compression et de traction qui identifient la relation de contrainte-déformation, des paramètres basés sur la microstructure du béton doivent être également identifiés. Le modèle CDP définit cinq paramètres pour résoudre la fonction d'écoulement plastique de Drucker-Prager et la fonction de charge proposé par Lubliner et al. (1989) : le paramètre f (facteur de forme), le paramètre K_c, l'angle de dilatance, l'excentricité et la viscosité. Toutes ces grandeurs de plasticité sont expliquées d'une manière détaillée dans cette partie.

Tout d'abord, la surface de charge représente la surface dans l'espace de contrainte entourant le volume de la région élastique. Cela désigne que les états de contrainte à l'intérieur de la surface sont élastiques, alors que les états de contraintes à la surface correspondant à la rupture du matériau, atteint le point d'élasticité et sont devenus plastiques (Figure 4.5 a-c). Le domaine d'élasticité est défini sous la forme d'une fonction de charge $F(\sigma)$. Pour un matériau plastique parfait :

$$\boldsymbol{F(\sigma) \leq 0} \qquad \text{Équation 4.23}$$

Si le matériau est écrouissable, le domaine d'élasticité n'est plus fixe, alors la fonction de charge évolue. Elle dépend également de paramètres d'écrouissage Y (scalaires ou tensoriels) noté par :

$$\boldsymbol{F(\sigma, Y) \leq 0} \qquad \text{Équation 4.24}$$

Il n'y a évolution des variables plastiques que lorsque le point de charge est situé sur la frontière du domaine d'élasticité. **La fonction de charge qui est implémentée dans le modèle CDP est une adaptation du critère de plasticité de Drucker-Prager et permet de déterminer la rupture sous des contraintes normales et de cisaillement. Tout comme dans le critère de Drucker-Prager, la fonction de charge est basée sur les deux invariants du tenseur des contraintes effectives, la pression hydrostatique $\bar{p}$ et la contrainte équivalente de Mises $\bar{q}$. L'évolution de la surface de charge est contrôlée par les variables d'écrouissage $\tilde{\varepsilon}_t^{ipl}$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{ipl}$ En termes de contraintes effectives, la fonction de charge prend la forme :**

$$\boldsymbol{F = \frac{1}{1-\alpha}\left(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta\left(\tilde{\varepsilon}^{ipl}\right)\langle\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle\right) - \gamma\langle-\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle - \bar{\sigma}_c\left(\tilde{\varepsilon}_c^{ipl}\right) = 0} \quad \text{Équation 4.25}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)-1}{2\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)-1} \qquad 0 \leq \alpha \leq 0.5} \quad \text{Équation 4.26}$$

$$\boldsymbol{\beta = \frac{\bar{\sigma}_c\left(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}\right)}{\bar{\sigma}_t\left(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}\right)}(1-\alpha) - (1+\alpha)} \quad \text{Équation 4.27}$$

$$\boldsymbol{\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1}} \quad \text{Équation 4.28}$$

$$\boldsymbol{\bar{p} = \frac{1}{3}trace(\bar{\sigma})} \quad \text{Équation 4.29}$$

$$\boldsymbol{\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}(\bar{S}:\bar{S})}} \quad \text{Équation 4.30}$$

$$\boldsymbol{\bar{S} = \bar{\sigma} + \bar{p}l} \quad \text{Équation 4.31}$$

$$\boldsymbol{\bar{\sigma} = D_0^{el}:(\varepsilon - \varepsilon^{pl})} \quad \text{Équation 4.32}$$

Avec α, est une constante de matériau sans dimension calculée sur la base de la courbe de Kupfer et al. (1969), γ est la forme de la surface de chargement dans le plan déviatorique qui est une constante de matériau sans dimension. $\bar{p}$ est la pression hydrostatique effective, $\bar{p}$ est la contrainte effective équivalente de Mises, $\bar{\sigma}$ est le tenseur de contrainte effective. $\bar{\sigma}_c$ est la contrainte effective en compression et $\bar{\sigma}_t$ est la contrainte effective en traction correspondent respectivement aux variables d'écrouissage $\tilde{\varepsilon}_c^{ipl}$ et $\tilde{\varepsilon}_t^{ipl}$ $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et qui contrôlent l'évolution de la surface de charge sont calculées à partir des données du comportement uni-axial du béton en traction et compression, $\hat{\bar{\sigma}}_{max}$ est la contrainte maximale principale effective, σ_{b0} est la limite d'élasticité en compression biaxiale initiale, σ_{c0} est la limite d'élasticité en compression uni-axiale initiale (la contrainte de compression uni-axiale à la rupture), $\bar{S}$ est la partie déviatorique du tenseur de contrainte effective, D_0^{el} est la matrice d'élasticité initiale non endommagée, ε^{pl} est la déformation plastique et ε est le tenseur des contraintes

Quand α est connue, la fonction β peut être déterminée. Cette fonction apparaît dans la fonction de charge, lorsque la contrainte algébrique maximale effective $\hat{\bar{\sigma}}_{max}$ est positive. L'accolade de Macauley $\langle\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle$ est définie par Nana (2017) :

$$\langle\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle = \begin{cases} 0 \; si \; \hat{\bar{\sigma}}_{max} \leq 0 \\ \hat{\bar{\sigma}}_{max} \; si \; \hat{\bar{\sigma}}_{max} > 0 \end{cases} \quad \text{Équation 4.33}$$

Il est à noter qu'en compression biaxiale où $\hat{\bar{\sigma}}_{max}$ égale à 0 la fonction $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ n'est pas prise en compte, seul le paramètre α intervient (b).

Paramètre K_c

La forme de la surface de charge est définie par le paramètre K_c inclus dans l'expression du paramètre γ. Le paramètre γ intervient seulement en compression triaxiale où σ_{max} est inférieur à 0. Soit TM et CM signifient respectivement le méridien de traction ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) et le méridien de compression ($\sigma_3 < \sigma_1 = \sigma_2$) sur la surface de charge. Sur TM et CM il y a respectivement :

$$\hat{\bar{\sigma}}_{max} = \frac{1}{3}(\bar{p} + 2\sqrt{3\bar{q}})TM \qquad \text{Équation 4.34}$$

$$\hat{\bar{\sigma}}_{max} = \frac{1}{3}(\bar{p} + \sqrt{3\bar{q}})CM \qquad \text{Équation 4.35}$$

Avec $\hat{\bar{\sigma}}_{max} < 0$, les équations sur le méridien de traction et de compression sont :

$$(2\gamma + 3)\sqrt{(3\bar{q})} + (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)fc \quad TM \qquad \text{Équation 4.36}$$

$$(2\gamma + 3)\sqrt{(3\bar{q})} + (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1 - \alpha)fc \quad CM \qquad \text{Équation 4.37}$$

Et fc est la résistance maximale du béton en compression uni-axiale. À partir de ces deux équations sur les méridiens de traction et compression, et pour une pression hydrostatique $\bar{p}$ donné, la variable K_c est définit tel que :

$$Kc = \frac{\sqrt{\bar{q}}^{TM}}{\sqrt{\bar{q}}^{CM}} = \frac{3+\gamma}{2\gamma+3} \qquad \text{Équation 4.38}$$

Alors, Kc est le rapport entre la contrainte équivalente de Mises sur le méridien de traction et celle sur le méridien de compression, pour une valeur donnée de la pression hydrostatique $\bar{p}$ et pour une contrainte principale maximale négative (Figure 4.5 a). Kc peut être également définit comme un rapport des distances entre l'axe hydrostatique et respectivement le méridien de traction et le méridien de compression dans la section transversale déviatorique. Ce paramètre doit être compris entre $0.5 \leq Kc \leq 1.0$ (Schickert et al. (977, Richart 1928, Mills et al. 1970).

Pour comparer, L'hypothèse de contrainte de Drucker-Prager suppose que la section transversale du cône de rupture soit un cercle dans le plan déviatorique avec Kc égal à 1 (Figure 4.5) Cependant, pour décrire le comportement réel du béton, Lubliner et al. (1989) ont constaté que la section transversale du cône n'est pas un cercle réel mais plutôt triangulaire. La valeur de facteur de forme de la surface de charge Kc est fixée par défaut égal à 2/3 dans Abaqus documentation, 2013. Cette différence entre les surfaces de charge dans le plan déviatorique pour Kc égale à 2/3 et $Kc = 1$ est montrée sur la Figure 4.5 (b). La surface de charge dans l'espace plan des contraintes pour le modèle CDP est également illustrée sur cette figure, où la zone fermée représente les états élastiques de contrainte. Plus récemment Genikomsou et al. (2015) ont montré que l'influence du paramètre Kc sur le comportement structural n'est pas très significative comme le montre sur la Figure 4.6.

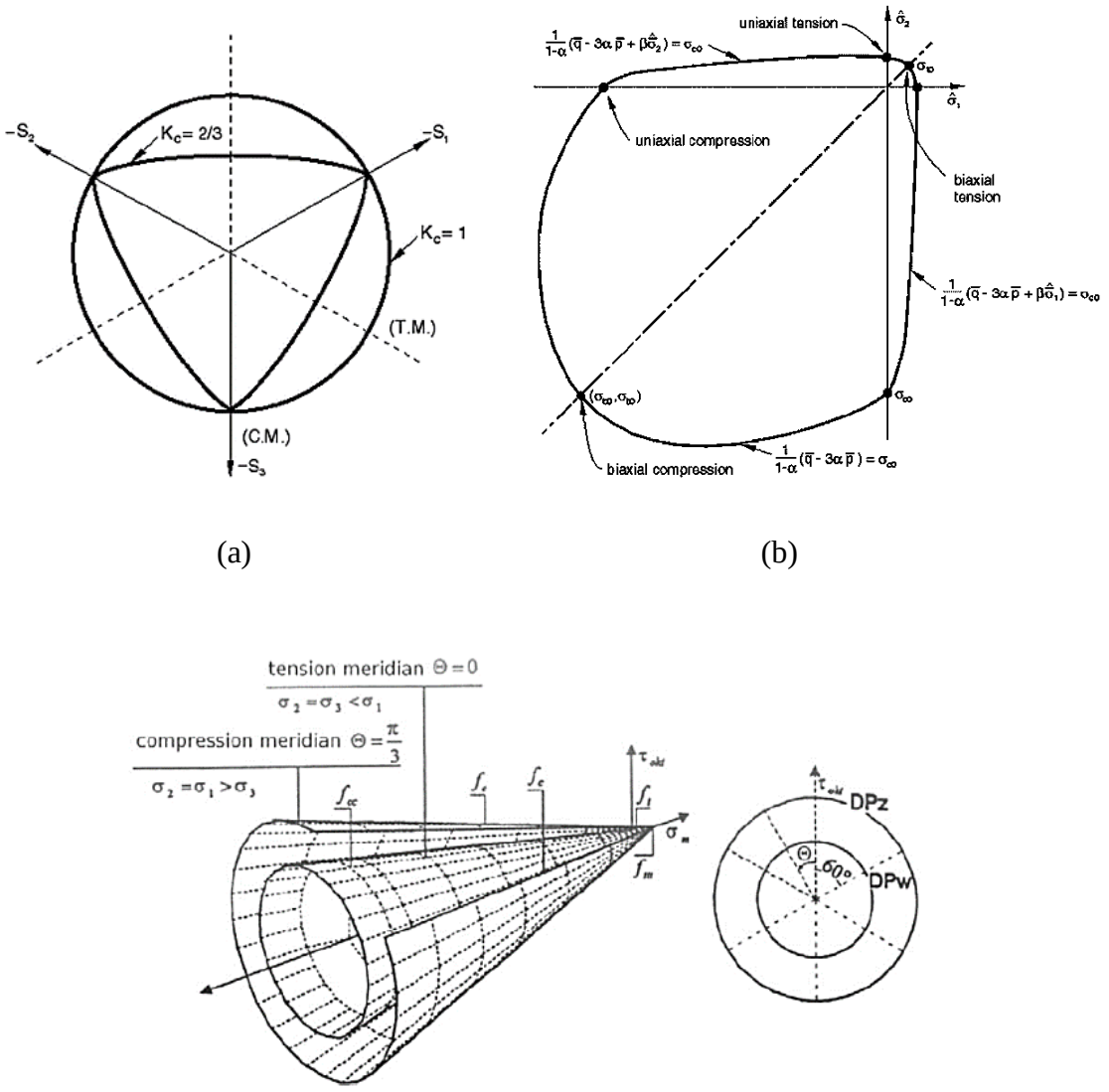


Figure 4.5 : (a) Surface de charge dans le plan déviatorique pour $Kc = 2/3$ (modèle CDP) et $Kc = 1$ (critère de Drucker-Prager) ; (b) Surface de charge dans le plan des contraintes (CDP), (c) Surface de limite Drucker-Prager (Kmiecik et al. 2011).

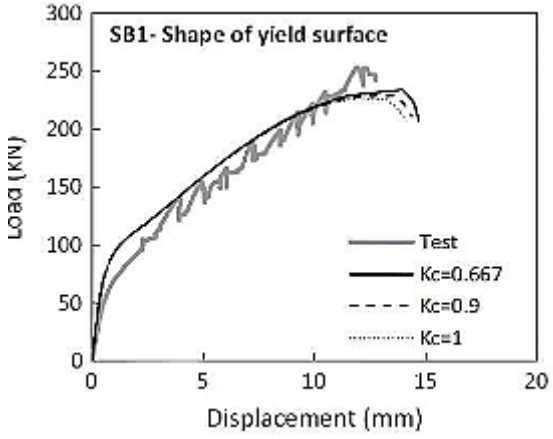


Figure 4.6 : Étude paramétrique de Kc (Genikomsou et al. 2015).

Paramètre f

Le ratio σ_{b0}/σ_{c0} (Figure 4.5 b) désigne le rapport entre la résistance initiale du béton en compression biaxiale et celle uni-axiale. Normalement les valeurs expérimentales de σ_{b0}/σ_{c0} se situent entre 1.10 et 1.16 Lubliner et al. (1989) donnant donc des valeurs de α entre 0.08 et 0.12. Ce ratio se définie dans Abaqus par le paramètre f, il est fixé par défaut à 1.16 selon Abaqus documentation, 2013 sur la base des résultats expérimentaux fiables de Kupfer et al.(1969).

4.3.3 Règle d'écoulement

Le critère de plasticité défini par la fonction de charge $F(\sigma, Y)$ répond à la question, "quand" y'a-t-il d'apparition et d'évolution des déformations plastiques. Mais l'objectif de la règle d'écoulement est de répondre à la question "comment" s'effectue cette évolution. Une fonction convexe $G(\sigma, Y)$ appelée fonction potentielle d'écoulement plastique est introduite, et l'évolution des déformations plastiques $d\varepsilon^{pl}$ est supposée vérifier les relations suivantes :

$$\boldsymbol{d\varepsilon^{pl} = d\lambda \frac{\partial G(\sigma,Y)}{\partial \sigma} \; avec \; \begin{cases} d\lambda \geq 0 \; si \; F(\sigma,Y) = 0 \\ d\lambda = 0 \; si \; F(\sigma,Y) < 0 \end{cases}} \qquad \text{Équation 4.39}$$

Avec, $d\lambda$ est le multiplicateur plastique, c'est un paramètre d'écrouissage scalaire qui peut varier tout au long du processus de déformation et qui détermine la longueur des déformations plastiques $d\varepsilon^{pl}$. Si $F(\sigma, Y) = G(\sigma, Y)$, (le potentiel plastique est identique à la surface de charge) ; la règle d'écoulement est dite associé, et la direction des incréments de déformations plastiques $d\varepsilon^{pl}$ est normale à la surface de fonction de charge $F(\sigma, Y)$ (Figure 4.7). Lorsque $F(\sigma, Y) \neq G(\sigma, Y)$, la règle d'écoulement est dite non associée. $\frac{\partial G(\sigma,Y)}{\partial \sigma}$ représente la direction suivie par $d\varepsilon^{pl}$, c'est normale à la frontière du domaine de la fonction potentiel plastique $G(\sigma, Y)$ et non celle de la fonction de charge $F(\sigma, Y)$ (Pankaj 2010), ce type décrit le comportement adoucissant des matériaux instables. Contrairement aux métaux, une règle d'écoulement non associée est nécessaire pour contrôler la dilatance dans la modélisation des matériaux ayant des frottements (Chen et al. 1988).

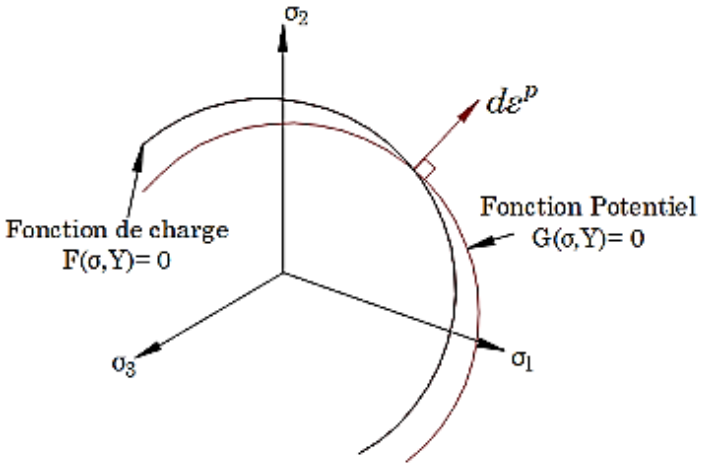


Figure 4.7 : Illustration de la fonction potentielle plastique par rapport à une surface de charge repris de Pankaj (2010).

Dans Abaqus, Le modèle de béton CDP utilise une règle d'écoulement non associée comme une fonction potentiel d'écoulement plastique $G(\bar{\sigma})$, celle hyperbolique de Drucker-Prager représenté par :

$$\boldsymbol{G(\bar{\sigma}) = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} \tan\psi)^2 \bar{q}^2} - \bar{p} \tan\psi} \qquad \text{Équation 4.40}$$

Avec σ_{t0} est la résistance maximale du béton en traction uni-axiale.

L'angle de dilatance ψ

L'angle de dilatance ψ est mesuré dans le plan méridien $\bar{p} - \bar{q}$ comme l'angle d'inclinaison de la fonction potentielle d'écoulement plastique, pour une pression de confinement élevée. L'angle de dilatance contrôle le changement de volume du béton (dilatance) lorsqu'il est soumis à des états de déformation plastique. Selon Wu et al. (2006) et Voyiadjis et al. (2009), l'angle de dilatance doit être compris entre 31° et 40°. D'après autres études expérimentales (Reissen et al. 2013 et Jankowiak et al. 2005), l'angle de dilatance devrait être considéré respectivement comme égal à 37° et 38°.

L'excentricité ε

L'excentricité ε permet d'ajuster la forme de la fonction potentielle plastique dans le plan méridien $\bar{p} - \bar{q}$. En d'autres termes, c'est une petite valeur positive qui exprime le taux d'approche de cette fonction potentiel hyperbolique de son asymptote. Et c'est recommandé comme une longueur (mesurée le long de l'axe hydrostatique) du segment entre le sommet de l'hyperbole et l'intersection des asymptotes de cette hyperbole avec l'axe hydrostatique comme

montre la Figure 4.8. Lorsque $\varepsilon = 0$, la fonction potentielle dans le plan méridien devient une droite au lieu d'une hyperbole. L'excentricité prise par défaut $\varepsilon = 0.1$ par (Abaqus 2013) cela signifie que le matériau a pratiquement le même angle de dilatance sur une large gamme de valeurs de contraintes de confinement. L'augmentation de la valeur de ε donne plus de courbure à la fonction potentielle, ce qui implique que l'angle de dilatance augmente plus rapidement lorsque la pression de confinement diminue. Des valeurs significativement inférieures à la valeur par défaut peuvent conduire à des problèmes de convergence si le matériau est soumis à de faibles pressions de confinement (Abaqus 2013).

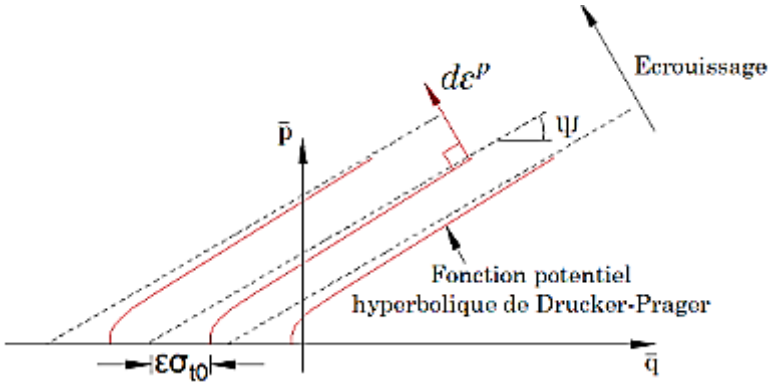


Figure 4.8 : Fonction potentiel plastique dans le plan méridien p-q : Illustration de l'excentricité et de l'angle de dilatance (Abaqus 2013).

La viscosité μ

Un autre paramètre du modèle doit être défini est la viscosité μ, il est introduit dans le modèle CDP pour éviter les problèmes de convergence lors du calcul d'une analyse statique. La viscosité est nécessaire pour empêcher un problème de convergence dans le modèle qui se produit lors de la modélisation en éléments finis des matériaux fragiles non linéaires tels que le béton. Une technique courante est appliquée pour surmonter certaines de ces difficultés de convergence est l'utilisation d'une régularisation viscoplastique des équations constitutives, qui fait que la rigidité tangente cohérente du matériau fragile devient positive pour des incréments de temps suffisamment petits. La viscosité permet de dépasser la surface potentielle plastique par certains pas suffisamment petits.

Le modèle de plasticité du béton endommagé peut être régularisé dans Abaqus/Standard en utilisant la viscoplasticité en permettant aux contraintes d'être en dehors de la surface d'élasticité. La régularisation générale de Duvaut-Lions est utilisée, selon laquelle le tenseur de vitesse de déformation viscoplastique, $\dot{\varepsilon}_v^{pl}$, est défini comme suivant :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{v}}^{\boldsymbol{pl}} = \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{\mu}}\left(\boldsymbol{\varepsilon}^{\boldsymbol{pl}} - \boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{v}}^{\boldsymbol{pl}}\right) \qquad \text{Équation 4.41}$$

Ici, μ est le paramètre de viscosité représentant le temps de relaxation du système viscoplastique, et ε^{pl} est la déformation plastique évaluée dans le modèle non visqueux. De même, une variable de dégradation de la rigidité visqueuse, $\dot{d}_v$, pour le système viscoplastique est définie comme par :

$$\dot{\boldsymbol{d}}_{\boldsymbol{v}} = \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{\mu}}\left(\boldsymbol{d} - \boldsymbol{d}_{\boldsymbol{v}}\right) \qquad \text{Équation 4.42}$$

L'utilisation de la régularisation viscoplastique avec une faible valeur pour le paramètre de viscosité (faible par rapport à la caractéristique de temps d'incrément) permet généralement d'améliorer la vitesse de convergence du modèle dans le régime de fragilité, sans compromettre les résultats. L'idée de base est que la solution du système viscoplastique s'étend à celle du cas non visqueux quand $t/\mu \to \infty$, où t représente le temps la valeur du paramètre de viscosité peut être spécifié dans le cadre de la définition du comportement de plasticité endommagée de matériau du béton. Si le paramètre de viscosité est différent de zéro, les résultats de sortie de la déformation plastique et de la dégradation de la rigidité se réfèrent aux valeurs viscoplastiques, ε_v^{pl}, et d_v. Dans Abaqus/Standard, la valeur par défaut du paramètre de viscosité est zéro, de sorte qu'aucune régularisation viscoplastique n'est effectuée. Lee et al. (1998) recommandent de régler μ à 15 % du pas d'incrément de temps.

4.3.4 Identification des paramètres du modèle CDP

Dans le chapitre précèdent, un modèle EF de flexion quatre point basé sur l'étude expérimentale de Jin et al. (2017) a été appliqué en modélisant deux voussoirs en béton et le joint longitudinal constitué des boulons. Le comportement des boulons a été considéré non linéaire tandis que celui du béton a été définit comme élastique linéaire.

Dans le cas présent, le comportement de béton n'est plus élastique, la plasticité ainsi que l'endommagement du béton sont prises en compte dans le modèle élément fini de flexion quatre point crée par Abaqus dans le chapitre 3, afin d'étudier l'influence de l'endommagement du béton sur le comportement de joint. Le comportement mécanique du béton sera simulé en utilisant le modèle élastoplastique avec l'endommagement connu par CDP (Concrete Damaged Plasticity) implémenté dans le modèle Abaqus

50% de charge

Sur la base du modèle comportemental CDP, la réponse mécanique du béton pour les régimes de rupture et de post-rupture dépend des paramètres constitutifs et des valeurs scalaires suivants :

- γ est la forme de la surface de chargement dans le plan déviatorique.
- σ_{b0}/σ_{c0} est le rapport des contraintes de compression biaxiale et uni-axiale à la rupture.
- ψ est l'angle de dilatance mesuré dans le plan $p{-}q$ à haute pression de confinement.
- ε est un paramètre lié à l'excentricité.
- E est le module de Young.
- ν est le coefficient de Poisson.
- σ_{c0} est la résistance à la compression uni-axiale.
- σ_{T0} est la résistance à la traction uni-axiale

4.3.4.1 Paramètre de plasticité

L'ensemble des paramètres sur lesquelles est basé le modèle d'endommagement CDP sont le paramètre f, le paramètre K_c, l'angle de dilatance ψ, l'excentricité de la surface potentielle plastique e et le paramètre de viscoplasticité μ. Ce qui concerne le paramètre f, il désigne le rapport entre la résistance initiale du béton en compression biaxiale et celle uni-axiale. Normalement les valeurs expérimentales de f se situent entre 1.10 et 1.16. Dans ce modèle, la valeur de 1.16 est appliquée par défaut dans Abaqus. Le paramètre K_c est le facteur de forme de la surface de charge, il a été introduit par Drucker–Prager et il a une influence sur la surface de la rupture. Physiquement ce paramètre représente la distance entre l'axe hydrostatique et respectivement le méridien de compression (CM) et le méridien de traction (TM). Selon Lubliner et al. (1989), dans ce modèle, K_c est défini par défaut égale à $2/3$. L'angle de dilatance ψ est mesuré dans le plan $p-q$ à haute contrainte de confinement relatif au potentiel plastique. Il varie entre 0° et 50° et dans les simulations généralement les valeurs sont comprises entre 36°et 40°, dans cette étude un angle de dilatance égale à 35° a été utilisé. L'excentricité ε permet d'ajuster la forme de la fonction potentielle plastique dans le plan méridien $\overline{p}{-}\overline{q}$. Sa valeur est prise par défaut ε égale à 0.1 signifie que le matériau a pratiquement le même angle de dilatance sur une large gamme de valeurs de contraintes de confinement. La viscosité est un paramètre qui empêche le problème de convergence, plus la viscosité est grande plus le comportement s'éloigne de la réalité (Nana 2017). Le paramètre de viscosité μ est considéré égal à 0.001.Toutes les valeurs adaptées sont résumés dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1: Les paramètres de plasticité

Angle de dilatance ψ	Excentricité E	Paramètre F	Paramètre K_c	Viscosité μ
35	0,1	1,16	0,66	0,001

4.3.4.2 Paramètre d'endommagement

Le comportement en traction et en compression uni-axial est caractérisé par une plasticité endommagée. Les lois de comportement uni-axial sont basées sur le concept de contrainte effective et sont utilisées pour contrôler l'évolution de la surface de charge (Nana 2017). Ces lois de comportement uni-axiales sont scindées en deux parties, une première partie correspondant à la contrainte effective et associée à la plasticité, et une seconde correspond à la dégradation de la rigidité élastique et associée à l'endommagement. Dans Abaqus, le comportement uni-axial du béton en traction est défini par la relation de contrainte σ_t et déformation de fissuration en traction $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$et par la relation de contrainte σ_c et déformation inélastique en compression $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$.

Les lois de comportement du béton uniaxial en compression et en traction ainsi que les paramètres d'endommagement en compression et en traction respectivement d_c et d_t sont déterminées en créant un fichier d'Excel basé sur les équations de la partie 4.3.1. Conformément à l'étude expérimentale de Jin et al. (2017), la résistance ultime en compression (σ_{cu}) de 35 MPa est appliquée. La loi de comportement uni-axiale en compression de la partie endommagée implémentée dans le modèle est représentée dans la Figure 4.9.

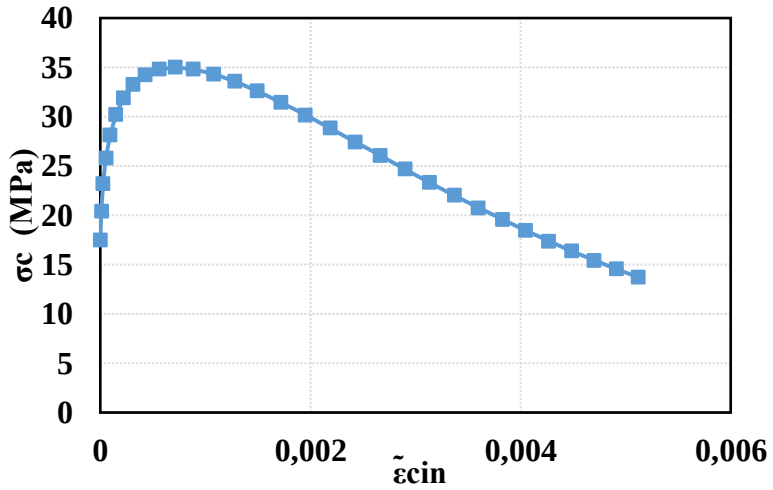


Figure 4.9 : Essai de compression uni-axial réalisé sur du béton 35 MPa.

De même, la loi de comportement uni-axiale en traction de la partie endommagée implémentée dans le modèle est représentée dans la Figure 4.10 montre les valeurs de la contrainte-déformation uni-axial en traction avec les valeurs de l'endommagement en traction d_t.

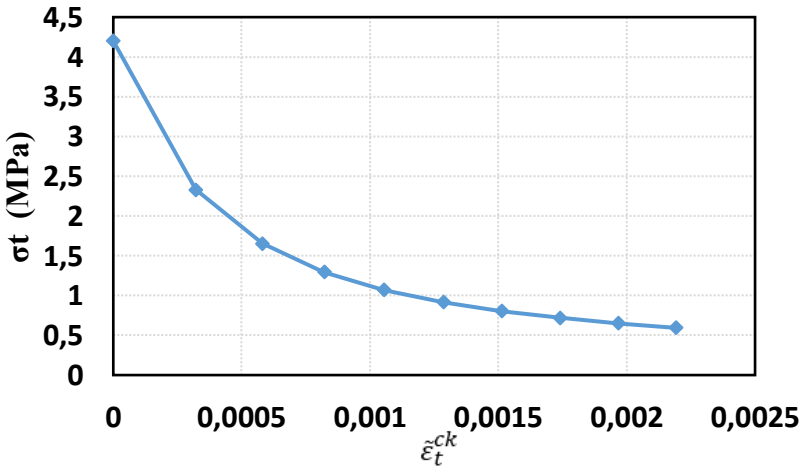


Figure 4.10 : Essai de traction uni-axial réalisé sur du béton 35 MPa.

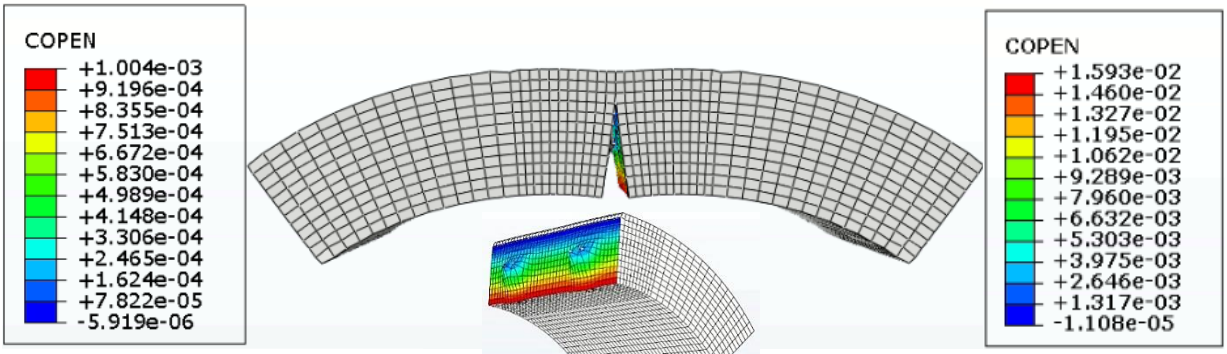
4.4 Résultats

4.4.1 Ouverture du joint

Comme mentionné dans le chapitre 3, le calcul de la rotation du joint longitudinal est basé sur le paramètre « COPEN » généré par Abaqus, qui signifie l'ouverture du contact entre les surfaces de contact (équation 3.2). La figure 4.11 représente l'évolution de l'ouverture du contact de joint entre les surfaces de voussoirs pour deux cas étudiés : le premier cas, le comportement du béton est considéré élastique linéaire tandis que le deuxième, la plasticité et

l'endommagement du béton sont pris en compte dans le calcul. La première légende 4.11(a) illustre les valeurs de l'ouverture de joint longitudinal entre les deux voussoirs de premier cas et la deuxième (b) en introduisant le modèle CDP (endommagement- plasticité).

L'ouverture maximale du joint (Spectrum de rouge au bleu), est située toujours à l'extrémité inférieure du joint, les valeurs positives désignent le signe de traction (Spectrum rouge), ainsi que celles négatives indiquent le signe de compression à la surface supérieur du joint. La rotation du joint longitudinal observé avec un modèle endommagé est égale à 0.07 rad beaucoup plus importante que celle avec un comportement de béton élastique 0.004462 rad, ce qui est logique car l'endommagement est le responsable principal de la diminution de la rigidité. La prise en compte de l'endommagement accentue l'ouverture du joint ; Cela montre l'intérêt de la prise en compte du modèle de l'endommagement qui est plus proche de la réalité. Ces résultats sont conformes aux résultats expérimentaux (voir partie suivante).



(a) Sans endommagement **(b) Avec endommagement**

Figure 4.11 : COPEN, ouverture du joint entre les deux voussoirs.

4.4.2 Fissuration

La Figure 4.12 montre les schémas de fissuration obtenus par l'analyse éléments finis. D'après Abaqus, les schémas de fissuration peuvent être visualisés de deux manières, soit à partir des déformations plastiques principales maximales « PE », soit à partir du paramètre d'endommagement en traction d_t. Par conséquent, les tracés de contour de l'endommagement (d_t) sont présentés sur la Figure 4.12 qui simule l'initiation et la propagation des fissures aux sections critiques pendant le chargement.

Au début de la charge, L'endommagement est créé au niveau du joint et se développe essentiellement au niveau du boulon, les boulons sont en contact parfait avec les éléments du

béton, bien évidement que des lors que la flexion se développe au niveau du joint, c'est d'abord les boulons qui vont résister et au fur et à mesure que l'ouverture va se développer, et le béton est sollicité, la zone d'endommagement du béton se propage vers l'extrados. Les éléments des sections critiques ont commencé à supporter la charge jusqu'à ce que le béton atteigne sa limite élastique. Ensuite, les bords extérieurs du béton sont entrés en contact et s'écrasent et finalement les boulons se sont rompus sous l'effet de la traction, la déflexion a subi un changement soudain et la résistance ultime a été atteinte.

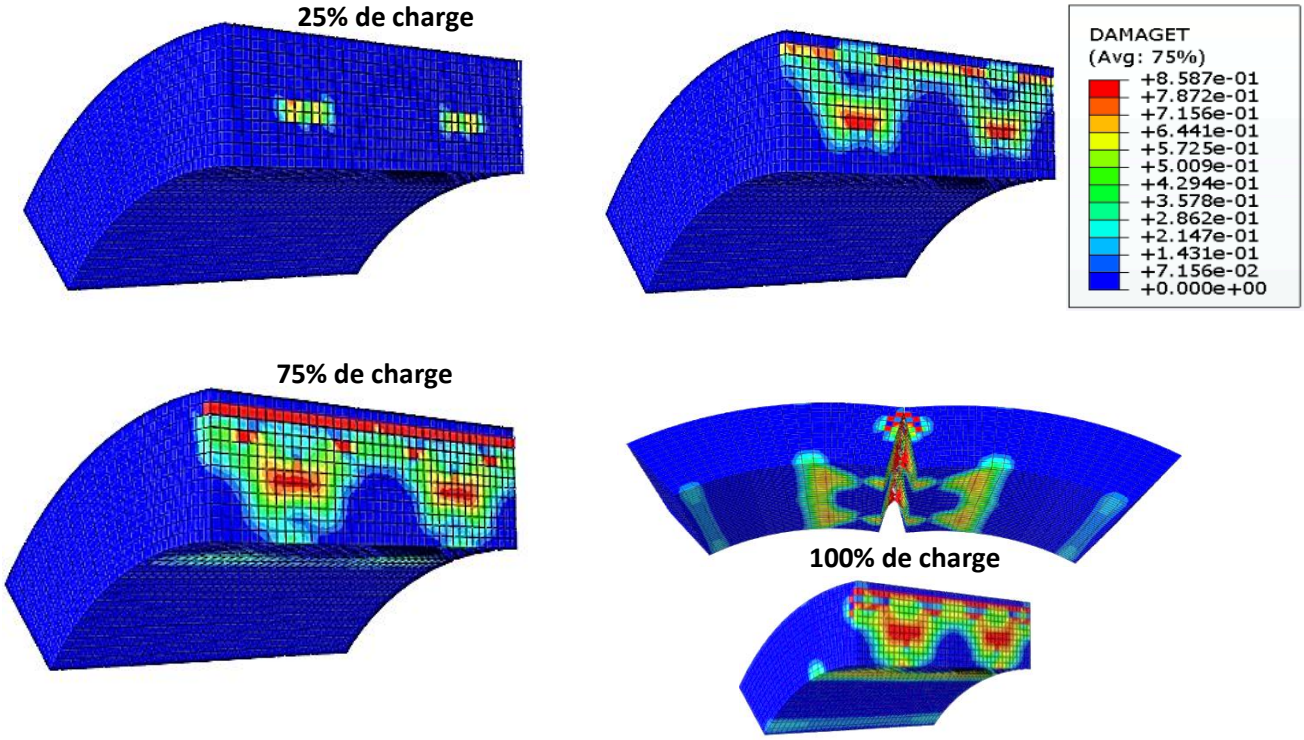


Figure 4.12 : Schémas de fissuration.

4.4.3 Contraintes dans les boulons

La Figure 4.13 et le Tableau 4.2 présentent une comparaison entre les contraintes maximales dans les boulons obtenus numériquement à la rupture et la contrainte limite élastique des boulons fy. Il est remarquable que pour toutes les boulons, la contrainte maximale obtenue est inférieure à la contrainte limite élastique $fy = 640MPa$. Les boulons sont par conséquent toujours dans une phase de comportement élastique lorsque la charge de rupture est atteinte, ce qui est conforme aux résultats des essais expérimentaux (Jin et al 2017).

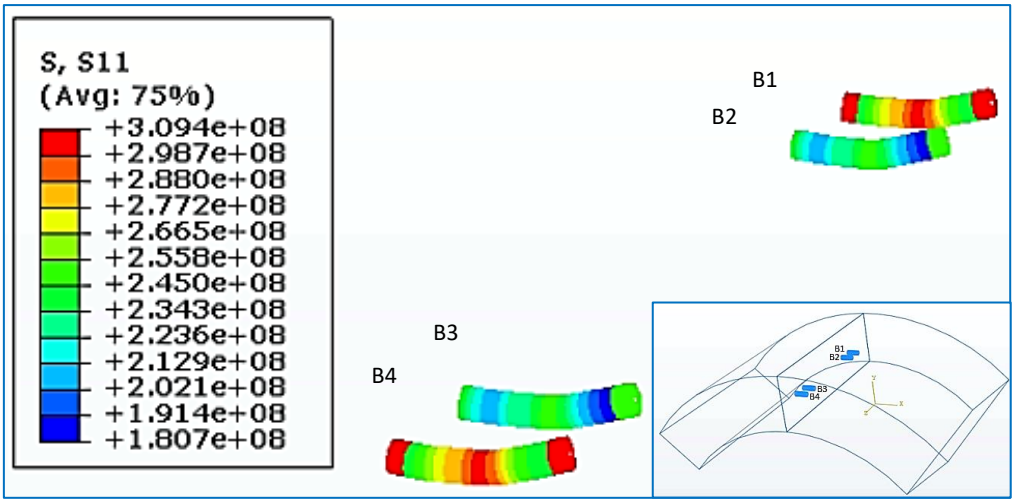


Figure 4.13 : Les contraintes dans les boulons.

Tableau 4.2 : Contrainte maximale et limite des boulons.

Boulons		B1	B2	B3	B4
Contrainte maximale [MPa]	Sans endo	209	228	228	290
	Avec endo	309.4	255	254	308
Contrainte limite élastique des boulons fy [MPa]		640			
Comportement des aciers à la rupture		Élastique			

4.5 Validation expérimentale / modélisation

Le modèle CDP utilise une approche isotrope pour la plasticité et l'endommagement afin de représenter le comportement inélastique du béton (fissuration en traction, rupture en compression, dégradation de la rigidité élastique). En plus, la dégradation de la rigidité du béton est regardée dans le modèle en définissant le comportement d'endommagement du béton en traction et compression par les deux variables d'endommagement scalaires dt et dc

respectivement. Les valeurs de ces variables d'endommagement varient de zéro à un, plus cette valeur est proche de zéro cela représente un matériau non endommagé, sinon (proche d'un) un matériau totalement endommagé associé à la perte totale de résistance (Abaqus 2013). Une étude paramétrique a été appliquée afin de regarder si les paramètres d'endommagements ont une influence directe sur le comportement du joint longitudinal. Pour étudier ce cas, le modèle est appliqué tout d'abord en négligeant les paramètres d'endommagements (dc et dt) et en introduisant que les paramètres de plasticité et comparé avec un autre modèle en implémentant le comportement du béton uni-axial avec la distribution des variables endommagements de traction dt ainsi que celle de compression dc.

Tout d'abord, un comportement de joint linéaire est obtenu en tenant en compte un comportement de béton élastique, une fois les paramètres des plasticités sont pris en compte, le modèle commence à prendre un comportement non-linéaire souple et une loi de comportement plus complexe et réel est obtenue en intégrant l'endommagement dans le modèle

La Figure 4.14 représente la comparaison entre les résultats obtenue par l'analyse numériques et celles par l'expérimentation, rapportées en termes de courbes moment-rotation. Tout d'abord, un comportement de joint linéaire est obtenu en tenant en compte un comportement de béton élastique, une fois les paramètres des plasticités sont pris en compte, le modèle commence à prendre un comportement non-linéaire souple et une loi de comportement plus complexe et réel est obtenue en intégrant l'endommagement dans le modèle.

Une loi de comportement du joint proposée par une relation $M - \theta$ non linéaire est obtenue, en tenant en considérations les paramètres d'endommagement du modèle ce qui est proche de la réalité. Au cours de la phase où M variait de 0 à $170\ kN.m$, avant d'atteindre la limite d'élasticité, l'ouverture du joint est relativement petite en raison de la force de serrage fournie par les boulons reliant les deux voussoirs. Les quatre boulons sont situés sur l'axe de section neutre. Un point d'inflexion s'est produit à $M = 170\ kN.m$, où les boulons ont été soumis à une contrainte croissante, la déformation du boulon s'est développée linéairement, comme le montre la Figure 4.14. Un autre point d'inflexion s'est produit à $M = 250\ kN.m$, la face intérieure du joint s'ouvre, les boulons les plus proches de cette face résiste plus tôt que ceux situés entièrement à l'axe neutre. Lorsque le moment appliqué est supérieur au moment d'élasticité du béton, la rigidité du joint diminue avec le développement d'une déformation plastique dans le béton dans la zone de compression de la section du joint. À $M = 350\ kN.m$, les bords extérieurs du béton sont entrés en contact et la rigidité en rotation est plus faible car

le joint est endommagé et le modèle réduit automatiquement les paramètres mécaniques en fonction du niveau d'endommagement. À $M = 400\,kN.m$, les bords extérieurs du béton ont été écrasés, la rupture du joint se produit lorsque la rotation qui génère la déformation ultime du béton en compression (ε_{cu}) est atteinte comme le montre la Figure 4.14.

La fiabilité du modèle obtenue par simulation en tenant en compte l'endommagement dans le béton a été confirmée par de bonnes correspondances avec l'expérimentation (Jin et al 2017).

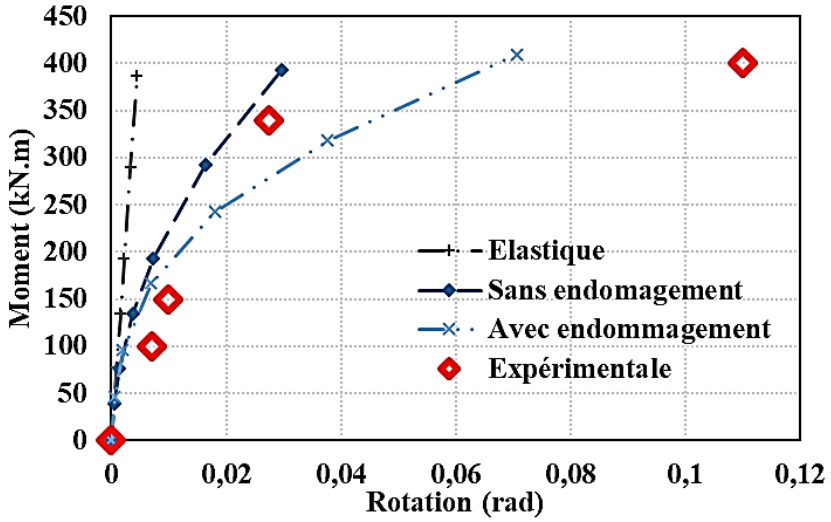


Figure 4.14 : Loi de comportement du joint développée

4.6 Loi de réaction du joint (M-θ)

Une équation mathématique a été développée qui permet de traduire la relation du moment en fonction de la rotation de forme A racine carrée de téta : **M = A $\sqrt{\theta}$;** C'est l'enjeu de travail, que le paramètre A doit être calculer en fonction de tous les paramètres géométriques et mécaniques qui influent sur le comportement du joint.

Comme le montre la **Error! Reference source not found.**, la rigidité rotationnelle (pente de la courbe) plus importante est remarquée dans le modèle plastique sans pris en compte de l'endommagement avec une ouverture maximale de 0.03 rad, résiste mieux comparant à celle de modèle avec endommagement qui dépasse 0.09 rad. Ce qui peut être justifié que, le modèle de plasticité a simulé les déformations irréversibles, tandis que l'effet des dégradations sur la rigidité a été montré dans le modèle endommagé (rigidité plus faible), ce qui le confirme le

coefficient de calibration de l'équation A, ce dernier diminue avec la prise en compte de l'endommagement.

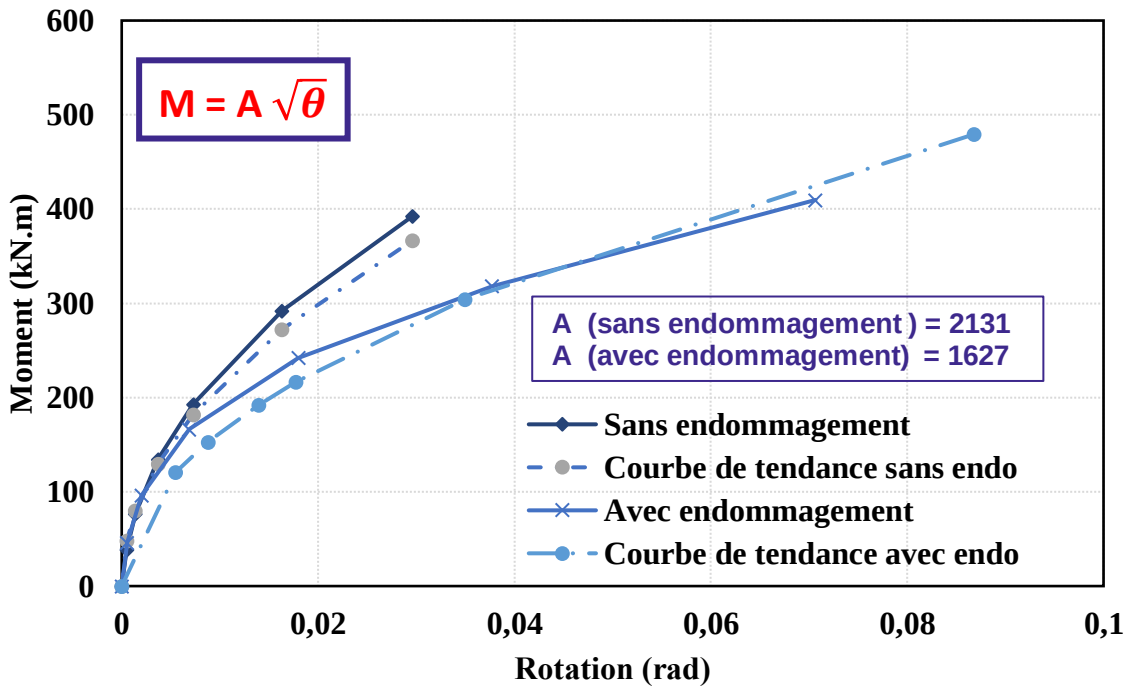


Figure 4.15 : Loi de réaction du joint (M-θ)

4.7 Étude paramétrique

Une étude paramétrique a été appliquée sur les paramètres de plasticité : le paramètre K_c, l'angle de dilatance ψ et le paramètre de viscoplasticité μ ainsi que celles des endommagements pour analyser leurs influences sur le comportement du joint longitudinal. La variation de la résistance du béton est encore étudiée. Tous les paramètres qui influent sur le comportement du joint seront considérés comme des bases de données à intégrer dans la loi locale du modèle de macroélément.

4.7.1 Influence des paramètres de plasticité

Dans un premier temps, l'endommagement est considéré négligé, donc d_c et $d_t = 0$. Une étude paramétrique a été appliquée pour regarder l'influence des paramètres de plasticité sur le comportement du joint longitudinal. Les paramètres de plasticité étudiés sont : le paramètre K_c, l'angle de dilatance ψ et le paramètre de viscoplasticité μ.

4.7.1.1 Influence de l'angle de dilatance

L'angle de dilatance ψ contrôle le changement de volume du béton lorsqu'il est soumis à des états de déformation plastique, de ce fait, l'angle de dilatance a été varié pour évaluer son effet. L'ouverture de joint est testée pour des angles de dilatance allant de 20° à 45°, les autres paramètres : paramètre f, le paramètre K_c, l'excentricité e et le paramètre de viscosité μ sont considérés constants dont les valeurs utilisées sont établies dans le Tableau 4.1. La Figure 4.16 illustre la variation de la réponse moment-rotation dû aux changements de l'angle de dilatance. Quand le moment est faible, pour n'importe quelle valeur de l'angle de dilatance 20°, 35° ou 45° une influence presque négligeable est montrée sur le comportement de joint longitudinal ; cependant, plus le moment agrandis, l'accroissement de l'angle de dilatance infère une diminution faible de rotation de joint, d'où un comportement plus rigide sera appliqué. Ce qui est en bon d'accord avec, l'étude paramétrique de l'angle de dilatance réalisée par Genikomsou et al. (2015) pour un béton de résistance normale (Figure 4.17). Une variation de l'angle de dilatance de 20° à 42°, montre que le déplacement normal (en cisaillement) augmente d'une manière faible avec l'augmentation de l'angle de dilatance.

Cela signifie que, pour des charges importantes, le paramètre de l'angle de dilatance est un paramètre qui n'influe pas d'une manière efficace sur le comportement de joint et donc ce paramètre sera négligé durant la création de la loi locale de macroélément de joint longitudinal.

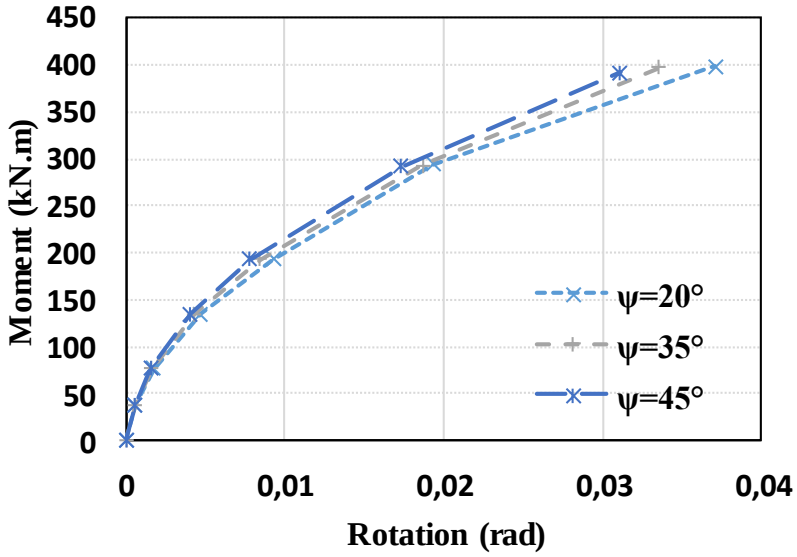


Figure 4.16 : Étude paramétrique de l'angle de dilatance ψ.

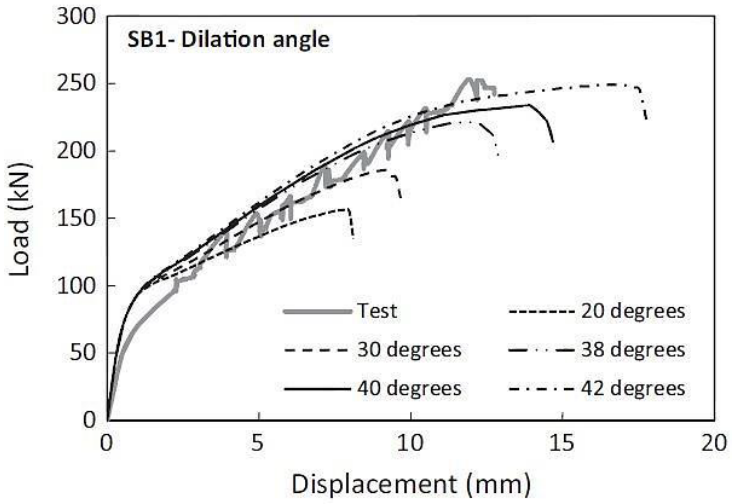


Figure 4.17 : Étude paramétrique de l'angle de dilatance (Genikomsou et al. 2015).

4.7.1.2 Influence du paramètre Kc

L'influence du paramètre K_c qui représente la forme de la surface de charge dans le plan déviatorique est présentée sur la Figure 4.18. L'analyse a été réalisée avec deux valeurs différentes de K_c, la première valeur étudiée est celle par défaut soit $K_c = 2/3$ recommandée dans le modèle CDP (Lubliner et al. 1989), ce qui fait que la forme de la surface de charge dans la section transversale déviatorique est proche de celle triangulaire. Et la seconde valeur étudiée est $K_c = 1$ celle correspondant au critère de Drucker-Prager dans lequel la forme de la surface de charge dans le plan déviatorique est circulaire. Les résultats indiquent qu'en utilisant $K_c = 2/3$ ou $K_c = 1$ il n'y a aucune différence significative sur le comportement du joint. Par conséquent, la valeur par défaut du modèle $K_c = 2/3$ a été retenue pour les analyses qui vont suivre. Ces résultats sont en bon d'accord avec les résultats obtenus par Nana (2017).

Une influence négligeable du paramètre de K_c sur le comportement du joint longitudinal, donc ce paramètre sera éloigné dans la création de la loi locale de macroélément de joint longitudinal.

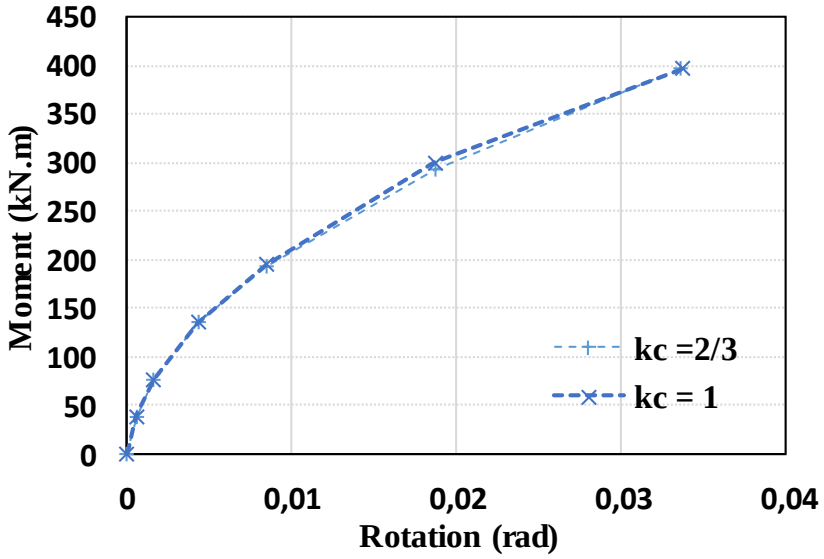


Figure 4.18 : Étude paramétrique du paramètre K_c.

4.7.1.3 Influence de la viscosité

La valeur de viscosité μ adaptée dans le modèle de cette étude a été déterminée à partir d'une étude paramétrique. Les valeurs testées allaient de 0,005 à 0,03. Les résultats de la Figure 4.19 montrent que lorsque le paramètre de viscosité approche de zéro, le joint réagit d'une manière non linéaire et proche de la réalité. Au fur et à mesure que la viscosité augmente, le comportement de joint devient de plus en plus élastique et les courbes de moment-rotation se rapprochent de la linéarité. Pour des valeurs de viscosité élevées, le modèle ne représente pas la vraie courbe moment-rotation. La valeur de viscosité de 0,005 semble être la meilleure adéquation. Ces résultats sont compatibles avec Puddicome (2018).

Une influence significative du paramètre de viscosité sur le comportement du joint longitudinal a été montrée, donc, ce paramètre sera pris en compte comme base de données dans la loi local du modèle de macroélément.

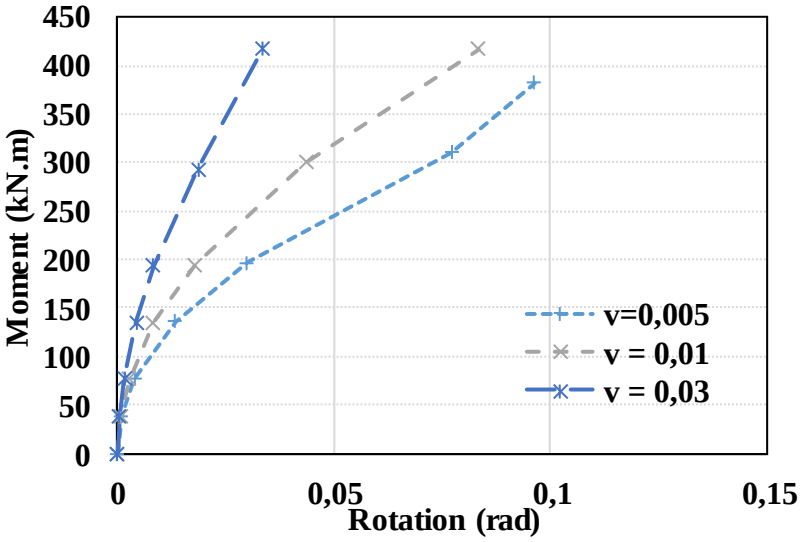


Figure 4.19 : Étude paramétrique de la viscosité μ.

4.7.2 Influence de la résistance du béton

Afin d'étudier l'influence de la résistance du béton sur le comportement de joint (moment - rotation), quatre classes différentes de béton à résistance ordinaire ont été considérées. Les caractéristiques de la résistance utilisées et les propriétés mécaniques correspondantes nécessaires pour les analyses EF sont présentés dans le Tableau 4.3 ci-dessous. Le module de Young est calculé en basant sur le modèle de Hsu et al. (1994) (équation 4.11). Les quatre cas analysés sont de même configuration géométrique et de mêmes valeurs de paramètre plasticité (Tableau 4.1), mais le comportement uni-axial du béton en traction (défini par la relation de contrainte σ_t et déformation de fissuration en traction $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$) et en compression (définie par la relation de contrainte σ_c et déformation inélastique en compression $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$.) sont variés ainsi que les variables d'endommagements d_c et d_t car ils dépendent de chaque résistance de béton étudiée. Comme montre la Figure 4.20, l'ouverture du joint diminue considérablement lorsque la résistance du béton augmente (de 25MPa à 60MPa), ceci signifie que la rigidité rotationnelle au niveau du joint sera plus résistante, ce qui le confirme le paramètre de calibration de la loi de réaction A, où ce dernier augmente avec l'augmentation de la résistance du béton.

Cette étude montre que la résistance du béton a une influence importante sur le comportement de joint longitudinal. De ce fait, la classe de béton avec ses caractéristiques (module de Young, les contraintes effectives σ_c et σ_t, la déformation inélastique en compression $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$, la déformation de fissuration en traction $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ et les variables d'endommagements d_c, d_t) doivent

être pris en compte comme base de données dans la création de loi local du modèle de macroélément.

Tableau 4.3 : Caractéristiques des différentes classes de béton.

Classe de béton	σ_{cu} [MPa]	Module de Young [GPa]
C25/30	25	26
C35/45	35	27
C50/60	50	29
C60/75	60	30

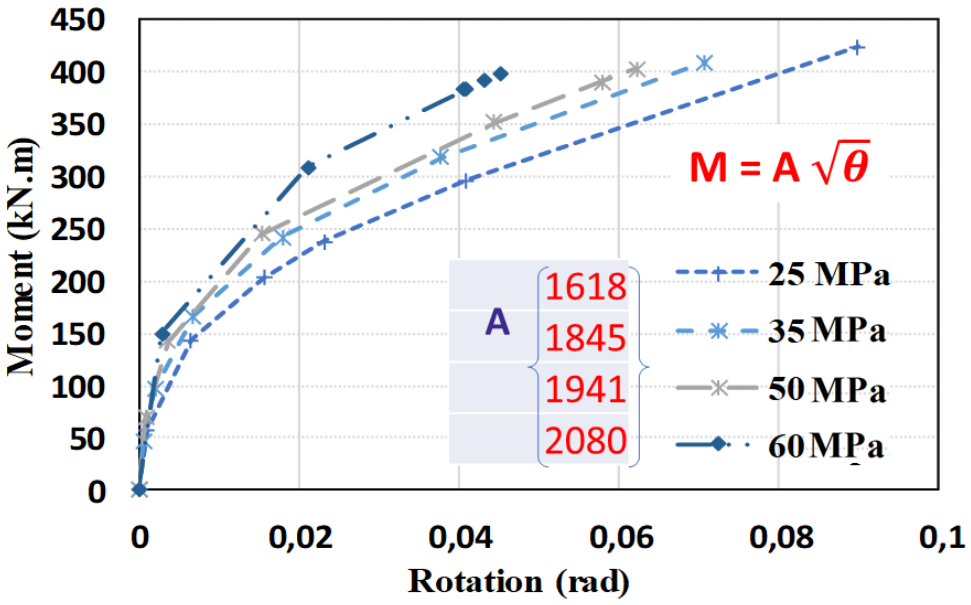


Figure 4.20 : Étude paramétrique de la résistance en compression.

Pour résumer, une large étude paramétrique a été réalisée afin de regarder d'influence des paramètres de géométrie ainsi que celles mécaniques sur le comportement de joint longitudinal. Les différents paramètres étudiés et leurs influences sont montrés dans la Figure 4.21. Tous les paramètres influents seront les bases de données du comportement local du joint durant la modélisation du joint en utilisant le concept de macroélément. Ce comportement local sera transféré à certains paramètres structurels globaux entre les voussoirs, en les concentrant en un point représentatif et en formulant une loi en variables généralisées (moment et rotation).

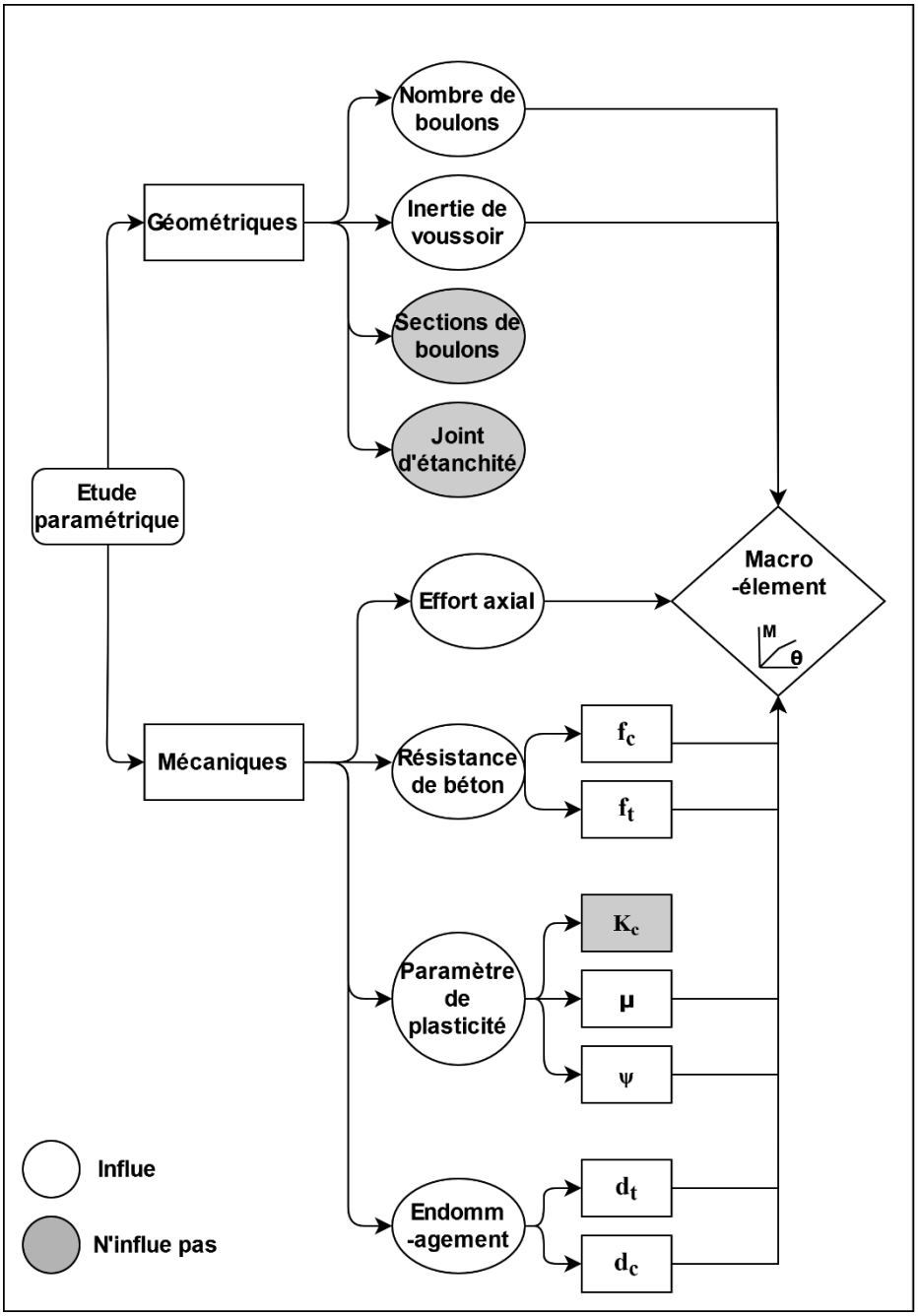


Figure 4.21: Étude paramétrique de macroélément

4.8 Développement d'un outil d'ingénierie pratique pour le dimensionnement du voussoir

D'après l'étude comparative numérique des méthodes existantes dans la littérature qui tiennent en compte l'influence du joint sur le comportement de tunnel (méthode directe, indirecte et hyperstatique) réalisée dans le chapitre 2, une limitation des méthodes existantes a été observé, ils ne sont pas suffisants pour aller jusqu'à la prédiction de comportement de la structure.

Il s'agit donc de développer une méthode simplifiée unidimensionnelle capable de prendre en compte le comportement local complexe (prise en compte de toutes les non-linéarités des paramètres matérielles et géométriques qui influent sur le comportement du joint : Nombre de boulons, épaisseur de voussoir, joint d'étanchéité, chargement, l'endommagement, résistance de joint...) par une approche globale. Une approche pratique pour modéliser le macroélément du joint longitudinal a été proposée. Cette approche par éléments finis 1D est développée pour une utilisation pratique en ingénierie.

Elle est considérée comme une relation entre la méthode structurelle simplifiée dans Robot Autodesk 1D et la loi de comportement du joint obtenue en 3D dans Abaqus, où elle prend en compte la modélisation du sol non linéaire par la méthode des réactions hyperstatiques (discuté dans le chapitre 1et 2), en mettant en œuvre le modèle d'interface proposé (M – θ) développé dans la partie précédente 4.6.

4.8.1 Procédure de calcul de l'approche 1D-MEF

Référant au chapitre 2, plus spécifiquement sur le modèle unidimensionnel de demi-anneau créé par le logiciel Robot Autodesk. Les voussoirs et les joints longitudinaux ont été simulés sous forme des éléments de poutre et des ressorts en rotation respectivement. La méthode hyperstatique a été appliquée en modélisant l'interaction entre le sol et la structure par des ressorts tangentiels et normaux, tout en introduisant pour chacune sa loi de comportement non-linéaire hyperbolique (f–δ) (Figure 2.11). La méthode proposée vise à implémenter dans ce modèle de Robot unidimensionnelle, la loi de comportement du joint longitudinal non-linéaire (Moment – rotation) obtenue par le calcul tridimensionnel dans Abaqus (le macroélément). La Figure 4.22 représente l'organigramme dont résume la manière d'application de la méthode proposée unidimensionnelle sur le logiciel Robot.

Vu que la classe de béton C60 est adapté en référant à l'étude de cas (Huang 2019) du modèle. Ces données sont respectées en implémentant dans Robot la loi de comportement de joint obtenue pour un béton de 60 MPa (Figure 4.20). Pour évaluer la fiabilité de l'approche proposée, les résultats obtenus sont comparés avec l'expérimentation (Huang 2019).

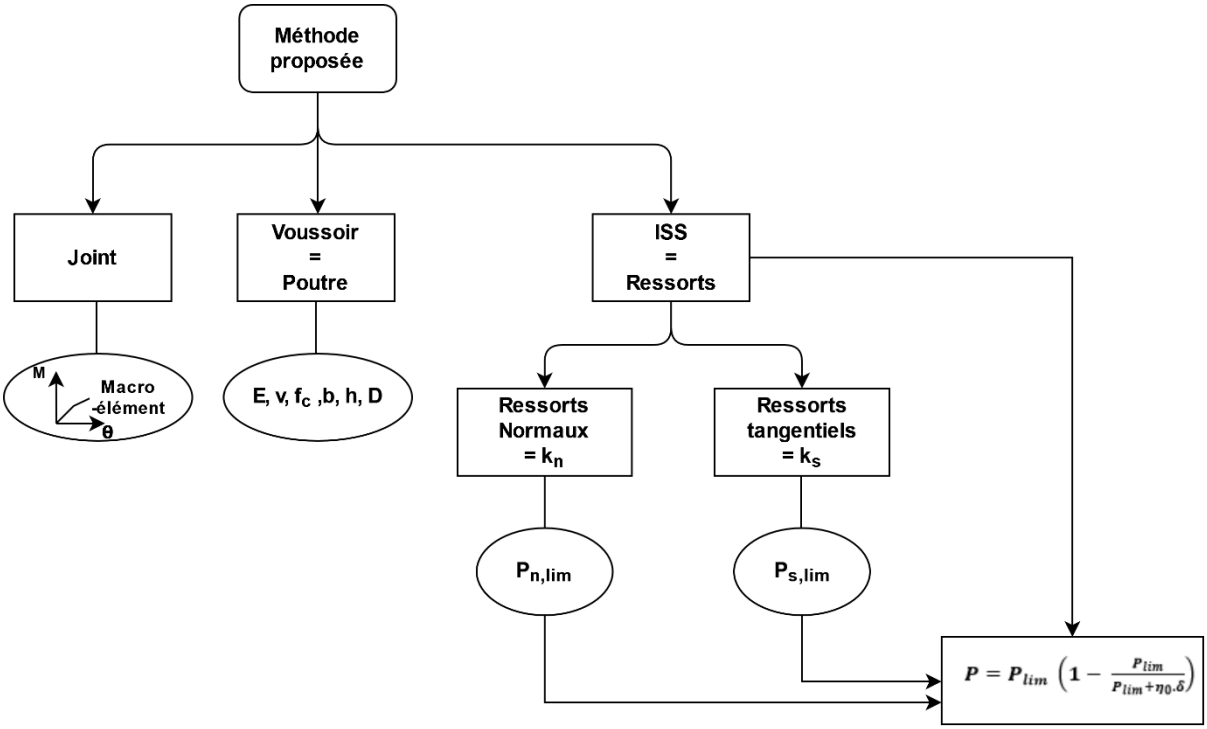


Figure 4.22: Modélisation de la méthode proposée dans Robot 1D

4.8.2 Résultats

4.8.2.1 Variation du moment

La **Error! Reference source not found.** représente la distribution du moment tout autour de d emi-anneau pour la méthode directe en tenant en compte le joint avec un comportement élastique parfaitement plastique (figure 2.6 b) et celle proposée dans cette étude « le macroélément ». Il est remarquable que la distribution de moment pour les deux méthodes soit presque négligeable. Pour regarder le rôle du macroélément, les sollicitations sur les joints est accentué (figure 2.24 a) et comme le montre la figure 2.24 b, le moment fléchissant diminue de 50% tout autour de mi-anneau.

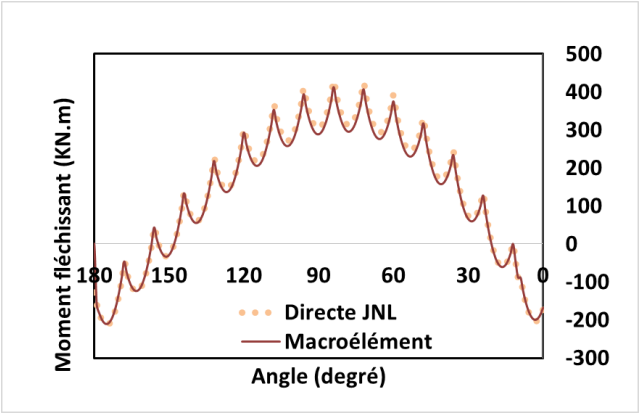


Figure 4.23 : Variation de moment fléchissant pour les méthodes DNL et Macroélément

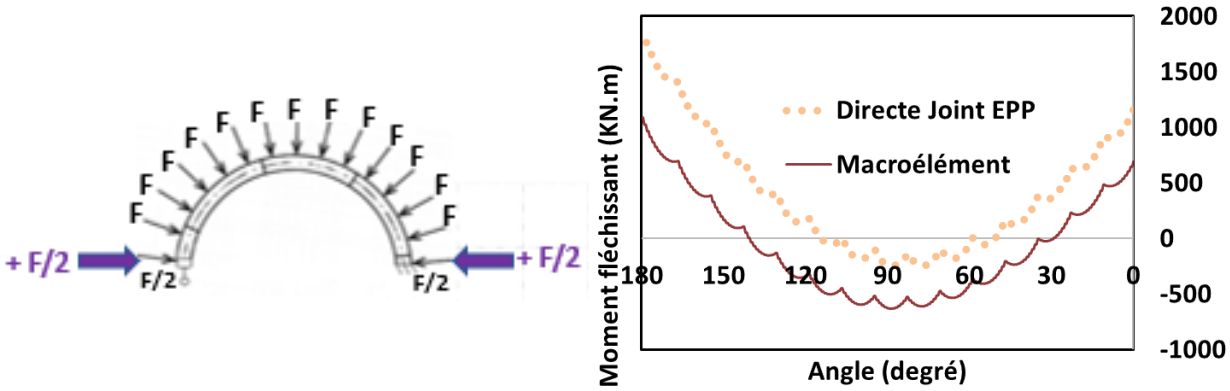


Figure 4.24 : (a) accentuation des sollicitations sur les joints, (b) Variation de moment fléchissant pour les méthodes DNL et Macroélément

4.8.2.2 Variation de convergence

La **Error! Reference source not found.** représente la distribution de convergence tout autour d e demi-anneau pour les différentes méthodes : directe, indirecte, hyperstatique et la méthode proposée dans cette étude comparée avec les résultats expérimentaux. La variation du déplacement vertical et celui horizontal ont été mesurés lors des essais de chargement de l'anneau. Selon la méthode proposée, une allure de convergence orientée et déformé plus au niveau de chaque joint, due à l'implémentation de loi de comportement non linéaire du joint. Cette méthode montre une concordance avec les résultats expérimentaux sans besoin de calibration, au contraire des autres méthodes : directe, indirecte et hyperstatique qui fonctionnent mais à condition de calibration.

La **Error! Reference source not found.** représente la distribution du moment tout autour de d emi-anneau pour la méthode directe en tenant en compte le joint avec un comportement élastique parfaitement plastique (figure 2.6 b) et celle proposée dans cette étude « le macroélément ». Il est remarquable que la distribution de moment pour les deux méthodes soit presque négligeable. Pour regarder le rôle du macroélément, les sollicitations sur les joints est accentué (figure 2.26 a) et comme le montre la figure 2.26 b, le moment fléchissant diminue de 50% tout autour de mi-anneau.

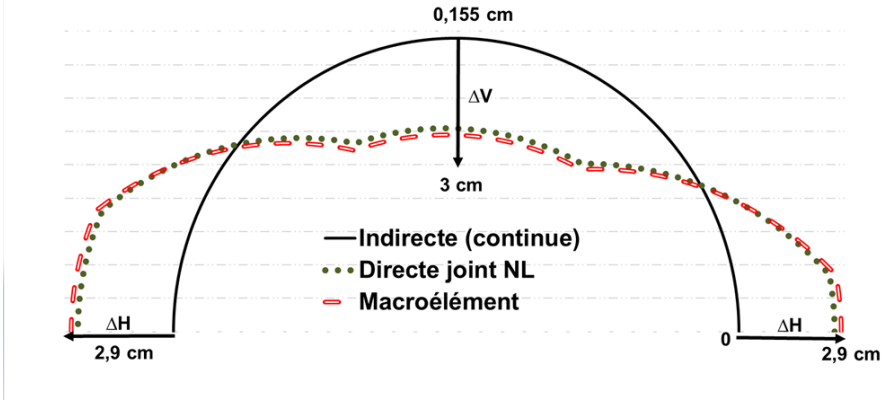


Figure 4.25 : Distribution de convergence selon la méthode proposée

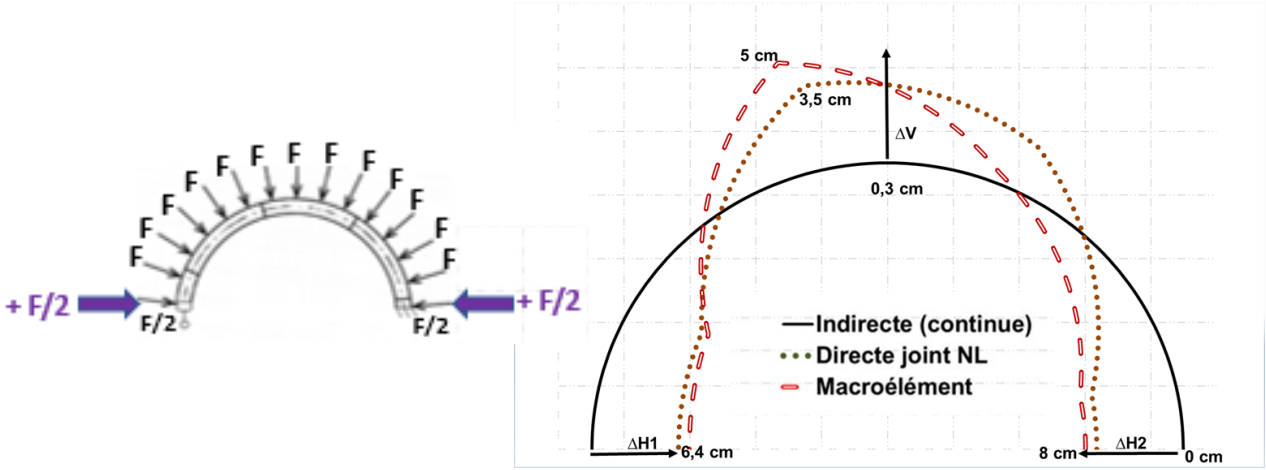


Figure 4.26 : (a) accentuation des sollicitations sur les joints, (b) Distribution de convergence selon la méthode proposée

4.9 Conclusion

L'accumulation de l'endommagement modifie la réponse mécanique du joint et la dégradation des propriétés initiales, alors que la rupture du joint accélère la dégradation des propriétés mécaniques. De ce fait, le mécanisme de dégradation du béton a été étudié en introduisant l'endommagement du béton dans le modèle élément fini. Le comportement mécanique du béton a été simulé en utilisant le modèle élastoplastique avec endommagement CDP implémenté dans le modèle Abaqus. Une étude paramétrique a été appliquée sur les paramètres de plasticité : le paramètre K_c, l'angle de dilatance ψ et le paramètre de viscoplasticité μ ainsi que celles de l'endommagement d_c et d_t pour analyser leurs influences sur le comportement de

joint longitudinal (moment – rotation). Les paramètres influents obtenus sont : l'angle de dilatance, la viscosité et les variables d'endommagement d_c et d_t.

Une loi de comportement du joint longitudinal non-linéaire graphique (macroélément) qui prend en compte toutes les non-linéarités des paramètres matérielles et géométriques qui influent sur le comportement du joint a été proposée et validée avec la loi de comportement obtenue auprès les essais expérimentaux (Jin et al. 2017).

Et finalement, pour une utilisation pratique en ingénierie, une approche pratique pour modéliser le macroélément du joint longitudinal par éléments finis unidimensionnelle a été proposé. Cette méthode simplifiée est capable de prendre en compte le comportement local complexe (prise en compte de toutes les non-linéarités des paramètres matérielles et géométriques qui influent sur le comportement du joint : Nombre de boulons, épaisseur de voussoir, chargement, l'endommagement, résistance de joint...) par une approche globale. La fiabilité du modèle proposée a été confirmée par de bonnes correspondances entre les résultats obtenus par simulation et le comportement observé des essais expérimentaux (Huang 2019).

Conclusion générale et perspectives

Ce travail de recherche a porté sur la modélisation numérique du contact entre voussoirs du revêtement de tunnels creusés au tunnelier. Dans cette thèse, deux objectifs ont été traités, tout d'abord, l'évaluation de la fiabilité des approches existantes sur l'influence du joint dans un revêtement par voussoir préfabriqué, et ensuite, introduire une loi de comportement du joint en basant sur une modélisation numérique de la jonction entre deux voussoirs en tenant en compte la plasticité et l'endommagement du béton.

Dans la littérature, les effets des joints ont été définis par les méthodes analytiques, numériques et expérimentales. Concernant les approches analytiques, l'influence du joint sur le comportement du revêtement du tunnel par voussoir préfabriqué est généralement prise en compte par les méthodes indirectes et directes. En ce qui concerne les méthodes indirectes, l'effet du joint est généralement pris en compte à travers une rigidité réduite de la structure du tunnel, qui ne peut ni prendre en compte les complexités des caractéristiques des joints, y compris la rigidité et la répartition des joints, ni analyser les situations complexes du sol environnant. Dans les méthodes directes, les joints segmentaires sont ajoutés directement à la structure du revêtement du tunnel. En dehors de Ding et al. [2004], la plupart des modèles directes prennent en compte le comportement du joint longitudinal à travers des ressorts de rotation au niveau du joint. De plus, ces méthodes ne peuvent pas être appliquées aux cas où la répartition des joints est asymétrique par rapport à l'axe vertical du tunnel.
Afin de surmonter les inconvénients des solutions analytiques, des analyses numériques ont été réalisées, soit en 2D (simplifié et non simplifié) ou 3D (plus sophistiqués), soit par des méthodes des réactions hyperstatiques, qui simulent par éléments fini les constituants du joint (des voussoirs, des boulons, des joints d'étanchéité...) ainsi que l'interaction entre le sol et la structure. Ces modélisations sont très lourdes, et très complexe. Outre les études numériques, des études expérimentales de structures de revêtement de tunnel ont été étudiés également aux laboratoires ou sur des sites de tunnel. Malheureusement, l'influence de la présence de joint segmentaire sur le comportement global d'un revêtement de tunnel n'a pas été traitée en détail.

En basant sur l'état de l'art, une étude numérique comparative des différentes méthodes existantes dans la littérature : directe, indirecte et hyperstatique a été appliquée sur un modèle unidimensionnelle créé par le logiciel Robot Autodesk. Dans ce cadre, les résultats obtenus ont été comparés aux résultats des essais expérimentaux obtenus dans le projet de l'Université de Tongji (Huang 2019). Sur la base des résultats, nous avons montré que les différentes méthodes

fonctionnent mais à condition de calibration. Sans cela, ces méthodes donnent des résultats assez aléatoires, ce qui constitue une limitation des méthodes existantes.

Par conséquent, il semble que la prise en compte du comportement du contact entre voussoirs soit primordiale. Il est alors nécessaire de décrire le comportement du joint de la manière la plus pertinente en fonction de la géométrie et des caractéristiques des joints. La méthode de macroélément a été donc proposé, c'est une méthode conviviale capable de prendre en compte le comportement local complexe des joints à travers d'une approche globale avec des paramètres globalisés, sans traiter d'un calcul complexe en trois dimensions et non linéaire.

À cet égard, un modèle par élément fini tridimensionnel a été développé. Le modèle représentait un essai de flexion quatre points soumis à des moments de flexion positifs, et composé de deux voussoirs en béton, et d'un joint longitudinal constitué des boulons. Dans le but de simuler le comportement du voussoir de la manière la plus simple possible, le modèle élément fini a été pris en compte d'une manière explicite les caractéristiques structurelles, telles que les boulons et les conditions de contact initiales. Une étude paramétrique a été réalisée sur cette simulation 3D pour étudier l'influence des paramètres reliés à la géométrie de l'interface sur la loi de comportement du joint longitudinal (Moment en fonction de rotation). L'étude paramétrique a montré que l'effort axial a une influence importante sur le comportement du joint et une augmentation appropriée de la force axiale dans des conditions de forte pression d'eau favorise une résistance importante au niveau du joint. Deux autres paramètres qui ont montré une influence importante sur le comportement du joint ont été mis en évidence : l'inertie du voussoir et le nombre de boulons. Ces paramètres seront implémentés comme des bases de données du comportement local durant la modélisation du joint en utilisant le concept de macroélément.

Par la suite, le mécanisme de dégradation du béton a été étudié en introduisant l'endommagement du béton dans le modèle élément fini. Le comportement mécanique du béton a été simulé en utilisant le modèle élastoplastique avec endommagement CDP implémenté dans le calcul par éléments finis dans Abaqus. Une étude paramétrique a été appliquée sur les paramètres de plasticité : le paramètre K_c, l'angle de dilatance ψ et le paramètre de viscoplasticité μ ainsi que celles de l'endommagement d_c et d_t pour analyser leur influence sur le comportement de joint longitudinal (moment –rotation). Les paramètres influents obtenus sont : l'angle de dilatance, la viscosité, les variables d'endommagement d_c et d_t et la classe de résistance du béton.

Ensuite, une loi de comportement du joint longitudinal d'un revêtement de tunnel par voussoir préfabriqué en tenant en compte de l'endommagement du béton a été proposée et validées avec les essais expérimentaux (Jin et al. 2017).

Finalement, pour une utilisation pratique en ingénierie, une approche pratique pour modéliser le macroélément du joint longitudinal par éléments finis unidimensionnelle a été proposée. Cette méthode simplifiée est capable de prendre en compte le comportement local complexe (prise en compte de toutes les non-linéarités des paramètres matérielles et géométriques qui influent sur le comportement du joint : Nombre de boulons, épaisseur de voussoir, chargement, l'endommagement, résistance de joint...) par une approche globale. La fiabilité du modèle proposée a été confirmée par de bonnes correspondances entre les résultats obtenus par simulation et le comportement observé des essais expérimentaux (Huang 2019).

Pour la suite, une expression mathématique de loi de comportement (moment – rotation) doit être créer qui dépend de toutes ces paramètres influents géométriques ainsi que celles mécaniques :

- Nombre de boulon
- Inertie du voussoir
- Résistance du béton : limite d'élasticité, Module de Young
- Paramètre de plasticité du béton : Angle de dilatance et Viscosité
- Variables d'endommagement d_c et d_t

Un fichier Excel ou idéalement un script dans Robot, qui génère automatiquement la fonction des paramètres peut être créé. L'utilisateur peut donc créer sa loi de comportement du joint qui dépend de différents facteurs cités, en implémentant les données de ces paramètres qui influencent, et automatiquement il peut obtenir sa loi de comportement. C'est le principe de macroélément qui consiste à considérer localement toutes les non-linéarités matérielles et géométriques des joints et à le transférer à certains paramètres structurels globaux entre les voussoirs, en se concentrant en un point représentatif et en formulant une loi en variables généralisées (moment et rotation).

Références

ABAQUS Version 6.12, Documentation. 2013.

AFTES. (1976). Consideration on the usual method of tunnel lining design. Tech. rep., French Association of Tunnels and Undergrouns Spaces.

AFTES. (1997a). Guidelines on the plate loading test of the rockmass, Tunnel et ouvrages souterrain. Tech. rep., French Association of Tunnels and Undergrouns Spaces.

AFTES. (1997b). The design, sizing and construction of precast concrete segments installed at the rear of a tunnel boring machine (TBM).

Andreotti, G., Calvi, G. M., Soga, K., Gong, C., & Ding, W. (2020). Cyclic model with damage assessment of longitudinal joints in segmental tunnel linings. Tunnelling and Underground Space Technology, 103, 103472.

Arnau, O., & Molins, C. (2011b). Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 2: Numerical simulation. Tunnelling and Underground Space Technology, 26, 778-788.

Arnau, O., & Molins, C. (2012). Three dimensional structural response of segmental tunnel linings. Engineering structures, 44, 210-221.

ASCE, 2011. ACI (American Concrete Institute). Building code requirements for structural concrete and commentary

Aslani, F., & Jowkarmeimandi, R. (2012). Stress–strain model for concrete under cyclic loading. Magazine of concrete research, 64(8), 673-685.

Barpi, F., Barbero, M., & Peila, D. (2011). Numerical modelling of ground-tunnel support interaction using bedded-beam-spring model with fuzzy parameters. Gospodarka Surowcami Mineralnymi, 27, 71-87.

Bilotta, E. (2017). Behaviour of segmental tunnel lining under static and dynamic loads (Doctoral dissertation, University of Naples Federico II).

Blazejowski, M. (2012). Flexural behaviour of steel fibre reinforced concrete tunnel linings.

Blom, C. B. M. (2002). Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils (pp. 113-132). DUP Science.

Blom, C. B., Van der Horst, E. J., & Jovanovis, P. S. (1999). Three-dimensional structural analyses of the shield-driven "Green Heart" tunnel of the high-speed line South. Tunnelling and Underground Space Technology, 14(2), 217-224.

Caratelli, A., Meda, A., Rinaldi, Z., Giuliani-Leonardi, S., & Renault, F. (2018). On the behavior of radial joints in segmental tunnel linings. Tunnelling and Underground Space Technology, 71, 180-192.

Carreira DJ and Chu KH (1985) Stress-strain relationship for plain concrete in compression. ACI Journal Proceedings 82: 797–804.

Cavalaro S. 2009. Aspectos tecnologicos de tuneles construidos con tuneladore y dovelas prefabricadas de hormigon. PhF thesis. Universitat Politecnica de Catalunya.

Cavalaro, S. H. P., Blom, C. B. M., Walraven, J. C., & Aguado, A. (2011). Structural analysis of contact deficiencies in segmented lining. Tunnelling and Underground Space Technology, 26(6), 734-749.

Chen W T, Fu Z Q, Ma J X 2017 Study on Segment Thickness Design of Large Diameter Double Shield TBM Tunnel. Railway Architecture, 57(10):60-62.

Chen, R. P., Zhu, J., Liu, W., & Tang, X. W. (2011). Ground movement induced by parallel EPB tunnels in silty soils. Tunnelling and Underground Space Technology, 26, 163-171

Chen, W. F., & Han, D. J. (2007). Plasticity for structural engineers. J. Ross Publishing.

Cheng SJ. The analysis of the joint mechanism of shield-driven tunnel lining. M. Phil. ¹hesis, Dept. of Geotechnics,Tongji University, P.R. China, 1985 (in Chinese).

Dassault Systèmes (2018) Abaqus Analysis User's Guide. Vélizy-Villacoublay: Dassault Systèmes Simulia Corporation.

Ding, W. Q., Peng, Y. C., Yan, Z. G., Shen, B. W., Zhu, H. H., & Wei, X. X. (2013). Full-scale testing and modeling of the mechanical behavior of shield TBM tunnel joints. Structural engineering and mechanics: An international journal, 45(3), 337-354.

Ding, W. Q., Yue, Z. Q., Tham, L. G., Zhu, H. H., Lee, C. F., & Hashimoto, T. (2004). Analysis of shield tunnel. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28(1), 57-91.

Do, N. A., Dias, D., Oreste, P., & Djeran-Maigre, I. (2013). 2D numerical investigation of segmental tunnel lining behavior. Tunnelling and Underground Space Technology, 37, 115-127.

Do, N. A., Dias, D., Oreste, P., & Djeran-Maigre, I. (2014). A new numerical approach to the hyperstatic reaction method for segmental tunnel linings. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 38(15), 1617-1632.

Du, D. (2019). Design of tunnels using the hyperstatic reaction method (Doctoral dissertation, Université Grenoble Alpes).

Duddeck, H., & Erdmann, J. (1985). Structural design models for tunnels in soft soil. Underground Space;(United States), 9.

Einstein, H. H., & Schwartz, C. W. (1979). Simplified analysis for tunnel supports. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 105(ASCE 14541).

El Naggar, H., & Hinchberger, S. D. (2008). An analytical solution for jointed tunnel linings in elastic soil or rock. Canadian Geotechnical Journal, 45(11), 1572-1593.

Feng, K., He, C., Qiu, Y., Zhang, L., Wang, W., Xie, H., ... & Cao, S. (2018). Full-scale tests on bending behavior of segmental joints for large underwater shield tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, 75, 100-116.

Genikomsou, A. S., & Polak, M. A. (2015). Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. Engineering structures, 98, 38-48.

Gijsberg, F. B. J., & Hordijk, D. A. (1997). Experimenteel onderzoek naar het afschuifgedrag von ringvoegen. TNO-rapport COB K, 13.74 11.

Gong, C., Ding, W., Soga, K., & Mosalam, K. M. (2019). Failure mechanism of joint waterproofing in precast segmental tunnel linings. Tunnelling and underground space technology, 84, 334-352.

Han, J. Y., Zhao, W., Jia, P. J., Guan, Y. P., Chen, Y., & Jiang, B. F. (2018). Risk analysis of the opening of shield-tunnel circumferential joints induced by adjacent deep excavation. Journal of Performance of Constructed Facilities, 32(1), 04017123.

Hefny, A. M., & Chua, H. C. (2006). An investigation into the behaviour of jointed tunnel lining. Tunnelling and Underground Space Technology, 21(3-4).

Hefny, A. M., Tan, F. C., & Macalevey, N. F. (2004). Numerical study on the behaviour of jointed tunnel lining. Journal of the Institution of Engineers, Singapur, 44(1), 108-118.

Hordijk, D. A., Gijsbers, F. B. J., & Boortunnels, P. (1996). Laboratoriumproeven tunnelsegmenten. Reporte Interno K100-W-026, TNO-Bouw, Delft.

Hsu, L. S., & Hsu, C. T. (1994). Complete stress—strain behaviour of high-strength concrete under compression. Magazine of concrete research, 46(169), 301-312.

Huang Z H, Liao S M, Liu G B 2000 Optimization of Segment Thickness of Shanghai Soft Soil Shield Tunnel. Geotechnical Mechanics, 21(4):326-330.

Huang, X., Liu, W., Zhang, Z., Wang, Q., Wang, S., Zhuang, Q., ... & Zhang, C. (2019). Exploring the three-dimensional response of a water storage and sewage tunnel based on full-scale loading tests. Tunnelling and Underground Space Technology, 88, 156-168.

Hudoba, I. (1997). Contribution to static analysis of load-bearing concrete tunnel lining built by shield-driven technology. Tunnelling and Underground Space Technology, 12(1), 55-58.

ITA, working group on general approaches to the design of tunnels. Guidelines for the design of tunnels. Tunnelling and underground space technology, 1988, vol. 3, no 3, p. 237-249.

ITA. (1982). Views on structural design models for tunnelling. Advances in tunneling technology and subsurface use, 2(3), 153-228.

Jankowiak, T., & Lodygowski, T., 2005, 'Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model', Foundations of Civil and Environmental Engineering, No.6, pp.54 – 69.

Janssen P. Tragverhalten von tunnelausbauten mit gelenktubbings, Ph.D. Thesis Technischen Universitat Carolo-Wilhelmina, Braunschweig, December 1983.

Jin, Y., Ding, W., Yan, Z., Soga, K., & Li, Z. (2017). Experimental investigation of the nonlinear behavior of segmental joints in a water-conveyance tunnel. Tunnelling and Underground Space Technology, 68, 153-166.

JSCE. (1996). Japanese standard for shield tunnelling. Tunnel Engineering Committee English Edition of Japanese Standard for Tunnelling, Subcommitteee Japan Scociety of Civil Engineers, The third edition, Tokyo.

Karami, M., & Zare, S. (2018). Numerical Study of the Effects of Segmental Joints and Grouting Pressure on the Behavior of Tunnel Segmental Lining.

Kasper, T., & Meschke, G. (2004). A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28, 1441-1460.

Kasper, T., & Meschke, G. (2006a). A numerical study of the effect of soil and grout material properties and cover depth in shield tunnelling. Computers and Geotechnics, 33(4-5), 234-247.

Kasper, T., & Meschke, G. (2006b). On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunneling. Tunnelling and Underground Space Technology, 21, 160-171

Klappers, C., Grübl, F., & Ostermeier, B. (2006). Structural analyses of segmental lining–coupled beam and spring analyses versus 3D-FEM calculations with shell elements. Tunnelling and Underground Space Technology, 21(3-4).

Kmiecik, P., & Kamiński, M. (2011). Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. Archives of civil and mechanical engineering, 11(3), 623-636.

Kolymbas, D. (2005). Tunnelling and tunnel mechanics (Vol. ISBN-10 3-540-25196-0).

Koyama, Y. (2003). Present status and technology of shield tunneling method in Japan. Tunnelling and Underground Space Technology, 18(2-3), 145-159.

Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., & Rusch, H. (1969, August). Behavior of concrete under biaxial stresses. In Journal proceedings (Vol. 66, No. 8, pp. 656-666).

Lee, J., & Fenves, G. L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. Journal of engineering mechanics, 124(8), 892-900.

Lee, K. M., & Ge, X. W. (2001a). The equivalence of a jointed shield-driven tunnel lining to a continuous ring structure. Canadian Geotechnical Journal, 38(3), 461-483.

Lee, K. M., Hou, X. Y., Ge, X. W., & Tang, Y. (2001b). An analytical solution for a jointed shield-driven tunnel lining. International journal for numerical and analytical methods in Geomechanics, 25(4), 365-390.

Li, X., Yan, Z., Wang, Z., & Zhu, H. (2015). A progressive model to simulate the full mechanical behavior of concrete segmental lining longitudinal joints. Engineering Structures, 93, 97-113.

Li, Z., Soga, K., Wang, F., Wright, P., & Tsuno, K. (2014). Behaviour of cast-iron tunnel segmental joint from the 3D FE analyses and development of a new bolt-spring model. Tunnelling and Underground Space Technology, 41, 176-192

Li, Z., Soga, K., Wang, F., Wright, P., Tsuno, K., 2014. Behaviour of cast-iron tunnel segmental joint from the 3D FE analyses and development of a new bolt-spring model. Tunn. Undergr. Sp. Technol. Inc. Trenchless Technol. 41, 176–192. https:// doi.org/10.1016/j.tust.2013.12.012.

Liu, J. H., & Hou, X. Y. (1991). Shield-driven tunnels. China Railway Press, Beijing, China, 152-303.

Liu, J. H., & Hou, X. Y. (1997). Manual of Excavation engineering. Chinese Construction Industry Press, Beijing.

Liu, X., Bai, Y., Yuan, Y., & Mang, H. A. (2016). Experimental investigation of the ultimate bearing capacity of continuously jointed segmental tunnel linings. Structure and Infrastructure Engineering, 12(10), 1364-1379.

Liu, X., Dong, Z., Bai, Y., & Zhu, Y. (2017). Investigation of the structural effect induced by stagger joints in segmental tunnel linings: First results from full-scale ring tests. Tunnelling and Underground Space Technology, 66, 1-18.

Liu, X.; Sun, Q. Case analysis on progressive collapse of shield tunnel linings. J. Tunn. Hazard Control 2020, 2, 21–30.

Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., & Onate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. International Journal of solids and structures, 25(3), 299-326.

Mashimo H, Ishimura T. Evaluation of the load on a shield tunnel lining in gravel. Tunnelling and Underground Space Technology 2003; 18:233–241.

Mashimo, H., & Ishimura, T. (2005). Numerical modelling of the behavior of shield tunnel lining during assembly of a tunnel ring. 5th International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft ground.

Mashimo, H., Isago, N., Yoshinaga, S., Shiroma, H., and Baba, K. 2002. Experimental Investigation on Load Carrying Capacity of Concrete Tunnel Lining. 28th ITA General Assembly and World Tunnel Congress.

Mills, L. L., & Zimmerman, R. M. (1970, October). Compressive strength of plain concrete under multiaxial loading conditions. In Journal Proceedings (Vol. 67, No. 10, pp. 802-807).

Möller, S. C. (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings (pp. 108-125). Stuttgart, Germany: Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik.

Nana, W. S. A., Bui, T. T., Limam, A., & Abouri, S. (2017, May). Experimental and numerical modelling of shear behaviour of full-scale RC slabs under concentrated loads. In Structures (Vol. 10, pp. 96-116). Elsevier.

No, W. G., & International Tunnelling Association. (2000). Guidelines for the design of shield tunnel lining. Tunnelling and Underground Space Technology, 15(3), 303-331.

Oreste, P. P. (2007). A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports. Tunnelling and Underground Space Technology, 22(2), 185-205.

P. Pankaj, Real Structural Behavior and Its Analysis - Material Nonlinearity. Lecture Note 2010.

Plizzari, G. A., & Tiberti, G. (2006). Steel fibers as reinforcement for precast tunnel segments. Tunnelling and Underground Space Technology, 21(3-4), 438-439.

Puddicome, T. (2018). Finite element analysis of reinforced concrete and steel fiber reinforced concrete slabs in punching shear (Doctoral dissertation, Memorial University of Newfoundland).

Reissen, K., & Hegger, J. (2013). Numerical investigations on the shear capacity of reinforced concrete slabs under concentrated loads. Research and applications in structural engineering, mechanics and computation, 1, 0.

Richart, F. E., Brandtzæg, A., & Brown, R. L. (1928). A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station.

Schickert, G. (1977). VERSUCHSERGEBNISSE ZUR FESTIGKEIT UND VERFORMUNG VON BETON BEI MEHRAXIALER DRUCKBEANSPRUCHUNG.

Schulze, H., & Duddeck, H. (1964). Spannungen in schildvorgetriebenen Tunneln. Beton-und Stahlbetonbau, 59(8), 169-175.

Shalabi, F. I., Cording, E. J., & Paul, S. L. (2012). Concrete segment tunnel lining sealant performance under earthquake loading. Tunnelling and Underground Space Technology, 31, 51-60.

Singh, M., Sheikh, A. H., Ali, M. M., Visintin, P., & Griffith, M. C. (2017). Experimental and numerical study of the flexural behaviour of ultra-high performance fibre reinforced concrete beams. Construction and Building Materials, 138, 12-25.

Springer Berlin Heidelberg New York

Sümer, Y., Aktaş, M. (2015). Defining parameters for concrete damage plasticity model. Challenge Journal of Structural Mechanics, 1(3), 149-155.

Tawab ALY (2009). Introducing a new numerical simulation for water tunnels.

Teachavorasinskun, S., & Chub-uppakarn, T. (2010). Influence of segmental joints on tunnel lining. Tunnelling and Underground Space Technology, 25(4), 490-494.

Thomas, H. S. (1977). Measuring the structural performance of cast Iron tunnel linings in the laboratory. Ground Engineering, 10(5).

Toan, N. D. (2006). TBM and lining-essential interfaces. Post Graduate Ms. Thesis, Politecnico Di Torino.

USACE. (1997). Tunnels and shafts in rock, Engineer manual EM 1110-2-2901.

Vervuurt, A. H. J. M., & Luttikholt, A. (2007). Ultimate limit state analysis of a segmented tunnel lining.

Voyiadjis, G. Z., & Taqieddin, Z. N. (2009). Elastic plastic and damage model for concrete materials: Part I-theoretical formulation. The International Journal of Structural Changes in Solids, 1(1), 31-59.

Wood, A. M. (1975). The circular tunnel in elastic ground. Geotechnique, 25(1), 115-127.

Wood, D. M. (2014). Geotechnical modelling. CRC press.

Wu, J. Y., Li, J., & Faria, R. (2006). An energy release rate-based plastic-damage model for concrete. International journal of Solids and Structures, 43(3-4), 583-612.

Wu, J. Y., Li, J., & Faria, R. (2006). An energy release rate-based plastic-damage model for concrete. International journal of Solids and Structures, 43(3-4), 583-612.

Xie, X., Tian, H., Zhou, B., & Li, K. (2021). The life-cycle development and cause analysis of large diameter shield tunnel convergence in soft soil area. Tunnelling and Underground Space Technology, 107, 103680.

Yan, Q., Deng, Z., Zhang, Y., & Yang, W. (2017). Failure characteristics of joint bolts in shield tunnels subjected to impact loads from a derailed train. *Shock and Vibration*, *2017*.

Yu, J., Standing, J., Vollum, R., Potts, D., & Burland, J. (2017). Experimental investigations of bolted segmental grey cast iron lining behaviour. Tunnelling and Underground Space Technology, 61, 161-178.

Zhang, B., & Zheng, J. (2020, July). Effect of Segment Thickness on Internal Force of Shield Tunnel under Abnormal Loading Conditions. In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (Vol. 894, No. 1, p. 012018). IOP Publishing.

Zhang, H. M., Zhang, Z. L., & Wang, J. H. (2003). 3-D FEM analysis on prefabricated segment joints of shield tunnel. JOURNAL-SHANGHAI JIAOTONG UNIVERSITY-CHINESE EDITION-, 37(4), 566-569.

Zheng-Rong, H., Wei, Z., Jing-Hua, L., Jian, L., & Rui, J. (2006). Three-dimensional numerical modelling of shield tunnel lining. Tunnelling and Underground Space Technology, 21 (3-4), 434.

Zhou JY. The analysis of segmental circular tunnel lining. underground Engineering and ¹unnels 1988; (4):2}6 (in Chinese).

Zhu S Y 2002 Current Situation and Development of Segment Structure Design for Shield Tunnels in China. Modern Tunnel Technology, 39(6):23-27.

Zuo, L., Li, G., Feng, K., Ma, X., Zhang, L., Qiu, Y., ... & Feng, L. (2018). Experimental analysis of mechanical behavior of segmental joint for gas pipeline shield tunnel under unfavorable compression-bending loads. Tunnelling and Underground Space Technology, 77, 227-236.