N° d'ordre NNT : 2025ENTP0006

THÈSE DE DOCTORAT DE L'ENTPE
Membre de l'Université de Lyon

École Doctorale N° 162
MEGA – Mécanique, Énergétique, Génie Civil, Acoustique

Spécialité de doctorat : Génie Civil

Soutenue publiquement à l'Université Gustave Eiffel le 01/07/2025, par :

Amélie MENIL

Comportement géotechnique et structurel des tunnels en maçonnerie : analyse de la stabilité par le calcul à la rupture et instrumentation sur modèle réduit

---

Devant le jury composé de :

Pierre BREUL, Professeur des universités, Université Clermont Auvergne	Président
Denis GARNIER, chargé de recherche, École Nationale des Ponts et Chaussées	Rapporteur
Fabrice EMERIAULT, Professeur des universités, Université Grenoble Alpes	Rapporteur
Gianmarco DE FELICE, Professeur, Università degli Studi di Roma Tre	Examinateur
Jean-Claude MOREL, Directeur de Recherche, ENTPE	Examinateur
Marion BOST, Ingénieure en chef des travaux publics de l'État, Université Gustave Eiffel	Directrice de thèse
Anne-Sophie COLAS, Ingénieure divisionnaire des travaux publics de l'État, Université Gustave Eiffel	Co-directrice de thèse
Didier SUBRIN, Ingénieur en chef des travaux publics de l'État, CETU	Co-encadrant de thèse
Aghiad KHADOUR, Directeur de Recherche, Université Gustave Eiffel	Invité

Remerciements

La production de ce mémoire, bien qu'étant celui d'une thèse personnelle, est le résultat d'un travail collectif. Les lignes qui suivent me donnent l'opportunité de nommer tous ceux qui ont contribué à l'aboutissement de ce projet et les remercier pour leur investissement.

En premier lieu, un grand merci au jury pour l'intérêt bienveillant que vous avez porté à cette thèse et pour la richesse de vos questions et remarques. Merci Pierre Breul d'avoir présidé ce jury. Merci aux rapporteurs Denis Garnier et Fabrice Emeriault pour le soin que vous avez pris dans la lecture du mémoire et la rédaction de vos rapports. Merci aux examinateurs Jean-Claude Morel et Gianmarco De Felice. Merci Aghiad Khadour, invité au jury.

Merci infiniment à mes encadrants qui, de la construction du sujet de thèse jusqu'à la soutenance, ont toujours répondu présent pour guider mes réflexions, questionner mes démarches et développements, réviser et améliorer mes productions. Merci à ma directrice de thèse, Marion Bost, dont les conseils m'auront permis de développer un esprit scientifique critique ; ma co-directrice, Anne-Sophie Colas, pour sa pédagogie et sa patience ; mon encadrant, Didier Subrin, pour son sens de la rigueur et l'ensemble des connaissances qu'il m'a apportées. Merci à vous trois de m'avoir permis de développer nombre de compétences qui me seront utiles tout au long de ma carrière. Vos qualités professionnelles et humaines auront été essentielles pour mon accompagnement. En outre, j'exprime une gratitude toute particulière à Anne-Sophie qui a toujours su trouver le mot juste pour me faire retrouver mon énergie dans les moments compliqués.

Un grand merci aux chercheurs du laboratoire RRO pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail. Merci à Jean-Pierre Rajot qui m'a fait découvrir le laboratoire dans lequel j'ai pu réaliser cette thèse et pour son investissement dans mon comité de suivi. Merci Yannick Fargier et Jean De Sauvage pour votre précieuse aide. Votre pédagogie, ouverture d'esprit et curiosité m'auront fait apprécier tant nos échanges scientifiques que ceux plus informels.

Ma reconnaissance va envers l'équipe technique du laboratoire RRO sans laquelle les travaux expérimentaux n'auraient pu aboutir. Merci à Patrick Joffrin, dont les idées n'ont cessé de faire progresser le protocole expérimental ; Christophe Pruvost, pour son efficacité dans le travail de traitement d'images, cela m'aura fait gagner un temps considérable ; Nicolas Vermorel pour son énergie et sa bienveillance ; Charles-André Lamarche pour son excellent travail sur la boîte d'expérimentation. Je garde un souvenir nostalgique des moments passés avec vous au labo R. Christophe, encore merci d'avoir été mon père Noël 2023 en ayant sauvé les données de feu mon ordinateur. Merci également à Frédérique Reynier qui m'aura permis de réaliser l'ensemble de mes missions sereinement.

Merci aux équipes du bâtiment Kepler du CEREMA pour leur chaleureux accueil en octobre dernier. Votre sympathie, votre intérêt pour mes travaux de recherche et vos encouragements auront été nécessaires pour conclure ce mémoire. En particulier, un grand merci à Pierre Marchand, Roland Abou, Antoine Théodore et Jérôme Michel de m'avoir permis d'y consacrer un temps précieux.

Merci au ministère de la transition écologique de m'avoir permis de profiter d'une mise à disposition à l'Université Gustave Eiffel ; à la DGITM qui participé au financement des essais en laboratoire et à l'école doctorale MEGA qui a financé mon déplacement en conférence avec l'accompagnement administratif de Mohamed-Ibrahim Zida. Merci à Guillaume Damien et Olivier Martin de la DIRIF qui ont montré leur intérêt à l'égard du sujet ; Alexandre Carotte et Nicolas Vinot du CEREMA pour leur temps et leurs explications ; Denis Branque pour son aide apportée tout au long de ma scolarité à l'ENTPE et sa participation à mon comité de suivi ; Nathalie Rochet du service de documentation du CETU pour l'ensemble des ressources qu'elle m'a fourni.

Merci à ceux qui, en plus des agents du RRO, ont animé et illuminé mon quotidien à Bron par leur gentillesse et leurs conversations : les agents des Baliveaux et en particulier Myriam et Delphine ; mes voisines de bureau Chloé et Seher ; les stagiaires du laboratoire, Mohamed, Romain, Léo, Stan et Charles.

Bruma, Bruna, Ghida, Carlos, Hicham et Elise, je chéris nos moments passés ensemble dans le bureau des non-permanents, nos discussions, nos repas, nos karaokés. Je n'aurais pu rêver meilleurs camarades de thèse et ne vous remercierai jamais assez pour votre amitié, surtout dans les moments où « eu me sinto pior que o cocô do cavalo do bandido ».

Je remercie mes amis pour leur soutien sans faille et inconditionnel durant la réalisation de ce projet qui aura alimenté maintes conversations. Merci à ceux avec qui j'ai passé d'inoubliables moments à Lyon ces trois dernières années : Aurélie, Mélissandre, Mathis, Marie-Sarah, Thomas, Yann, Matthieu et Sophie. Vivre auprès de chez Tiffany (et de ses cookies) fait partie des rares choses qui me font regretter la vie lyonnaise. Ce fut fantastique de partager la réalisation de ce projet dont nous parlons depuis la première année à TPE en parallèle du Dr Mathilde Hostein. Merci aussi à ceux qui ont toujours été présents malgré la distance : Agathe, Camille, Emma, Héloïse, Inès, Joël, Louise, Noémie, Sabrina, Stéphane, Wilson et Zahra. Aude et Charbel, merci pour votre curiosité scientifique et pour vos mots, toujours idéalement choisis. Je suis si chanceuse, Amélie et Massilya, de vous avoir eues à mes côtés dans les moments charnières de mes études, vous avez largement contribué à leur succès. Je suis plus que reconnaissante de tous vous avoir dans ma vie.

Béline, merci d'avoir partagé mon quotidien pendant trois ans, de n'avoir cessé d'inventer de nouveaux jeux de mots, d'avoir cuisiné de bons petits plats (cramés), d'avoir partagé mes hauts et mes bas. Je ne saurais trouver les mots qui expriment avec justesse la joie que j'ai eu de partager cet appartement avec toi. Tu es la meilleure marraine et amie qui soit. Mon quotidien n'a cependant pas perdu en qualité depuis mon emménagement à Paris grâce à Louise, dont le dynamisme, l'écoute et l'optimisme m'auront permis de terminer ce travail dans les meilleures conditions.

Mes derniers remerciements sont dirigés vers ma famille, mes mamies, Isabelle et Geneviève dont j'ai l'honneur de porter les prénoms ; mes papys, Hubert et Jean-Pierre ; mes parents, Sylvie et Franck ; ma sœur Clarisse. Merci de toujours croire en moi plus que quiconque.

Résumé

Les tunnels en maçonnerie sont des structures souterraines construites entre le XIXe et la première moitié du XXe siècle pour le développement des infrastructures de transport ou des installations hydrauliques. Ces constructions ont depuis longtemps prouvé leur robustesse ; néanmoins, elles peuvent subir des dégradations (fissuration, chute d'éléments) dues par exemple au vieillissement des matériaux constitutifs. Par ailleurs, dans un contexte urbain, la création ou l'extension de réseaux souterrains peut compromettre la stabilité de ces structures existantes.

Ce travail de thèse vise à approfondir la compréhension du comportement des tunnels en maçonnerie soumis aux effets du vieillissement ou à des modifications de leur environnement. Dans une première phase, l'évaluation de leur stabilité (état limite ultime) a été réalisée à l'aide de la théorie du calcul à la rupture. Les analyses ont été menées successivement sur le terrain seul, la voûte maçonnée seule, puis sur le système complet associant la voûte et son terrain encaissant. Ces calculs permettent de déterminer la charge maximale que peut supporter l'ouvrage avant sa rupture.

En complément de cette évaluation structurale, une méthode de suivi des déformations basée sur une instrumentation par capteur à fibre optique distribuée est proposée. Ce dispositif permet un suivi continu, dans le temps et l'espace, des déformations de l'ouvrage en conditions de service (état limite de service). Un schéma de pose des fibres optiques, adapté à un tunnel en maçonnerie existant, a été expérimenté sur une maquette de voûte maçonnée enterrée en laboratoire. L'analyse de ces essais originaux permet de caractériser le comportement du système étudié et fournit des recommandations pratiques pour l'instrumentation de ce type d'ouvrage.

Mots-clés. Tunnel à faible profondeur, voûte en maçonnerie, stabilité, calcul à la rupture, approche expérimentale, capteur à fibre optique distribuée.

Abstract

Masonry tunnels are underground structures constructed between the 19th century and the first half of the 20th century to support the development of transportation and hydraulic infrastructure. These structures have long demonstrated their robustness ; however, they are susceptible to degradation (such as cracking and falling of elements) due to aging processes in the materials used for example. Furthermore, in urban environments, the development and expansion of underground networks may adversely affect these existing structures.

This doctoral research aims to enhance the understanding of the behavior of masonry tunnels subjected to aging or environmental changes. As an initial approach, the stability (ultimate limit state) of masonry tunnels is evaluated using limit analysis theory. Calculations are carried out on the ground alone, the masonry vault alone, and the complete tunnel system comprising the vault embedded in its surrounding ground. These analyses provide the maximum load the system can withstand before failure.

In addition to the structural assessment through limit analysis, a deformation monitoring method using distributed optic fiber sensors' instrumentation is proposed. This system allows for continuous, spatial and temporal monitoring of the structural deformations under service conditions (serviceability limit state). A layout for installing fiber optics in an existing masonry tunnel was tested on an innovative laboratory-scale model of a burried masonry vault. The analysis of the experimental results provides insight into the system's behavior and offers practical guidance for the instrumentation of such structures.

Key words. Shallow tunnel, masonry vault, stability, yield design, experimental method, distributed optic fiber sensor.

Sommaire

Introduction générale **1**

1 Revue bibliographique **3**
1.1 Construction et suivi des tunnels en maçonnerie 5
1.2 Comportement des tunnels en maçonnerie 15
1.3 Instrumentation par fibre optique des ouvrages 34
1.4 Synthèse et conclusion 53

2 Stabilité par le calcul à la rupture **55**
2.1 Introduction à la théorie du calcul à la rupture 57
2.2 Description du système d'étude et de l'approche retenue 60
2.3 Stabilité du terrain seul 62
2.4 Stabilité de la voûte seule 76
2.5 Stabilité du tunnel 83
2.6 Conclusion du chapitre 102

3 Approche expérimentale sur maquette **103**
3.1 Proposition technique sur un ouvrage réel 105
3.2 Conception d'une expérimentation sur maquette 113
3.3 Méthodes d'analyse de la cinématique des maquettes 123
3.4 Résultats et analyses des essais sur maquettes 126
3.5 Conclusion du chapitre 150

Conclusion générale **151**

Bibliographie **152**

Liste des symboles **161**

Liste des figures **161**

Liste des tableaux **169**

Annexes **173**
A Revue bibliographique : compléments sur les modèles de tunnels à faible profondeur . . 173
B Stabilité par le calcul à la rupture 174
C Approche expérimentale : compléments sur la conception de la maquette 177
D Approche expérimentale : test du suivi des voussoirs à l'aide de GeoPIV-RG 182
E Approche expérimentale : graphiques complémentaires des essais instrumentés par fibre optique 183

Introduction générale

Les tunnels en maçonnerie sont des structures répandues mais vieillissantes du patrimoine d'infrastructures français. Construits entre le XIXe siècle et les années 1950, ils sont généralement constitués d'une voûte en maçonnerie, reposant sur des piédroits et un radier en béton non armé.

Le parc français de tunnels en maçonnerie demeure significatif. Environ 15 à 20 % des tunnels routiers en exploitation sont en maçonnerie, auxquels s'ajoutent 80 % des tunnels de la RATP et 70 % des tunnels de la SNCF, qu'ils soient ferroviaires ou réservés aux mobilités douces. Leur vieillissement, couplé à des sollicitations extérieures nouvelles – telles que les constructions avoisinantes, les venues d'eau ou les travaux d'aménagement – peut entraîner des désordres variés (fissurations, chutes de matériaux, voire effondrements locaux) et, à terme, altérer leur stabilité.

À la suite de l'accident du tunnel de Vierzy en 1972, la surveillance des tunnels en maçonnerie est devenue un enjeu majeur pour les gestionnaires d'infrastructures. La loi d'orientation des mobilités (n°2019-1428 du 24 décembre 2019) (Journal Officiel, 2019) réaffirme cette exigence, soulignant que la sécurité et la viabilité du réseau sont des priorités absolues. Dans ce cadre, la connaissance du comportement des ouvrages d'art anciens constitue un levier fondamental pour anticiper les opérations de maintenance et optimiser les actions de gestion.

Or, le comportement des ouvrages en maçonnerie est encore à l'étude. La maçonnerie est composée de géomatériaux complexes (pierre, brique, béton, mortier) assemblés dans un appareillage plus ou moins régulier en un matériau composite. Elle est caractérisée par sa forte hétérogénéité, son anisotropie et son comportement non-linéaire. Les tunnels en maçonnerie sont également des ouvrages géotechniques, où le terrain encaissant, bien que difficile à caractériser, joue un rôle essentiel en interaction avec la structure. De plus, s'agissant de constructions existantes, il faut tenir compte du vieillissement de l'ouvrage et de l'évolution de son environnement, sans que ces données soient toujours accessibles. Enfin, compte tenu du grand nombre d'ouvrages à traiter à l'échelle du patrimoine d'un gestionnaire, il n'est pas toujours possible d'entreprendre des études complexes spécifiques à chaque ouvrage.

Dans ce contexte, une meilleure compréhension de la réponse mécanique de ces ouvrages anciens face à l'évolution de leur environnement est nécessaire. Ce travail de thèse s'inscrit dans cette perspective. Il vise à étudier, d'une part, la stabilité structurelle des tunnels en maçonnerie à l'aide d'approches analytiques issues de la théorie du calcul à la rupture, et d'autre part, le comportement en déformation de ces structures à travers un suivi expérimental utilisant la technologie des fibres optiques.

Le **premier chapitre** du manuscrit dresse un état de l'art permettant de mieux comprendre les enjeux autour de l'étude des tunnels en maçonnerie. Après une présentation générale de leur mode de construction et de leur gestion, on s'intéresse aux deux études consacrées aux deux volets de la thèse, à savoir la modélisation des tunnels et des constructions en maçonnerie d'une part et l'instrumentation par fibre optique d'autre part.

Le **deuxième chapitre** est consacré à l'évaluation de la capacité portante résiduelle des tunnels maçonnés. En se fondant sur des hypothèses simplificatrices, mais mécaniquement fondées, une approche cinématique du calcul à la rupture est développée, permettant d'évaluer la stabilité d'une voûte en maçonnerie intégrée dans son terrain encaissant. Cette démarche permet de proposer une expression analytique ou semi-analytique de la stabilité de l'ouvrage, qui dépend des paramètres géométriques de la structure et de résistance mécanique des matériaux.

Le **troisième chapitre** de ce travail étudie l'opportunité de l'instrumentation par fibre optique

pour le suivi des tunnels en maçonnerie. Il s'appuie sur une campagne expérimentale menée sur des maquettes de voûtes enterrées dans leur terrain encaissant. Ce dispositif a pour objectif de proposer une méthode de mesure continue et localisée des déformations, potentiellement transposable *in situ*. Les essais réalisés fournissent à la fois des observations mécaniques sur la cinématique de la voûte testée et des retours pratiques sur les modalités d'instrumentation.

En combinant une approche théorique robuste et une expérimentation ciblée, ce travail ambitionne de contribuer à une meilleure anticipation du comportement des tunnels en maçonnerie, en fournissant aux gestionnaires d'ouvrages des outils d'évaluation et de suivi adaptés aux contraintes actuelles de maintenance.

Chapitre 1

Revue bibliographique

Cette revue bibliographique est structurée en trois grandes sections. La première partie propose une définition des tunnels en maçonnerie, illustrée par l'exemple du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud. Elle présente les techniques de construction traditionnellement employées, les pathologies et désordres fréquemment observés, ainsi que les méthodes usuelles de surveillance et d'auscultation. Cette section se clôt par un retour sur l'accident du tunnel de Vierzy, événement marquant soulignant le rôle central du suivi des ouvrages en maçonnerie dans la gestion des infrastructures.

La seconde partie s'attache à exposer les principales approches de modélisation des tunnels, de la maçonnerie, puis des tunnels en maçonnerie. Ces méthodes sont présentées selon les principes théoriques qui les sous-tendent et leur capacité à rendre compte du comportement structurel de ces ouvrages. Bien que non exhaustive, cette section oriente le lecteur vers les contributions majeures de la littérature, afin de compléter la compréhension des concepts abordés.

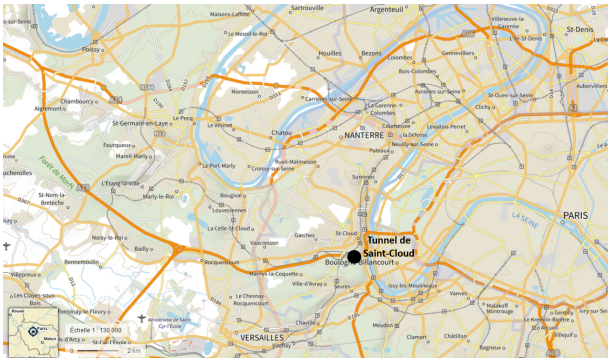
Enfin, la troisième partie s'intéresse au principe de l'instrumentation par fibre optique et à ses applications spécifiques dans le cadre du suivi structurel des tunnels, avec un focus sur les potentialités offertes par cette technologie pour la surveillance des ouvrages existants.

Plan du chapitre

1.1 Construction et suivi des tunnels en maçonnerie 5
1.1.1 Vocabulaire 7
1.1.2 Méthode de réalisation 7
1.1.3 Désordres, pathologies et risques 9
1.1.4 Surveillance 11
1.1.5 Auscultation et diagnostic 12
1.1.6 Accidents et enseignements 14
1.2 Comportement des tunnels en maçonnerie 15
1.2.1 Position du problème 15
1.2.2 Étude des ouvrages souterrains 15
1.2.3 Étude des structures maçonnées 15
1.2.4 Approches empiriques et analytiques 17
1.2.4.1 Principes généraux des méthodes 17
1.2.4.2 Application aux tunnels 17
1.2.4.3 Application à la maçonnerie 21
1.2.5 Approches numériques 24
1.2.5.1 Principes généraux des méthodes 24
1.2.5.2 Application aux tunnels 25
1.2.5.3 Application à la maçonnerie 25
1.2.5.4 Application aux tunnels en maçonnerie 27
1.2.6 Approches expérimentales sur modèles réduits 28
1.2.6.1 Modèles réduits de tunnels à faible profondeur 29
1.2.6.2 Modèles réduits de voûtes en maçonnerie 30
1.2.6.3 Modèles réduits de tunnels en maçonnerie 31
1.3 Instrumentation par fibre optique des ouvrages 34
1.3.1 Principes généraux du fonctionnement 34
1.3.2 Mise en œuvre dans les tunnels 35
1.3.3 Précautions d'installation de l'instrumentation par fibre optique 36
1.3.4 Avantages de l'instrumentation par fibre optique 38
1.3.5 Exploitation des mesures brutes 39
1.3.5.1 Déformations longitudinales 40
1.3.5.2 Déformations en section 42
1.3.6 Des déformations aux déplacements 43
1.3.6.1 Disjonction des voussoirs 43
1.3.6.2 Déplacements en section 47
1.4 Synthèse et conclusion 53

1.1 Construction et suivi des tunnels en maçonnerie

Dans cette thèse on s'appuie sur l'exemple du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud comme cas d'étude (figure 1.1). Le tunnel de Saint-Cloud fait partie de l'autoroute de l'Ouest, aujourd'hui nommée autoroute de Normandie A13 qui relie Paris aux régions situées directement à l'Ouest de la capitale. Le décret du 5 mai 1935 déclare d'utilité publique l'avant-projet de la construction de la « route à grand trafic permettant la circulation à grande distance et de franchir sans difficulté ni retard la zone encombrée de la proche banlieue dans l'ouest parisien ». La solution d'un tunnel a été choisie pour répondre aux contraintes imposées par l'Administration des Beaux-Arts qui refuse la construction d'une route à ciel ouvert dans le parc du Domaine National de Saint-Cloud (De Buffevent, 1941).



(a)



(b)

FIGURE 1.1 – Localisation du tunnel de Saint-Cloud (Géoportail, 2018) (a) et tête du tunnel côté Paris (entrée du tube Nord à droite de l'image) (Google, 2023) (b).

Le tunnel de Saint-Cloud est initié par la construction de son tube Nord en maçonnerie, entre 1936 et 1946, comme décrit à la section 1.1.2. Dans les années 1960, le trafic dense fait du tunnel le point de congestion principal de l'autoroute. L'augmentation du trafic a été permise par la construction du tube Sud en béton mis en circulation en 1976. Depuis la mise en service du tube Sud, dans le sens de circulation Province-Paris, la traversée du tube Nord se fait uniquement dans le sens de circulation Paris-Province (CETU, 1978).

La longueur totale du tunnel à l'axe est de $837,5$ m. Il est composé d'un alignement droit de son PM0 (dit « côté Paris ») au PM655, d'une courbe de rayon 1000 m vers la gauche du PM655 au PM773 puis d'un alignement droit jusqu'à sa tête ouest (dit « côté Province ») (De Buffevent, 1941). En plan, depuis le côté Paris jusqu'au côté Province le tube se compose (figure 1.2) :

- d'une tranchée couverte de $49,0$ m (PM 0-49) ;
- d'un tunnel creusé de $630,5$ m passant sous le jardin du Trocadéro et le parc de Saint-Cloud et divisé en une zone dite du coteau (PM 49-99), une zone dite des carrières (PM 99-180) et une zone courante (PM 180-680) ;
- de deux franchissements SNCF en tranchée couverte sous ponts d'une longueur de $70,0$ m (PM 680-750) ;
- d'un franchissement de la RD185 en tunnel creusé sur $87,0$ m (PM 750-837) ;
- d'une tranchée ouverte de $200,0$ m encadrée par deux murs de soutènement.

La géologie du site est caractéristique du bassin parisien. Depuis la surface on retrouve des marnes et caillasses puis des calcaires grossiers, des fausses glaises et sables d'Auteuil puis des argiles plastiques reposant sur les marnes de Meudon puis de la craie blanche. Les argiles plastiques ne constituent pas un terrain adéquat pour le creusement d'un tunnel, ainsi, le corps de l'ouvrage est situé dans la couche du calcaire grossier et des fausses glaises sus-jacentes.

Les principales difficultés de construction ont été rencontrées du côté Paris où les conditions géologiques et topographiques sont les plus défavorables :

- faible couverture nécessitant la réalisation d'une partie de l'ouvrage à ciel ouvert ;
- présence d'anciennes exploitations souterraines dans le calcaire grossier, la section courante y est adaptée par la construction d'une double voûte comprenant une voûte de décharge en

maçonnerie et une voûte intérieure permettant la continuité du profil dans la partie circulée ;
— passage dans la zone dite du coteau constituée d'éboulis ;
— présence de fausses glaises en radier.

Le site du tube Nord comprend une fracture verticale de plus de 15 m dans le calcaire grossier avec une largeur dépassant par endroits 1 m. Les couches en aval de la fracture présentent un pendage de 20 % dans la direction Paris, la zone est fracturée et on retrouve des blocs de calcaire isolés au milieu des marnes avec de nombreuses poches et failles. La disparition des fausses glaises et le vallonnement de l'argile plastique ont entrainé la chute du profil en long de la nappe dans la zone du coteau. La stabilité de cette zone, ainsi que de celle de la tranchée couverte et d'une partie de celle des carrières, est permise par la réalisation de fondations profondes jusqu'aux marnes de Meudon. Ces fondations sont réalisées en prolongement des piédroits (figure 1.3).

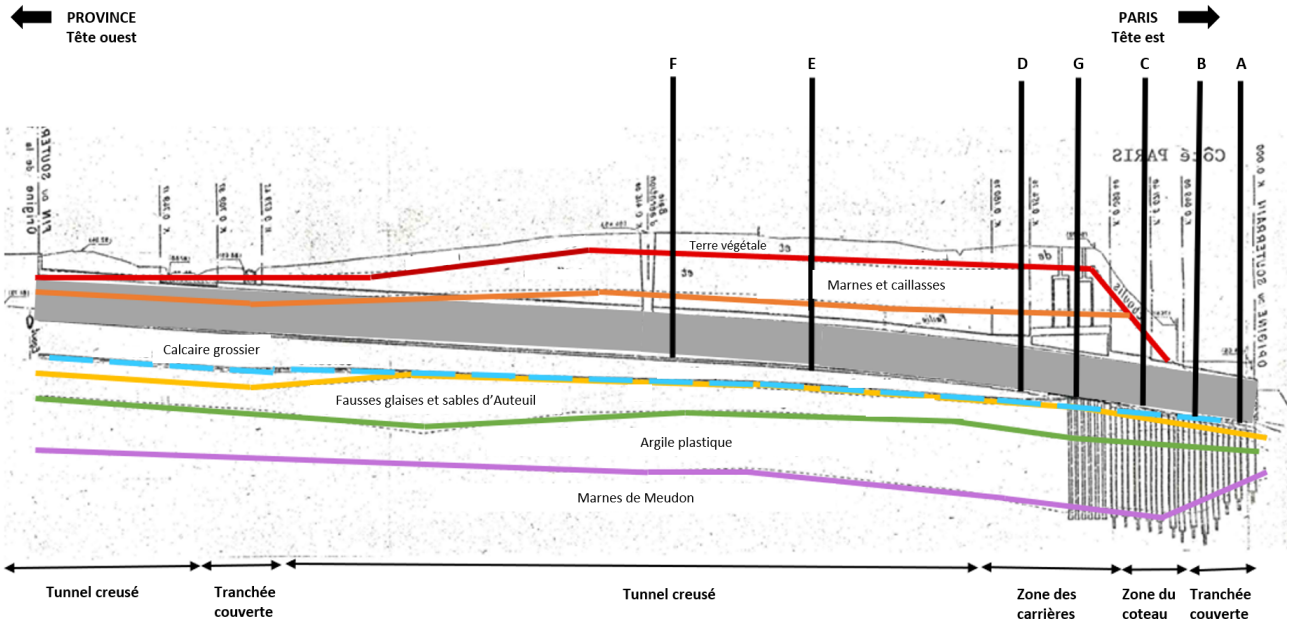


FIGURE 1.2 – Profil en long du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud (image modifiée à partir de De Buffevent (1941)).

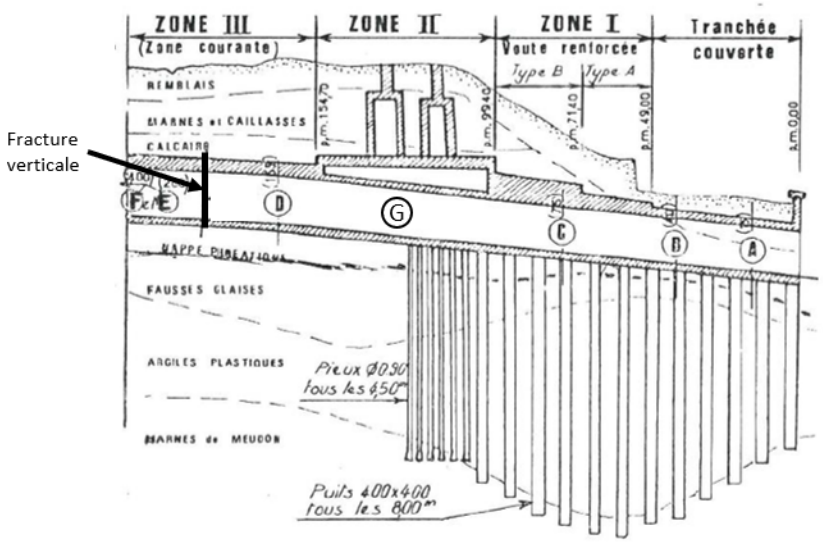


FIGURE 1.3 – Profil en long d'une portion côté Paris du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud (CETU, 1978).

De la maçonnerie de meulière a été construite. Le béton mis en œuvre pour la réalisation des piédroits et du radier est principalement un béton au dosage de 250 $\mathrm{kg \cdot m^{-3}}$ de ciment de laitier avec 425 L de sable sec et 571 L de caillou. Diverses installations ont été nécessaires à la réalisation des travaux : centrales à béton, centrales électriques, ateliers de charpente pour la construction des cintres et le façonnage des bois, ateliers mécaniques pour la réparation sur place des camions et du matériel. Le chantier a mobilisé un effectif total de 800 hommes.

1.1.1 Vocabulaire

Les tunnels en maçonnerie sont composés d'une voûte pour laquelle on distingue la surface intérieure, l'intrados, et la surface extérieure, l'extrados (figure 1.4). La clé de voûte représente le voussoir placé à l'axe de symétrie de la voûte. La voûte est située entre deux piédroits. La partie basse est le radier. L'ensemble voûte, radier et piédroits constitue le revêtement du tunnel. Le rôle du revêtement, ou du soutènement en phase de construction, est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité. La plupart des ouvrages anciens sont revêtus par maçonnerie. Ce type de revêtement repose sur l'exploitation de la résistance élevée à la compression de la pierre constituant la maçonnerie (Idris, 2007).

Dans le cas du tunnel de Saint-Cloud, en section courante, c'est-à-dire au-delà du PM 180, le tube Nord se compose d'une voûte surbaissée en maçonnerie en anse de panier à 3 centres et de piédroits et d'un radier en béton non armé (figure 1.4). L'ouverture entre piédroits est de 17 m, les piédroits ont une épaisseur de 2, 80 m et en clé de voûte la maçonnerie a une épaisseur de 1, 10 m.

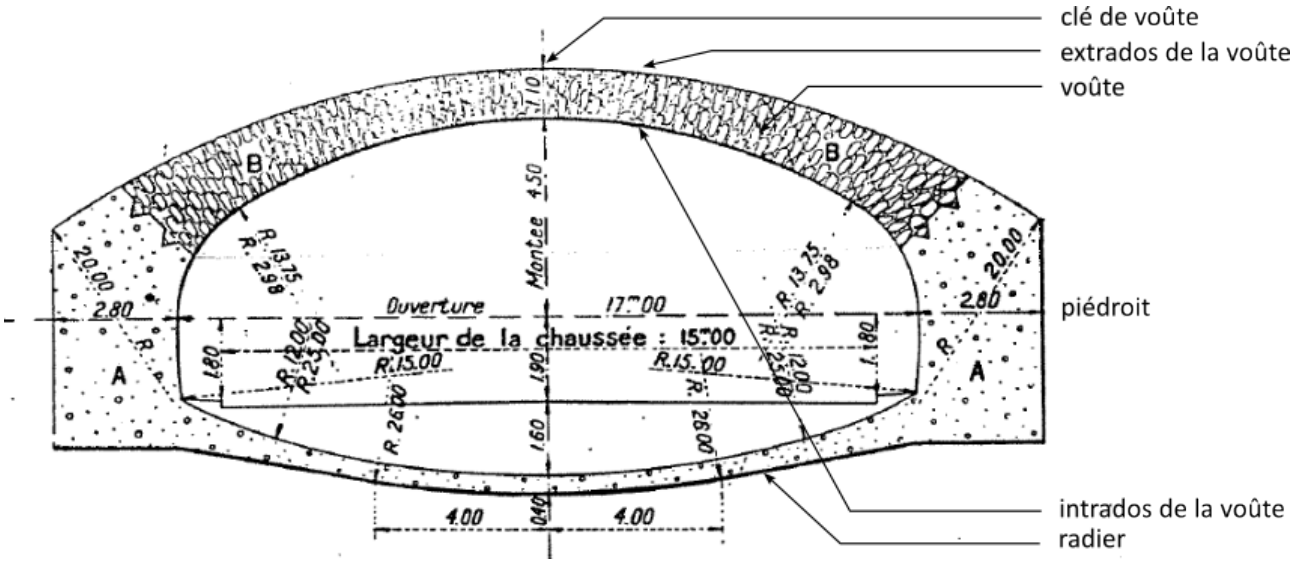


FIGURE 1.4 – Section courante du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud en maçonnerie (De Buffevent, 1941).

1.1.2 Méthode de réalisation

La méthode de réalisation du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud présentée ci-après se base sur le principe de construction dite par galeries boisées. Cette méthode est adaptée à la construction des ouvrages en maçonnerie et a été largement utilisée jusqu'à l'apparition des techniques mécanisées en pleine section ou en section divisée mais sans galerie d'avancement. En outre, il s'agit de la méthode principale utilisée pour la construction des tunnels du métro parisien, constituant une part non négligeable du patrimoine de tunnels en maçonnerie de l'hexagone (Moreno Regan, 2016).

Le processus de construction du tunnel de Saint-Cloud se décompose en la construction de la voûte en maçonnerie prolongée par deux piédroits en béton légèrement incurvés puis par celle du radier en voûte inversée. La figure 1.5 décrit les phases successives de construction comprenant :

— le percement de trois galeries d'avancement soutenues par des éléments de soutènement en bois (1) ;

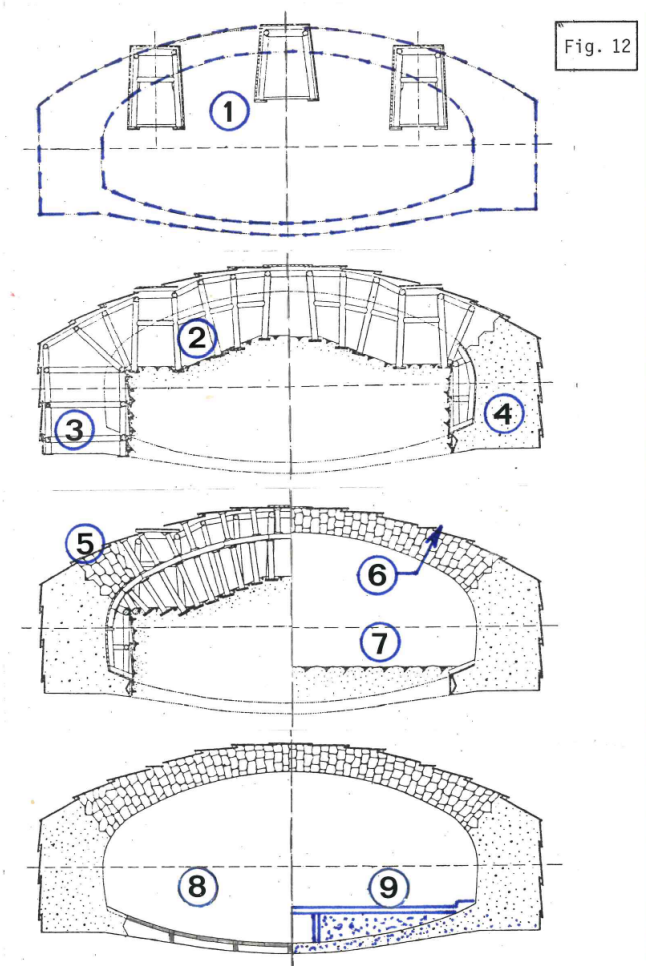


FIGURE 1.5 – Phases de construction d'une section courante du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud, phasage transversal (CETU, 1978).

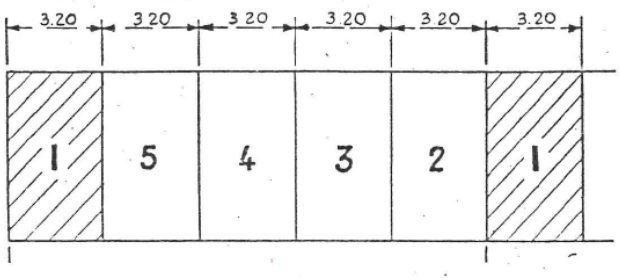


FIGURE 1.6 – Principe des abatages latéraux par tronçons, plots transversaux (CETU, 1978).

— les abattages latéraux par tronçons de voûte séparés sur la longueur de l'ouvrage sur 3, 20 m dans l'axe longitudinal, figure 1.6 (2), le fonçage des piédroits dans le prolongement des abattages (3), le bétonnage des piédroits (4) ;
— l'exécution de la voûte en maçonnerie (5), l'injection de collage par tronçons de voûte exécutée (6), le terrassement du stross (7) ;
— le terrassement et bétonnage du radier par plots (8) et l'exécution de la galerie centrale entre le radier remblayé et la chaussée puis de la chaussée (9) ; ces phases sont réalisées après la construction de la totalité du linéaire par les phases 1 à 7.

Ce processus se base sur une méthode de construction par plots : transversalement on réalise la voûte par tronçons et ensuite longitudinalement on réalise le radier d'un seul bloc. L'avancement se fait avec l'utilisation de coffrages. Le radier n'est pas présent dès le début de la construction. Il n'y a alors pas de liaison mécanique entre les piédroits et le radier qui n'a alors pas de rôle structurel, il s'agit d'un radier de propreté.

Le confinement s'apparente à la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation en présence d'un soutènement. Le déconfinement correspond alors à la décompression qui apparaît lors de l'excavation du terrain. Usuellement, le taux de déconfinement est important au front de taille et induit des tassements car la structure reprend une partie des charges. La méthode par plots, avec une faible longueur longitudinale des plots excavés et la forte rigidité du revêtement mis en place à l'avancement, a l'avantage de limiter le taux de déconfinement du terrain et ainsi les tassements en surface.

Trois galeries d'avancement ont été poussées à la base de puits de service dans les deux directions. Deux attaques en galerie ont été également réalisées à ciel ouvert aux extrémités du chantier, au droit du mur de soutènement du jardin du Trocadéro du côté Paris et sous la RD185 à partir de la fouille de la trémie extérieure du côté Province. La multiplication des points d'attaque a permis l'optimisation de l'avancement du chantier. Les puits ont été rebouchés à la fin des travaux à l'exception du puits central utilisé depuis pour la ventilation.

1.1.3 Désordres, pathologies et risques

Un désordre désigne tout problème touchant un élément ou une partie d'un ouvrage, pouvant apparaître de manière progressive ou soudaine, et traduisant une évolution du comportement de l'ouvrage. Il constitue un symptôme. À la différence du défaut, qui correspond à une imperfection ponctuelle ou récurrente, généralement présente dès la construction, le désordre reflète une altération dans le temps. Les pathologies des tunnels résultent le plus souvent de la combinaison de plusieurs désordres, et plus rarement d'un seul isolé (ITSEOA, 2012). Les principales pathologies rencontrées dans les tunnels en maçonnerie sont résumées à la figure 1.7.

Les pathologies des anciens tunnels maçonnés sont identifiables par différents types de désordres potentiels (AFTES, 2005a; Idris, 2007) :

— fissures structurelles longitudinales, principalement situées en clé de voûte et rarement en reins (figure 1.8a) ;
— fissures structurelles obliques, ces types de fissuration suivent les joints de mortier de la maçonnerie ce qui leur confère un tracé en marches d'escalier traduisant souvent un mouvement tridimensionnel plus complexe avec des efforts de cisaillement voire de torsion sur l'ouvrage (figure 1.8b) ;
— fissures structurelles transversales (figure 1.8b) ;
— phénomène de méplat et de ventre (figure 1.8c), qui peut être le résultat d'une action du terrain encaissant, mais aussi le résultat d'un affaissement dans le temps du revêtement sous son propre poids ;
— ruptures partielles, résultant souvent d'une altération complète de mortier, généralement causée par les venues d'eau (figure 1.8d).

Les désordres observés dans les tunnels ont de nombreuses origines qui se regroupent en trois familles principales (ITSEOA, 2012) :

— environnement : nature, structure et comportement du terrain encaissant, influence de l'eau ;
— construction du tunnel : méthode de construction, choix des matériaux, réalisation, zones structurelles particulières comme les transitions entre structures ;

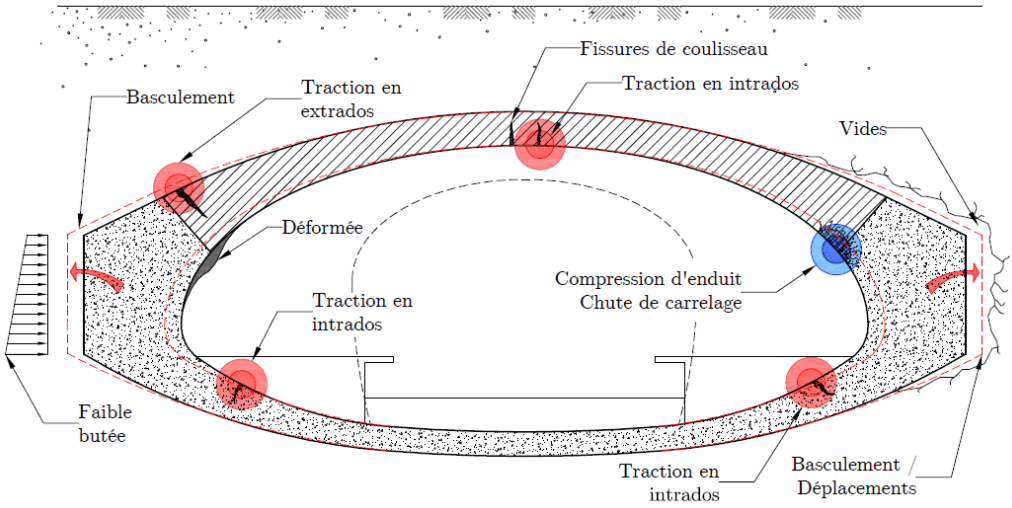


FIGURE 1.7 – Ensemble des pathologies potentiellement présentes dans un tunnel en maçonnerie d'une station de métro (Moreno Regan, 2016).



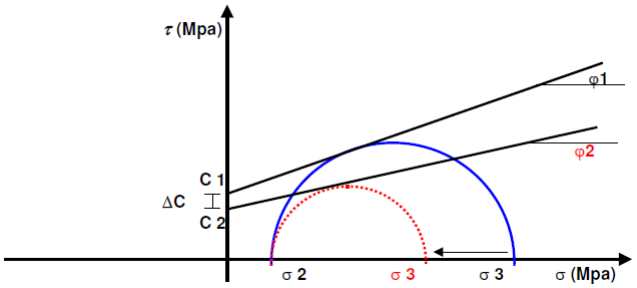
(a) (b)

(c) (d)

FIGURE 1.8 – Exemples de manifestations de désordres (CETU, 2015) : fissure longitudinale consécutive à une déformation de méplat (a), fissure transversale couplée à une fissure oblique (b), ventre de piédroit proche de la ruine (c), effondrement de maçonnerie (d).

— vie de l'ouvrage : manque d'entretien, réparations mal conçues ou mal exécutées, actions du trafic.

Idris (2007), Llanca *et al.* (2011) et Kamel Daca (2013) présentent en détail les processus à l'origine des dégradations dans les roches constituant les blocs de maçonnerie et les joints entre blocs. Il s'agit de processus physiques ou mécaniques comme la variation de l'état de contraintes dans le matériau ou des cycles de température ou de gel-dégel entraînant l'apparition de fissures ; des processus chimiques qui peuvent entraîner la création de vides ou une augmentation de volume ; des processus biologiques comme le développement de végétation dans la structure. Les conséquences de ces différents processus sur les roches conduisent à leur affaiblissement général (figures 1.9a et 1.9b).



(a) Evolution de la cohésion (c) et de l'angle de frottement (φ) du critère de Mohr-Coulomb

Paramètre	Tendance
Module d'Young	–
Coefficient de Poisson	+
Résistance à la compression	–
Résistance à la traction	–
Cohésion	–
Masse volumique	+/–
Perméabilité	+
Degré de saturation	+/–
Porosité	+
Résistance au cisaillement	–
Angle de frottement	–

(b) (+ : tendance à augmenter, - : tendance à diminuer)

FIGURE 1.9 – Évolution des paramètres mécaniques des roches en fonction du temps, selon Idris (2007) (a) et mise en forme par Moreno Regan (2016) (b).

Les risques liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains sont (Idris, 2007) :

— les effondrements, qui peuvent être liés directement à une évolution du comportement du terrain encaissant ou à une défaillance mécanique du système de soutènement, dans notre cas d'étude le revêtement en maçonnerie. Dans les ouvrages situés à faible profondeur un effondrement se produisant dans le tunnel peut éventuellement remonter jusqu'à la surface sous forme de fontis et engendrer des dégâts conséquents ;
— les désordres locaux tels que la chute et le glissement de blocs, les éboulements, les fissurations, le soulèvement de radier, les ruptures et les déformations localisées du soutènement ;
— les inondations, conséquences de l'envahissement d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine ou par une grande quantité d'eau de pluie ;
— les fortes déformations (convergences extrêmes) dues aux pressions excessives du terrain ou des phénomènes d'évolution à long terme (gonflement, fluage, déformations plastiques, contraintes tectoniques) ;
— le tassement en surface ou tassement différentiel, le creusement des ouvrages souterrains urbains dans des terrains meubles engendrant souvent un tassement du sous-sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. Le tassement différentiel s'exprime par des déformations dues à la différence des valeurs de tassements des deux éléments structuraux successifs de l'avoisinant en question.

1.1.4 Surveillance

Afin de s'assurer la performance structurelle au cours du temps des infrastructures, des séries d'inspections, de protocoles de surveillance et d'entretien doivent être effectués. L'efficacité de ces méthodes repose sur leur capacité à détecter rapidement les désordres dans la structure, permettant ainsi leur identification, leur caractérisation et leur traitement. Cette idée est à la base du suivi de la santé structurelle des ouvrages (SHM) (Bado et Casas, 2021). Housner *et al.* (1997) (cité dans Bado et Casas, 2021) définit ainsi la SHM comme « la prise de mesure et l'analyse continue et régulière de paramètres structuraux et environnementaux clés en condition de service de l'ouvrage dans le but de

permettre une alerte rapide en cas de comportement anormal de la structure ».

La méthode de surveillance de tous les types de tunnels routiers est décrite dans le fascicule 40 du guide d'application aux tunnels de l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art (ITSEOA, 2012). Le maître d'ouvrage gestionnaire doit établir, pour chaque composant de la structure du tunnel et pour chaque équipement de génie civil, une périodicité et une méthodologie d'inspection adaptées. Il lui revient également de définir les contraintes d'exploitation assurant la sécurité des intervenants ainsi que la fiabilité de leurs observations, de planifier les interventions nécessaires, et de veiller à une coordination efficace en cas de gestion partagée avec d'autres maîtres d'ouvrage.

La surveillance continue est destinée à déceler un signe évident de désordre, une évolution manifestement anormale ou les conséquences d'un événement imprévu. Le maître d'ouvrage gestionnaire doit établir et faire tenir un relevé permanent d'événements qui consigne les anomalies constatées, les alertes et les suites données, les actions effectuées et les actions d'entretien.

Les actions périodiques de surveillance comprennent des contrôles annuels, des visites d'évaluation et des inspections détaillées périodiques. Le contrôle annuel a pour but de déceler l'évolution manifeste de désordres mentionnés dans les procès-verbaux de visite d'évaluation ou d'inspection détaillée ; constater la présence de désordres graves non décelés précédemment, ou de menaces de désordres graves ; dresser éventuellement la liste des actions d'entretien courant à réaliser. L'inspection détaillée périodique (IDP) constitue le bilan de santé de l'ouvrage. Ce document recense les désordres observés en intrados du tunnel. Les préconisations sont l'organisation de la première IDP 3 ans après l'inspection détaillée initiale, la seconde au plus tard 9 ans après l'achèvement de l'ouvrage puis des IDP successives tous les 6 ans dans le cas général et tous les 3 ans pour les tronçons sensibles ayant traversé des terrains susceptibles d'évolution, ou si la structure a fait l'objet d'adaptations liées à des contraintes de creusement ou de construction dont on veut mieux appréhender le comportement. Le bilan de l'inspection détaillée comprend une cotation établie selon les critères de la démarche Image Qualité des Ouvrages d'Art (IQOA) permettant d'évaluer l'état général de l'ouvrage.

Les conclusions issues des surveillances qui se doivent exhaustives, les échéances particulières ou encore les problématiques spécifiques comme des phénomènes naturels exceptionnels peuvent conduire à une auscultation du tunnel.

1.1.5 Auscultation et diagnostic

« L'auscultation regroupe des méthodes d'investigation destinées à approfondir la connaissance de l'ouvrage et de son fonctionnement » (AFTES, 2005b; ITSEOA, 2012). L'auscultation se compose d'essais permettant d'obtenir des renseignements sur les propriétés mécaniques des matériaux constituant le revêtement et le terrain encaissant. L'évaluation de l'état du tunnel passe également par le suivi de ses déformations, comme la surveillance des ouvertures des fissures, des mouvements du terrain encaissant à l'aide d'inclinomètres ou l'utilisation de capteurs pour mesurer la convergence (figure 1.10). Le comportement vis-à-vis de la convergence est un indicateur majeur de la stabilité d'un tunnel. On distingue :

- les reconnaissances destructives ou semi-destructives : sondages destructifs avec diagraphies instantannées et endoscopie, sondages carottés, fenêtres d'auscultation, mesures de contraintes à l'aide de vérin plat ;
- les reconnaissances non destructives : radar géologique, relevés scanner en lumière visible ou infrarouge, microgravimétrie, ultrasons, impédance mécanique, résistivité électrique, microsismique-réfraction ;
- les auscultations métrologiques : comprenant la topométrie, ensemble des opérations techniques permettant d'établir un réseau de points de mesure adaptés au fonctionnement attendu d'un ouvrage comme le nivellement de haute précision, la profilométrie, les mesures de convergences entre plots scellés aux parois, l'extensométrie en sondage, les mesures de déformation du parement par extensométrie (cordes vibrantes), les mesures fissurométriques (figure 1.11a), les mesures de pression ; et mesures sur les venues d'eau (débit, apparition ou disparition du point d'émergence, charge solide, évolution de la conductivité).

Des techniques innovantes peuvent être utilisées comme l'utilisation d'un endoscope pour la visualisation et la caractérisation du contact entre interfaces (Haddani *et al.*, 2014). Les techniques d'auscultation modernes comme le laser scanning et la photogrammétrie permettent de reconstruire des modèles 3D de la structure. La géométrie du tube et ses équipements sont documentés avec une haute résolution spatiale. Ces technologies utilisent un principe de mesure polaire dans laquelle les angles horizontaux, verticaux et les distances sont convertis en coordonnées cartésiennes (x, y, z) (figure 1.11b). Au contraire, la station totale, utilisant des cibles géodésiques, ainsi que la mesure de convergence à l'aide de fils extensométriques ont pour but d'obtenir de façon très précise la position absolue ou relative d'un point (Buchmayer *et al.*, 2019; Gómez *et al.*, 2020; Bado et Casas, 2021; Monsberger *et al.*, 2022). Le lecteur pourra se référer aux recommandations de l'AFTES (1995) et à Schubert et Moritz (2014) pour une description détaillée de l'utilisation des différentes méthodes mentionnées dans ce paragraphe et des résultats qu'ils fournissent.

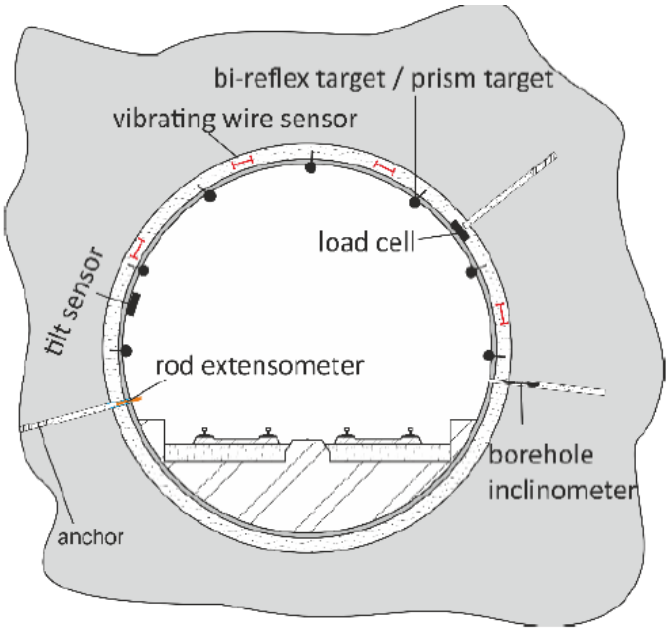
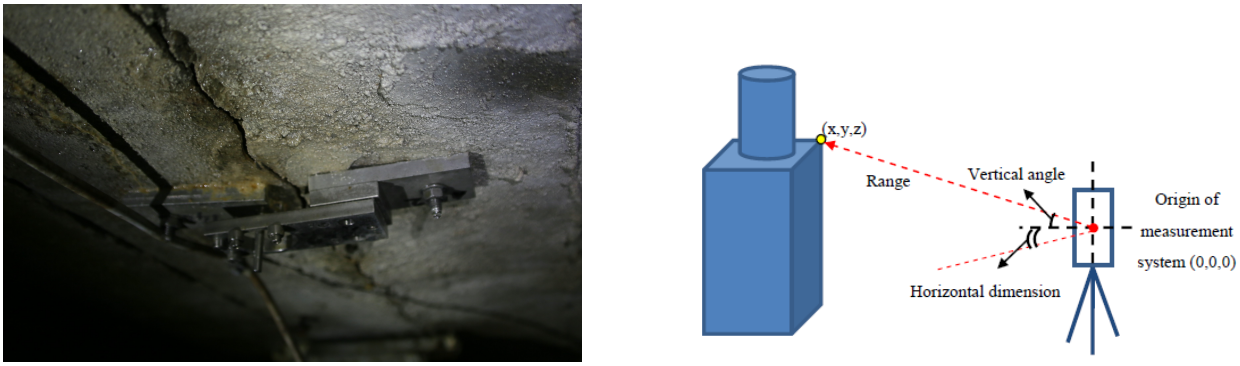


FIGURE 1.10 – Méthodes conventionnelles de suivi des déformations des tunnels (Buchmayer *et al.*, 2019).



(a) (b)

FIGURE 1.11 – Méthodes d'auscultation : fissuromètre (a) (photo prise dans le tube Nord du tunnel de Saint-Cloud) et principe du laser scanning (Chen, 2014) (b).

1.1.6 Accidents et enseignements

L'histoire des ouvrages souterrains comprend des accidents ayant eu des répercussions économiques et des impacts sociaux qui ne doivent pas être négligés. De 1995 à 2005, la perte totale due aux 19 accidents en tunnel recensés (dont 9 en Europe) dépasse les 600 millions de dollars américains et concernent principalement des accidents survenus pendant la phase de construction. Les accidents en phase d'exploitation ont des conséquences économiques et sociales importantes en présence d'usagers (Idris, 2007).

L'événement le plus marquant impliquant un tunnel en maçonnerie est celui de la catastrophe de Vierzy survenue le 16 juin 1972 et ayant entraîné 108 morts et 87 blessés. L'accident est survenu pendant des travaux d'entretien débutés deux mois avant la catastrophe. Cet ouvrage est caractérisé par une longue période de service rythmée par des réparations liées à son ancienneté et à des destructions militaires (Journal Officiel, 1973; Habib, 2010) :

— en 1870, deux tronçons de cinquante et quatorze mètres se sont éboulés ;
— en 1876, le gel a conduit à mener des réparations ;
— en 1914 et 1918, des écroulements ont lieu près de l'effondrement de 1972 ;
— en 1928, le décollement des revêtements superficiels nécessite la réalisation de travaux de réparation ;
— en 1940, deux portions du tunnel se sont effondrées ;
— en 1952, le décollement des revêtements superficiels nécessite la réalisation de travaux de réparation.

Arnould (2010) enquête sur les causes de l'effondrement de 15 m de longueur de voûte maçonnée et de 4 m d'épaisseur de calcaires du Lutétien inférieur (figure 1.12). Il conclut que les dégâts subis par le tunnel durant les guerres ont déstabilisé le terrain encaissant et accéléré la dégradation des moellons en calcaire tendre et gélif du parement conduisant à sa rupture par effondrement.

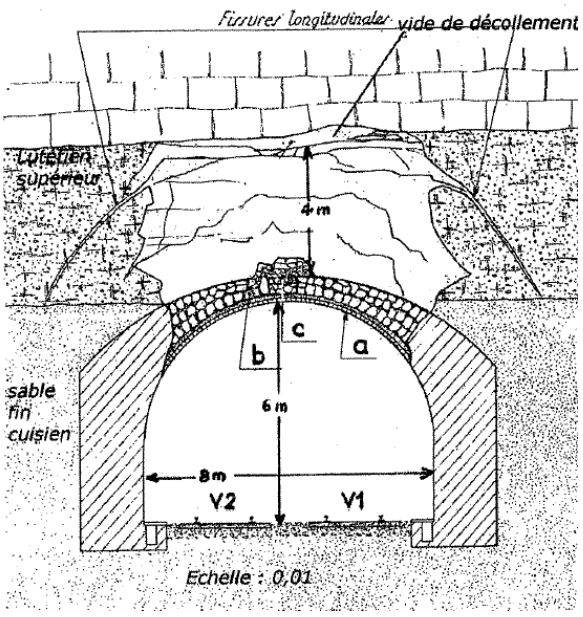


FIGURE 1.12 – Profil en travers et coupe transversale de la cloche d'effondrement du tunnel de Vierzy (Arnould, 2010).

Les causes des désordres rencontrés dans les tunnels comprennent le vieillissement des ouvrages souterrains, les incendies, la mauvaise qualité des terrains, la présence d'eau souterraine, l'erreur d'opération pendant la phase de creusement (Idris, 2007). De manière à optimiser leur surveillance, leur diagnostic et leur entretien, il est important de mieux comprendre le comportement des tunnels en maçonnerie. Cela passe par la modélisation et le suivi de ces ouvrages. La section suivante s'attache à présenter les méthodes de modélisation existantes.

1.2 Comportement des tunnels en maçonnerie

1.2.1 Position du problème

Les tunnels en maçonnerie sont des structures complexes, souvent composées d'une voûte en maçonnerie, reposant sur des piédroits et un radier en béton non armé, encaissées dans un terrain. On trouve une abondante bibliographie sur le comportement des ouvrages souterrains comme sur celui des structures en maçonnerie mais l'étude des tunnels en maçonnerie demeure assez peu explorée. Cette section a pour objectif de décrire les principales caractéristiques des approches de modélisation des tunnels et des structures en maçonnerie.

1.2.2 Étude des ouvrages souterrains

La réalisation d'un ouvrage souterrain au sein d'un massif entraîne une modification du champ de contraintes naturel initial, remplacé par un nouveau champ de contraintes affectant l'ensemble formé par le massif évidé et son revêtement. Il est alors essentiel de garantir la stabilité des équilibres successifs, tant durant les travaux qu'après leur achèvement, tout en veillant à limiter les déformations cumulées. L'équilibre de l'ouvrage souterrain dépend en particulier (AFTES, 1976) :

— de l'état initial des contraintes dans le terrain ;
— des caractéristiques physiques et des lois de comportement du terrain encaissant ;
— des phases d'exécution et de leur déroulement dans le temps ;
— des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et de revêtements introduits à la surface du souterrain et de la nature de leur contact avec le terrain ;
— des conditions d'utilisation de l'ouvrage.

Les difficultés de calcul pour le dimensionnement du revêtement sont principalement liées à la connaissance incomplète de l'état d'équilibre initial, la difficulté à quantifier les discontinuités du terrain, la méconnaissance et/ou la difficulté d'introduction des lois de comportement du terrain et des conditions d'exécution des travaux.

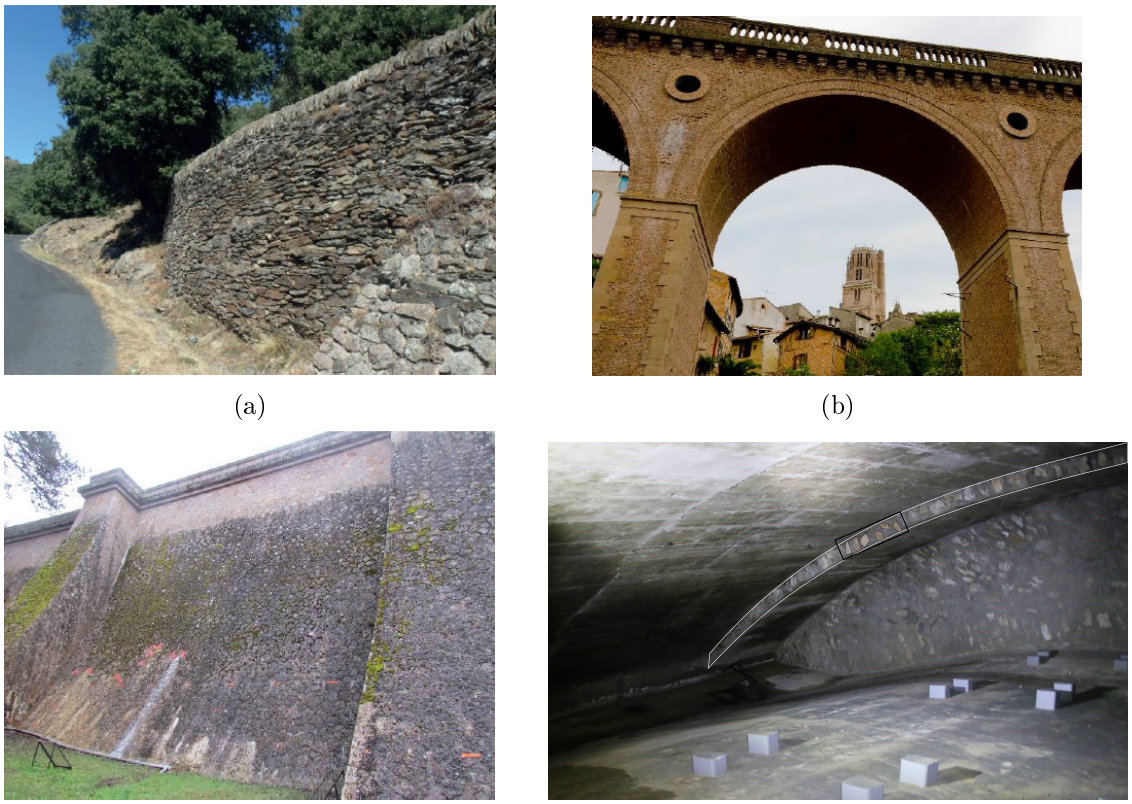
D'après AFTES (1976), la détermination des caractéristiques du revêtement d'un ouvrage souterrain ou la vérification de sa stabilité est l'un des exercices les plus difficiles à aborder. L'appréciation, le jugement et l'expérience de l'ingénieur sont, ici encore plus qu'ailleurs, nécessaires pour compenser l'absence de règles dans le dimensionnement de ces ouvrages. L'existence de solutions explicites au problème de l'équilibre d'un massif excavé et de son soutènement se limite à des géométries simples de l'ouvrage et un comportement simplifié du matériau, cependant la connaissance de ces solutions est utile dans les cas concrets et permet de mieux comprendre le comportement réel du massif et du soutènement (Bouvard-Lecoanet *et al.*, 1988).

1.2.3 Étude des structures maçonnées

La « maçonnerie » désigne la technique de construction consistant à assembler des blocs (pierre, terre cuite ou crue, béton...) à l'aide d'un liant (chaux, ciment...) ou non (Bouvet-Agnelli *et al.*, 2021). Il recouvre une grande diversité de matériaux, compte tenu de la diversité de ses constituants et de leurs arrangements appelés appareillages (figure 1.13). Cette diversité de matériaux constitutifs, couplée à la complexité de leur comportement mécanique et leur assemblage en un matériau composite et hétérogène, rendent difficile la modélisation de la maçonnerie. Il en résulte un matériau au comportement non-linéaire qui peut être appréhendé à trois échelles d'études pertinentes représentées à la figure 1.14 (Lourenco, 1996; Acary, 2001; Moreno Regan, 2016; Venzal, 2020) :

— l'échelle *microscopique*, dans laquelle le bloc, le joint et l'interface constituant la maçonnerie sont décrits explicitement ;
— l'échelle *mésoscopique*, ou échelle *microscopique simplifiée*, dans laquelle le joint est réduit à une interface reliant les blocs entre eux ;
— l'échelle *macroscopique*, dans laquelle la maçonnerie est considérée comme homogène et continue.

Le choix de la représentation du matériau dépend de l'objectif de l'étude, du type de comportement étudié, de la précision souhaitée ou encore des contraintes de temps de calcul et de complexité de mise en place du modèle de calcul.



(a) (b)

(c) (d)

FIGURE 1.13 – Diversité de matériaux, d'appareillage, de construction de la maçonnerie d'après les illustrations de Bouvet-Agnelli *et al.* (2021)(a,b,c) et appareillage de la maçonnerie dans le tube Nord du tunnel de Saint-Cloud (d).

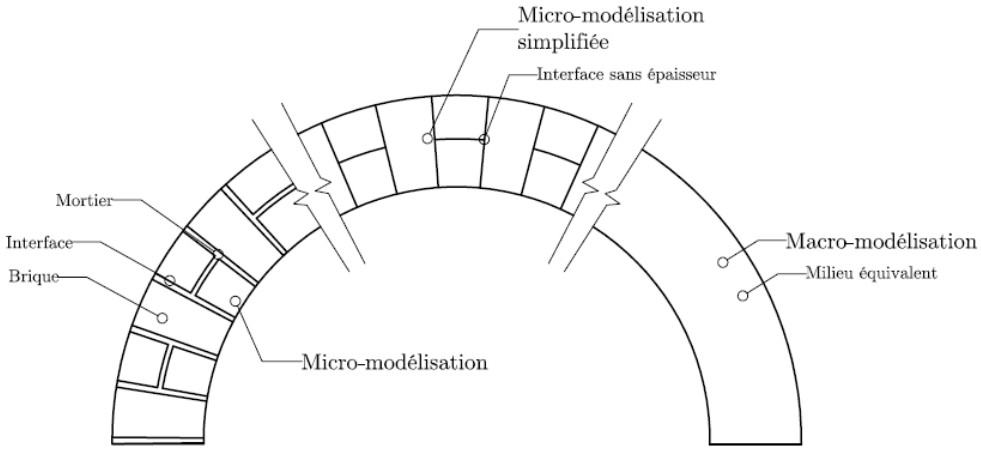


FIGURE 1.14 – Approches pour la modélisation des structures en maçonnerie (Moreno Regan, 2016).

La modélisation des structures en maçonnerie fait l'objet de nombreuses études et recherches, notamment pour mieux appréhender le comportement des monuments historiques. Pour plus d'information, le lecteur est invité à consulter Acary (2001); Roca *et al.* (2010); D'Altri *et al.* (2019); Venzal (2020).

Cette section présente les principaux travaux consacrés aux tunnels, voûtes maçonnées et tunnels en maçonnerie, en les classant en fonction de la méthode de calcul retenue :

- les *approches empiriques*, qui proposent des règles de dimensionnement ou de recalcul en se basant sur des raisonnements géométriques et issus de l'expérience ;
- les *approches analytiques* comprenant le calcul à la rupture qui évalue la stabilité de la structure en se basant sur la compatibilité entre l'équilibre et le critère de résistance du matériau constitutif, l'analyse limite qui intègre également la loi de comportement du matériau ;
- les *méthodes numériques* et en particulier la méthode aux éléments finis (MEF) et la méthode aux éléments discrets (MED) ;
- les *modèles réduits*, qui permettent de décrire le comportement d'un système simplifié dont l'ensemble des paramètres peut être contrôlé.

1.2.4 Approches empiriques et analytiques

1.2.4.1 Principes généraux des méthodes

Les méthodes empiriques et analytiques sont généralement destinées au dimensionnement ou à l'évaluation de la stabilité d'un système. Basées sur l'observation et le retour d'expérience, les méthodes empiriques sont rapides d'utilisation et économiques mais ne suffisent pas à vérifier seules la stabilité d'un ouvrage. Aussi doivent-elles être utilisées avec prudence, l'idéal étant d'appliquer simultanément plusieurs méthodes et d'en confronter les résultats (AFTES, 1993; Idris, 2007).

1.2.4.2 Application aux tunnels

Le dimensionnement empirique des ouvrages souterrains se base sur la classification des massifs rocheux et se décline selon les paramètres géotechniques pris en compte. La difficulté de ces méthodes réside dans la détermination de la classification des terrains la plus adaptée pour en déduire le mode et la quantité de soutènement nécessaire à la stabilité de l'ouvrage. Le Rock Quality Designation (RQD), qui classe les roches selon leur qualité à partir des observations faites sur des échantillons prévelés par un sondage carotté, est une de ces méthodes.

Les paramètres liés au calcul du revêtement et dont la prise en compte est possible dans les méthodes de calcul existantes sont :

- les paramètres relatifs au terrain encaissant (géométrie du massif, caractéristiques géotechniques et mécaniques des principales formations, contraintes géostatiques du massif encaissant, charges hydrostatiques et hydrodynamiques) ;
- les paramètres définissant l'ouvrage (paramètres géométriques, caractéristiques mécaniques du revêtement, procédés de construction, conditions le long de la surface de contact entre le terrain et le revêtement, conditions d'utilisation de l'ouvrage).

D'après Bouvard-Lecoanet *et al.* (1988), les méthodes empiriques les plus utilisées sont les recommandations de l' AFTES (1993), la méthode de Bienawski et celle de Barton. Elles permettent une sélection du type de soutènement et peuvent s'accompagner d'une proposition de son dimensionnement. Ces méthodes ayant un principe similaire, on se limitera à la présentation de la méthode de Terzaghi. On présente également la méthode des réactions hyperstatiques et les méthodes basées sur la théorie de l'analyse limite et du calcul à la rupture portant sur l'analyse de la stabilité ; ainsi que la méthode convergence-confinement tenant compte des déformations et de l'interaction terrain-structure.

Méthode empirique de Terzaghi. Les premières méthodes de dimensionnement des tunnels considèrent que le soutènement doit supporter le poids d'un volume de terrain décomprimé en voûte situé à l'intérieur d'une zone en forme de cloche (figure 1.15a). Les dimensions de cette cloche sont déterminées par des formules empiriques basées sur l'expérience acquise et une classification des milieux rocheux basées sur des observations qualitatives définissant un coefficient K (Bouvard-Lecoanet *et al.*, 1988).

La hauteur de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est donné par la formule :

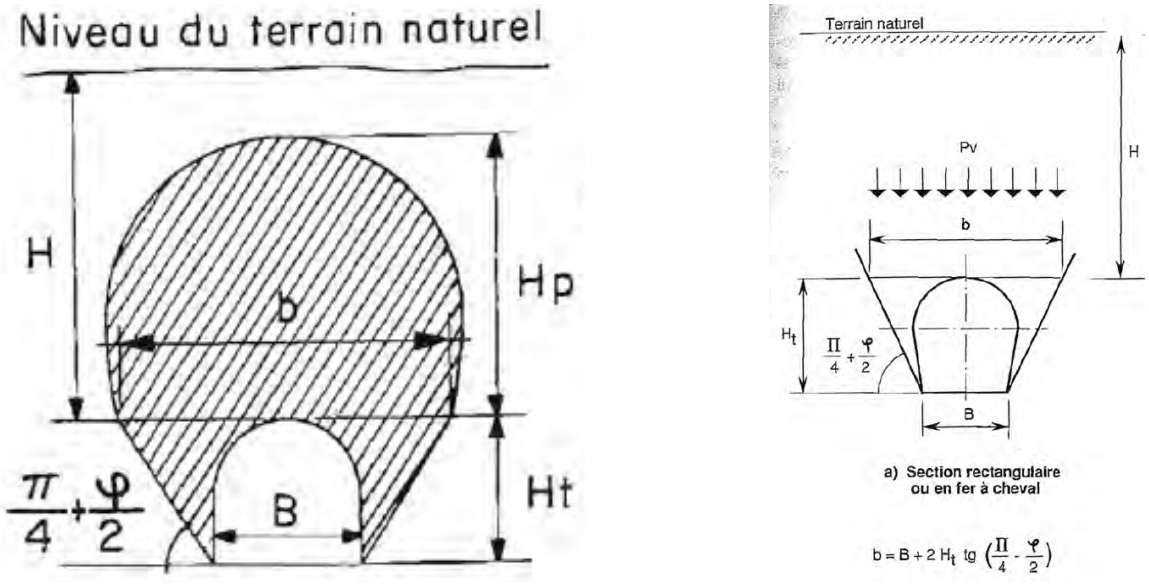
$$H_p = K(B + H_t) \tag{1.1}$$

La pression verticale sur le soutènement P_v (figure 1.15b) est inférieure à la contrainte géostatique et peut être calculée à partir de la formule de Terzaghi (1946) :

$$P_v = \frac{b\left(\gamma - \frac{2c}{b}\right)}{2\tan\varphi}\left[1 - exp\left(-\frac{2H\tan\varphi}{b}\right)\right] \tag{1.2}$$

avec H_p la hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale, B la largeur du tunnel, H_t la hauteur du tunnel, γ le poids volumique du terrain, c sa cohésion et φ son angle de frottement. L'ensemble des paramètres géométriques sont reportés aux figures 1.15.

Cette méthode est applicable aux tunnels situés à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieure à $1,5(B + H_t)$. Si la hauteur de couverture H est inférieure à la largeur b de la zone décomprimée alors la zone décomprimée affleure en surface et Bouvard-Lecoanet *et al.* (1988) recommande de prendre $P_v = \gamma H$, annulant les effets de voûte, la totalité du poids des terres étant appliqué à l'ouvrage à faible profondeur.



(a) (b)

FIGURE 1.15 – Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (a) et pression agissant verticalement en voûte de tunnel (b) d'après Terzaghi (1946) et mis en forme par Bouvard-Lecoanet *et al.* (1988).

Calcul des revêtements aux réactions hyperstatiques. Les efforts et les déformations du revêtement sont calculées en assimilant le tunnel à une structure de barres s'appuyant sur des ressorts. Cette méthode considère uniquement le revêtement soumis à des actions extérieures (surcharges, poussée du terrain) et à des réactions (butée du terrain). Les premières, dites charges actives sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement et agissent directement sur le soutènement. Elles dépendent de la profondeur de l'ouvrage, de ses dimensions et surtout de la qualité du terrain. Elles peuvent être déterminées, pour les tunnels peu profonds, à l'aide du modèle de Terzaghi (1946) (équation (1.2) et figure 1.15b).

Les réactions de butée du terrain sont appelées charges passives ou réactions hyperstatiques. Elles existent dans les endroits où la déformation du terrain se fait vers l'extérieur du tunnel (figure 1.16). Le calcul des charges actives et du module de réaction prend en compte, directement ou non, l'état initial de contrainte du massif, la nature du contact terrain-revêtement et les caractéristiques physiques et mécaniques qui conditionnent sa déformation à l'exception des caractéristiques purement physiques du terrain. Elles dépendent de la déformation du terrain suivant :

$$q = Ku \tag{1.3}$$

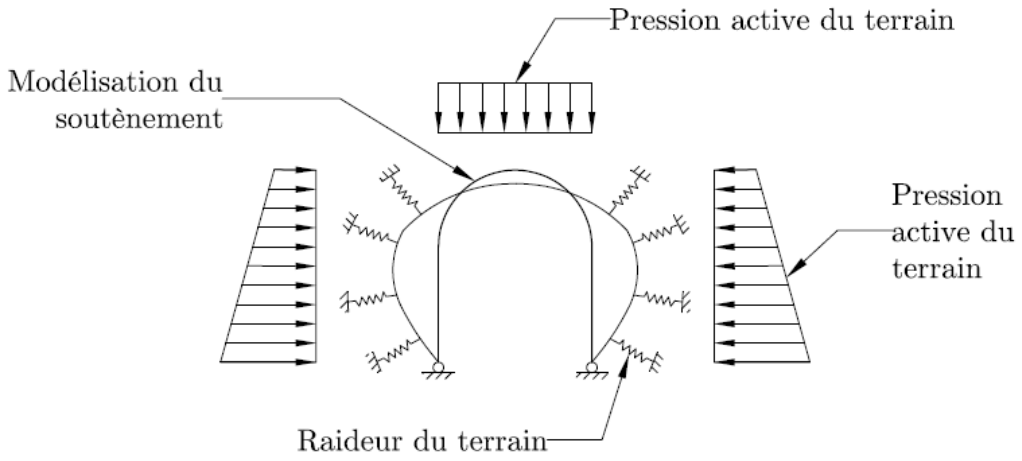


FIGURE 1.16 – Schématisation de la méthode des réactions hyperstatiques, d'après Bouvard-Lecoanet *et al.* (1988) et mis en forme par Moreno Regan (2016).

avec q la réaction hyperstatique, u le déplacement du contact soutènement-terrain vers l'extérieur du tunnel (divergence du revêtement) et K le coefficient de raideur du terrain. Ce coefficient dépend des caractéristiques du terrain, de la surface sur laquelle agissent les charges passives et de la forme de l'excavation. Il est difficile à évaluer pour d'autres cas que celui du tunnel circulaire dans un milieu homogène élastique. Cette méthode ne permet pas d'estimer les déformations du terrain. La prise en considération des phénomènes liés à la décompression, au soutènement ou à l'exécution par parties ne peut se faire que de façon très imparfaite.

Cette méthode de calcul se décline en plusieurs versions variant par le mode de détermination des charges actives, du module de réaction et des charges passives. Cette méthode présente l'avantage d'un maniement facile. L'approximation fondamentale de cette méthode consistant à synthétiser l'action du terrain encaissant au moyen de forces actives et passives est d'autant moins préjudiciable que la participation relative du terrain à la stabilité de l'ensemble terrain-revêtement est faible. Ainsi, s'agissant d'un revêtement très rigide dans un sol peu résistant et sous faible couverture, les résultats obtenus sont similaires à ceux donnés par une méthode utilisant un modèle numérique (AFTES, 1976; Berthoz *et al.*, 2020). Cette méthode est ainsi utilisée couramment comme approximation dans le cas des ouvrages construits en terrain meuble ou en rocher fracturé sous faible couverture et avec des soutènements traditionnels lourds comme la maçonnerie. Il faut toutefois veiller à être parfaitement informé des hypothèses que la version de la méthode sélectionnée contiennent, notamment en ce qui concerne la transmission des charges actives et passives de part et d'autre de la surface de contact terrain-revêtement.

Analyse limite et calcul à la rupture. Parmi les approches analytiques, l'analyse limite et le calcul à la rupture sont deux méthodes qui fournissent le chargement maximal supportable par une structure en imposant la compatibilité entre l'équilibre de la structure et le critère de plasticité, dans le cas de l'analyse limite, ou de résistance, dans le cas du calcul à la rupture, du matériau constitutif (Salençon, 1983). Ces méthodes apportent ainsi une réponse aux problèmes de dimensionnement et de vérifications de stabilité à l'état limite ultime, dans le domaine de la géotechnique ou du calcul des structures métalliques, en béton ou en maçonnerie notamment. La méthode du calcul à la rupture définie par Salençon (1983) est détaillée au paragraphe 2.1.

Caquot et Kerisel (1956) proposent une approche statique pour la détermination de la contrainte radiale agissant en clé de voûte. Atkinson et Potts (1977) et Davis *et al.* (1980) proposent une approche cinématique de la stabilité d'une excavation circulaire dans un terrain encaissant cohérent-frottant ou purement cohérent respectivement. Leurs résultats sont en particulier démontrés dans le chapitre 2 de ce document.

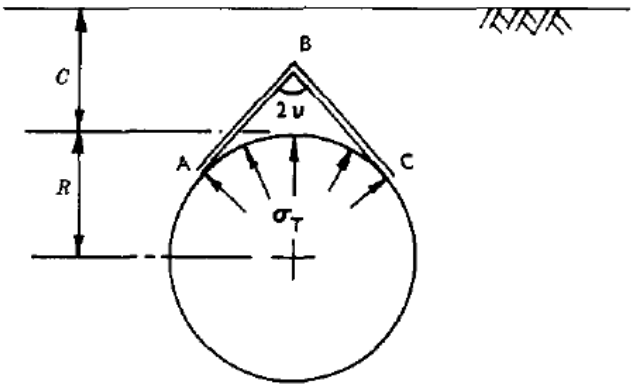


FIGURE 1.17 – Mécanisme de rupture proposé par Atkinson et Potts (1977) d'une excavation circulaire dans un terrain cohérent-frottant.

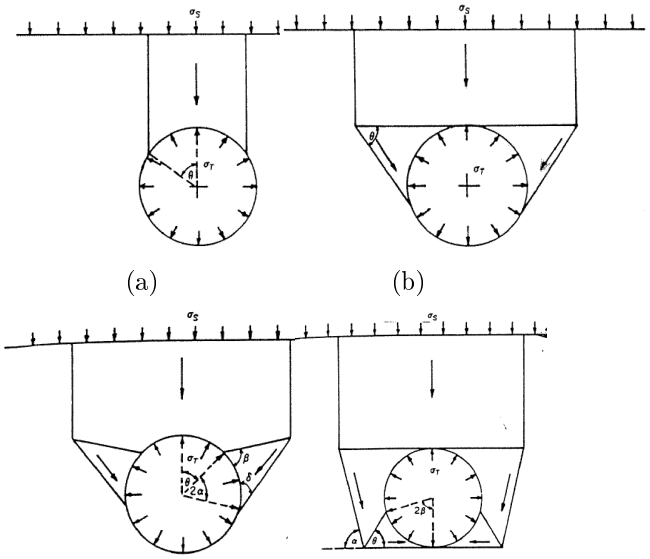


FIGURE 1.18 – Mécanismes de rupture proposés par Davis *et al.* (1980) d'une excavation circulaire dans un terrain purement cohérent.

Convergence-confinement. La méthode classique de dimensionnement des tunnels, convergence-confinement est définie par Panet et Sulem (2022). Cette méthode considère le massif encaissant non seulement comme une source externe de chargement mais part de l'idée qu'il joue un rôle actif dans son propre soutènement. L'équilibre final est le résultat de l'interaction sol-structure, qui dépend des résistances et raideurs relatives du terrain et du soutènement, de l'état de contrainte initial et de l'instant de pose du soutènement.

Le problème 3D de l'interaction massif-soutènement peut se ramener à un problème 2D en déformation plane, dont le traitement simplifié se réduit à un problème 1D dans le cadre des hypothèses essentielles de la méthode convergence-confinement (AFTES, 2002; Subrin, 2002; Panet et Sulem, 2022) :

— massif homogène, élastique et isotrope ;
— état initial des contraintes géostatique, homogène et isotrope ;
— tunnel profond pour négliger la variation de contrainte initiale sur la hauteur de la galerie ;
— section circulaire.

Le concept central de la méthode repose sur l'équilibre entre la convergence du massif (déformation radiale vers l'intérieur du tunnel) et le confinement exercé par le soutènement (pression radiale qui se développe à l'interface entre le terrain et le soutènement). Avant l'installation du soutènement, le massif subit des déformations dues au relâchement des contraintes initiales. La mise en place du soutènement introduit une pression de confinement qui limite ces déformations. L'objectif est de déterminer le point d'équilibre où les déformations du massif sont compatibles avec la capacité de résistance du soutènement. Le calcul repose sur l'application en paroi de forces de déconfinement, qui contribuent à la convergence de l'excavation et sont égales à une fraction des forces qui étaient exercées par le terrain excavé sur le terrain resté en place ; la fraction en question est associée à un coefficient noté λ et appelé taux de déconfinement (figure 1.19).

La méthode consiste à appliquer aux parois de l'excavation la contrainte :

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0 \tag{1.4}$$

avec σ_0 la contrainte naturelle dans le massif.

Le point d'intersection de deux courbes caractéristiques (courbe de convergence et courbe de confinement) indique l'état d'équilibre, définissant la convergence finale du tunnel et la pression que le soutènement doit supporter (figure 1.19). L'estimation précise de l'état d'équilibre nécessite néanmoins

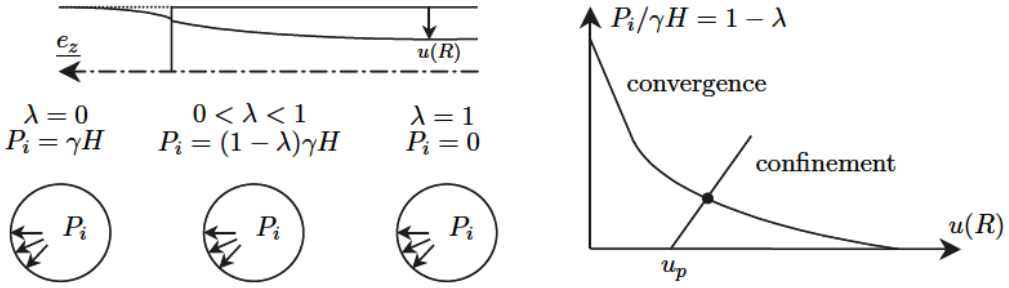


FIGURE 1.19 – Principe de la méthode convergence-confinement (Subrin, 2002).

des analyses tridimensionnelles détaillées, surtout pour des tunnels de forme non circulaire ou à faible profondeur.

1.2.4.3 Application à la maçonnerie

Approches historiques On trouve des études portant sur la stabilité des voûtes en maçonnerie dès le XVIIe siècle, à partir de considérations d'équilibre sur des voûtes constituées de voussoirs sans frottement entre eux.

En 1712, La Hire observe qu'une arche qui est à la limite de stabilité se rompt en trois morceaux, les joints de rupture étant situés environ à égale distance de la clé et que la résultante des efforts sur ces joints est tangente à l'intrados de la voûte (Delbecq, 1982).

Coulomb (1773) introduit un mécanisme de ruine par glissement le long d'un joint, satisfaisant au critère de frottement sec dit de Coulomb, et un mécanisme de ruine par rotation des blocs les uns par rapport aux autres.

En 1840, Méry développe une théorie de l'équilibre des voûtes en berceau en considérant que la maçonnerie n'a pas de résistance à la traction et une résistance finie à la compression, avec un mécanisme de défaillance par rotation des blocs, mais en imposant à l'avance l'endroit de formation des rotules (Méry, 1840; Fantin, 2014; Moreno Regan, 2016). Cette théorie permet la mise au point de l'épure de Méry, une méthode graphique classique utilisée pour l'analyse des voûtes en maçonnerie. Elle permet de déterminer la ligne de pression à l'intérieur de la structure qui vérifie la stabilité de la voûte. Elle repose sur le principe de l'équilibre limite, en encadrant le champ des pressions par deux états extrêmes : l'un supposant une pression nulle sur la génératrice à l'extrados, l'autre considérant une pression nulle sur la génératrice à l'intrados. Cette approche permet de tracer une zone d'incertitude à l'intérieur de laquelle doit se situer la ligne de pression réelle, assurant ainsi une conception sécuritaire de la voûte. L'intérêt de l'épure de Méry est qu'elle permet une vérification rapide et visuelle de la stabilité d'une voûte, sans passer par des calculs complexes. Toutefois, elle présente des limites : elle repose sur des hypothèses simplificatrices, comme l'homogénéité des matériaux ou la répartition uniforme des charges, et ne prend pas en compte certains phénomènes comme les déformations différées des matériaux.

Moreno Regan (2016) ajoute les méthodes de Suquet, Terzaghi et Széchy aux méthodes de dimensionnement des tunnels en maçonnerie situés à faible profondeur.

Delbecq (1982) propose une synthèse détaillée des méthodes historiques d'évaluation de la stabilité des voûtes en maçonnerie. Il conclut que Coulomb présente une analyse de la stabilité des voûtes satisfaisante qu'il n'est possible que d'affiner.

Analyse limite et calcul à la rupture En 1966, Heyman applique les principes du calcul à la rupture à l'étude de la stabilité des voûtes maçonnées. Il formule pour cela trois hypothèses fondamentales qui seront à la base de nombreux travaux par la suite :

— la maçonnerie n'a aucune résistance à la traction ;
— la maçonnerie a une résistance illimitée à la compression ;
— aucun glissement ne peut avoir lieu dans la maçonnerie.

La démarche consiste ensuite à imposer les conditions d'équilibre de la structure puis à construire une ligne de poussées et enfin à vérifier si celle-ci reste à l'intérieur de l'arche étudiée (figure 1.20). Si cette ligne entre en contact avec l'intrados ou extrados de la voûte, il y a une possibilité de rotation d'un voussoir par rapport à l'autre. Si un ensemble de rotules suffisant est créé pour former un mécanisme, l'arche devient instable. C'est ce raisonnement qui à la base des développements qui ont été implantés dans le logiciel RING dédié à la stabilité des voûtes en maçonnerie (Gilbert, 2001).

Delbecq (1982) met en œuvre une approche par l'extérieur du calcul à la rupture pour étudier la stabilité des voûtes en maçonnerie, en particulier des ponts (figure 1.21). La voûte est considérée comme encastrée à ses extrémités. Il reprend l'hypothèse de résistance à la traction nulle de Heyman. Néanmoins, il considère que la maçonnerie a une résistance à la compression finie et que l'interface entre les blocs de la voûte obéit à un critère de frottement sec de Coulomb, avec une cohésion nulle. La procédure consiste à découper la voûte en blocs et à vérifier pour chaque section que les contraintes respectent les équations d'équilibre de la structure et les capacités de résistance du matériau. On vérifie graphiquement qu'il existe au moins une ligne de centres de pression associée aux joints qui satisfasse les critères de résistance vis-à-vis de l'effort normal, de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Delbecq (1982) définit le coefficient de rupture, comme le rapport du chargement extrême pour lequel la voûte est à l'état limite de l'instabilité et du chargement réel. Si ce coefficient est supérieur à 1, la voûte est théoriquement potentiellement stable, en revanche s'il est inférieur à 1, la voûte est certainement instable. Ces travaux ont été implémentés dans le logiciel VOUTE.

Le logiciel OPTUM G2 (Optum CE, 2024) repose sur une formulation par éléments finis utilisant les principes de l'analyse limite, permettant de déterminer directement les charges ultimes d'une structure. Deux formulations duales sont disponibles : l'approche cinématique, fondée sur la maximisation du travail externe admissible, et l'approche statique, qui repose sur la minimisation de l'énergie de dissipation dans un champ de contraintes en équilibre. Ces formulations, basées sur une modélisation convexe du problème, assurent une convergence rapide vers des bornes optimales de la charge limite. Comme exposé par Bleyer (2015), ces méthodes sont particulièrement pertinentes lorsque les incertitudes sur les caractéristiques des matériaux - courantes en milieu souterrain - limitent la fiabilité des approches incrémentales. OPTUM G2 intègre des lois de comportement classiques (Tresca, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager) et permet la modélisation de discontinuités (joints, interfaces) grâce à des éléments cohésifs.

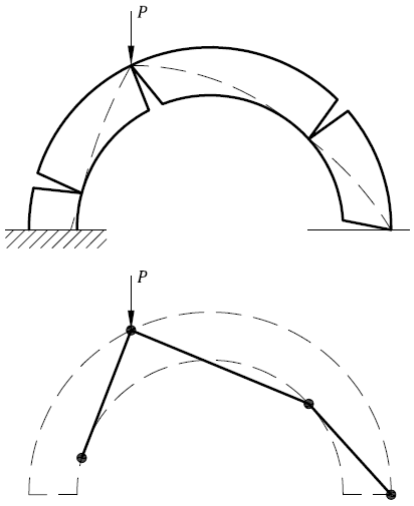


FIGURE 1.20 – Effondrement d'une arche circulaire sous une charge ponctuelle par formation de quatre rotules d'après Heyman (1966), tiré de Moreno Regan (2016).

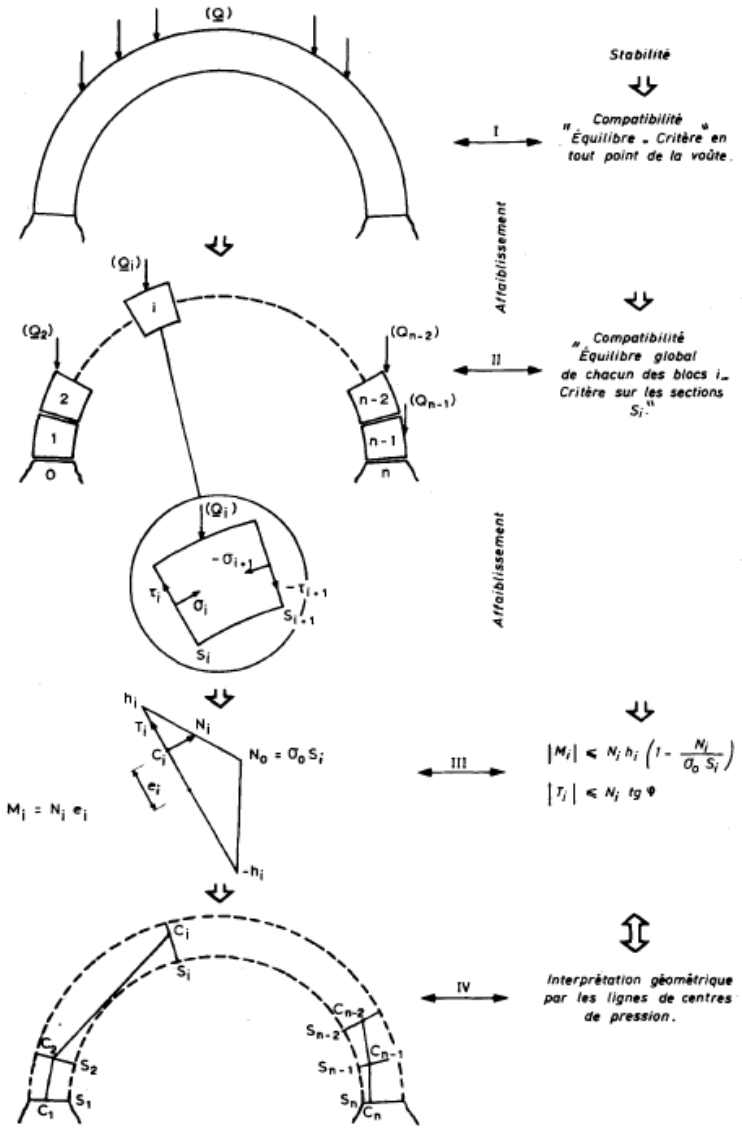


FIGURE 1.21 – Etapes du raisonnement implanté par Delbecq (1982) dans le logiciel VOUTE.

1.2.5 Approches numériques

La modélisation numérique regroupe les méthodes des éléments finis, des éléments frontières, des différences finis, des éléments discontinus et des éléments distincts ou discrets (Idris, 2007). Les méthodes les plus couramment utilisées sont les éléments finis et les éléments discrets. On présente leurs principes en se basant sur les descriptions faites dans Venzal (2020).

1.2.5.1 Principes généraux des méthodes

Modélisation par éléments finis L'objectif de la méthode aux éléments finis est de déterminer une fonction, solution d'une équation aux dérivées partielles dans un domaine donné et pour des conditions limites données. Une modélisation par la méthode des éléments finis peut se décomposer en plusieurs étapes :

— la définition de la *géométrie* et du *maillage* ;
— l'implémentation de la *loi de comportement* ;
— l'application des *conditions aux limites*, *conditions initiales* et des *sollicitations* ;
— la *résolution* du problème discrétisé ;
— le post-traitement.

La *résolution* du problème discrétisé revient à résoudre l'équation :

$$\{F\} = [K]\{U\} \tag{1.5}$$

avec $\{F\}$ la matrice des champs de sollicitations aux nœuds, $[K]$ la matrice de rigidité et $\{U\}$ la matrice des déplacements aux nœuds.

Différentes lois de comportement des matériaux peuvent être explorées en fonction de l'objectif et des moyens de l'étude, d'un comportement élastique linéaire à un comportement non-linéaire, incluant endommagement et/ou plasticité. Le matériau est généralement considéré comme homogène ou homogénéisé, en recourant à une méthode de changement d'échelle. Il est également possible d'introduire des éléments d'interface, pour simuler tout ou partie des joints de la maçonnerie par exemple.

Au niveau de la structure, on peut appliquer le chargement historique pour observer les zones de concentration de contraintes, les zones en traction étant susceptibles de correspondre à des zones fissurées dans la réalité. De plus, cela permet, par prédiction, de statuer sur la stabilité future de l'ouvrage étudié. Les temps de calcul constatés sont généralement acceptables pour le dimensionnement de structures en bureau d'études.

Outre ces avantages, la méthode des éléments finis présente certains inconvénients. La représentation continue considère des corps solidaires. Cela implique que l'on exclut la possibilité de désolidarisation entre deux éléments mitoyens. Pour la maçonnerie par exemple, cette contrainte rend difficile la prise en compte du frottement pur entre un bloc et son voisin lors de chargements de cisaillement.

Modélisation par éléments discrets La méthode aux éléments discrets considère un milieu discontinu comme un assemblage de milieux continus (éléments) en interaction. Développée à l'origine pour l'étude des milieux granulaires, elle est particulièrement adaptée au caractère discontinu de la maçonnerie. Cette méthode permet de décrire la discontinuité du milieu via sa *géométrie*, le *comportement mécanique* de chaque élément et les *interactions* entre ces éléments. La discontinuité du milieu permet de modéliser les phénomènes de glissement et de basculement entre éléments ainsi que la séparation totale des éléments. Une modélisation par la méthode des éléments discrets peut se décomposer en plusieurs étapes :

— la représentation des *éléments* ;
— la représentation du *contact* ;
— la définition de la *loi de contact* ;
— la *résolution* du problème ;
— le post-traitement.

L'hypothèse la plus simple pour représenter les éléments est de considérer un comportement mécanique rigide des blocs. Dans ce cas, la cinématique obtenue est uniquement induite par les déplacements relatifs entre les éléments, au niveau des interactions. Au niveau des interfaces, la modélisation précise

du comportement frictionnel, qui conditionne la majeure partie du comportement mécanique d'une maçonnerie soumise au cisaillement, constitue sans doute le principal avantage des méthodes aux éléments discrets.

Néanmoins, si la MED présente de nombreux avantages pour le calcul des maçonneries, elle présente également des inconvénients liés à la discrétisation bloc à bloc de l'ouvrage qui nécessite une connaissance précise de la géométrie de l'ouvrage et notamment des dimensions et de la localisation de chaque bloc constitutif de ce dernier. La modélisation du terrain, objet continu, est difficile à mettre en œuvre. La méconnaissance des données d'entrée à appliquer pour les joints est également une limite majeure. Leur comportement a un grand impact sur les résultats obtenus, mais leurs rigidités normale et tangentielle sont difficiles à déterminer, d'autant plus qu'elles caractérisent non seulement l'interface entre les blocs et le mortier, mais aussi le comportement du mortier. De plus, dans les codes MED basés sur la méthode explicite, la réalisation de modélisations à un pas de temps inférieur au pas de temps critique peut également entraîner des temps de calcul importants. Enfin, la MED ne permet pas de décrire l'endommagement progressif et la rupture des blocs de manière précise et rigoureuse.

1.2.5.2 Application aux tunnels

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement d'un ouvrage souterrain est un problème hyperstatique dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par la méthode éléments finis (Bouvard-Lecoanet *et al.*, 1988) :

- la bi ou tridimensionalité du problème ;
- l'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial) ;
- la géométrie de l'excavation ;
- les propriétés de déformation du terrain et son hétérogénéité éventuelle ;
- les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments du soutènement ainsi que la nature de son contact avec le terrain ;
- les techniques de réalisation de l'ouvrage, les différentes phases d'exécution des travaux, en particulier la non-simultanéité de l'excavation et la mise en place du soutènement ;
- l'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur le soutènement.

Lorsque l'on s'éloigne des hypothèses de base de la méthode convergence-confinement, un modèle numérique bi-dimensionnel reproduisant la géométrie et le phasage d'éxécution du tunnel permet d'obtenir une meilleure approximation du taux de déconfinement.

Des exemples de modélisation aux éléments finis des tunnels, en particulier de leur phasage de construction par des moyens mécaniques à front de taille pressurisé, peuvent être trouvés dans El Jirari (2021).

1.2.5.3 Application à la maçonnerie

Les approches numériques ont été largement explorées pour évaluer la stabilité des structures historiques en maçonnerie. Compte tenu du très grand nombre d'études consacrées au sujet, la présentation ne se veut pas exhaustive mais illustrative des recherches passées et en cours. Pour plus d'informations, on pourra se référer à Roca *et al.* (2010); D'Altri *et al.* (2019).

Parmi les approches numériques, la méthode des éléments finis est la plus répandue. Les premières études consacrées aux construction en maçonnerie remontent à Page (1978); Pande *et al.* (1989) ou encore Lourenco (1996) à la fin du XXe siècle.

Dans les modèles aux éléments finis, la maçonnerie est souvent représentée à l'échelle macroscopique et traitée comme un matériau homogène ou homogénéisé, en s'appuyant sur une technique d'homogénéisation théorique, numérique ou expérimentale.

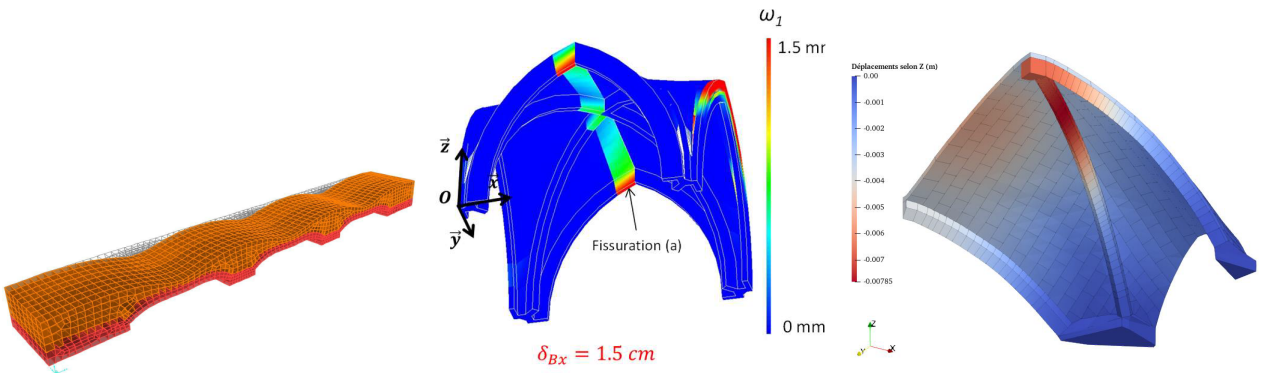
La loi de comportement mécanique du matériau peut alors aller du simple comportement linéaire élastique à des modèles fortement non-linéaires, avec prise en compte de la plasticité, de l'endommagement et de la fissuration, qui permettent d'intégrer l'histoire de chargement subi par l'ouvrage. On peut citer par exemple Castellazzi *et al.* (2012) qui ont évalué la santé structurelle d'un ancien pont en maçonnerie en ajustant un modèle aux éléments finis basé sur des tests expérimentaux. Ils ont analysé les contraintes internes sous différentes charges, démontrant que le niveau de déformation restait faible,

ce qui justifie le comportement linéaire du matériau modélisé. Lacidogna et Accornero (2018) qui ont étudié le pont de Porta Napoli (Italie) datant du XIX^{e}siècle, en combinant des modélisations analytiques (épure de Méry et théorie de l'analyse limite comme décrite par Heyman (1966)), modélisation numérique élastiques (figure 1.22a) et plastiques. Ils ont vérifié la stabilité de l'ouvrage par le calcul de sa capacité portante et de la progression de la fissuration sous charges de service. Parent (2015) propose quant à lui un modèle prenant en compte l'endommagement orthotrope de la maçonnerie homogénéisée pour analyser le comportement des voûtes quadripartites de l'ancien réfectoire du prieuré Saint-Martin-des-Champs construit en 1230 à Paris (France) (figure 1.22b).

On trouve enfin des modélisations par éléments finis qui représentent tout ou partie de la maçonnerie à l'échelle microscopique en introduisant des éléments joints. Ainsi, le comportement mécanique des blocs, voire des joints et des interfaces peut-il être pris en compte de manière indépendante. Ces représentations se révèlent plus proches de la nature de la maçonnerie mais plus coûteuses en données d'entrée et en temps de calcul. Nougayrede (2023) propose une modélisation aux éléments finis considérant des blocs et des joints élastiques linéaires et une interface bloc-joint non-linéaire suivant une loi de Mohr-Coulomb. Il compare son modèle aux éléments finis à une seconde approche bloc à bloc basée cette fois-ci sur l'analyse limite, en les appliquant à l'évaluation de la stabilité des voûtes de la cathédrale Notre Dame de Paris (France) (figure 1.22c).

De par son principe, la méthode aux éléments discrets représente quant à elle nécessairement la maçonnerie à l'échelle microscopique. Elle est ainsi bien adaptée au caractère discontinu du milieu. La MED permet de considérer de grands mouvements relatifs entre les éléments, voire la séparation totale des éléments qui n'est généralement pas prise en compte dans la méthode aux éléments finis.

En première approximation, les blocs peuvent être considérés comme rigides, liés entre eux par des lois d'interaction déformables ou rigides. Clementi *et al.* (2019) proposent ainsi une étude de l'endommagement de la tour de l'horloge d'Amatrice (Italie) après la séquence de séismes subis en 2016 en modélisant la maçonnerie comme un ensemble de blocs rigides non-interpénétrables. Cette modélisation permet de décrire le plus fidèlement possible les mécanismes d'interaction entre blocs entraînant la ruine de la structure.



(a) (b) (c)

FIGURE 1.22 – Déformée obtenue par la modélisation numérique éléments finis du pont de Porta Napoli (Italie) par Lacidogna et Accornero (2018) (a), profil de fissuration d'une voûte quadripartite obtenu par la modélisation continue par éléments finis de l'ancien réfectoire du prieuré Saint-Martin-des-Champs à Paris (France) par Parent (2015) (b) et profil de déplacements verticaux d'un quart de voûte sexpartite obtenu par la modélisation bloc à bloc par éléments finis de la cathédrale Notre Dame de Paris (France) par Nougayrede (2023) (c).

Les études récentes cherchent à introduire un comportement plus complexe des blocs voire des joints ou des interfaces. Tran (2014) étudie le comportement de différentes structures vernaculaires par la méthode des éléments discrets en considérant les blocs et les interfaces comme déformables. Venzal (2020) utilise la MED pour étudier un type de maçonnerie largement représenté dans la région bordelaise et dans le Bassin parisien : la maçonnerie de pierres calcaires appareillées et assemblées par l'intermédiaire de joints minces de mortier de chaux hydraulique. Il considère l'interface pierre/-

mortier comme l'élément fusible de la maçonnerie, conditionnant ainsi l'initiation et la propagation de la fissuration, trois types de sollicitations sont généralement observés : la décohésion en traction (conduisant à une ouverture de l'interface), la décohésion en cisaillement (entrainant un cisaillement plan de l'interface) et le frottement lors d'une sollicitation combinée de compression et cisaillement.

On trouve enfin des études proposant de combiner les approches par éléments finis et éléments discrets. Ferrante *et al.* (2023) proposent d'implémenter dans le logiciel par éléments discrets LMGC 90 une loi de comportement d'endommagement anisotrope pour les blocs. Les joints suivent quant à eux un comportement cohésif frictionnel. Il est mis en application pour étudier le comportement de voûtes en maçonnerie.

1.2.5.4 Application aux tunnels en maçonnerie

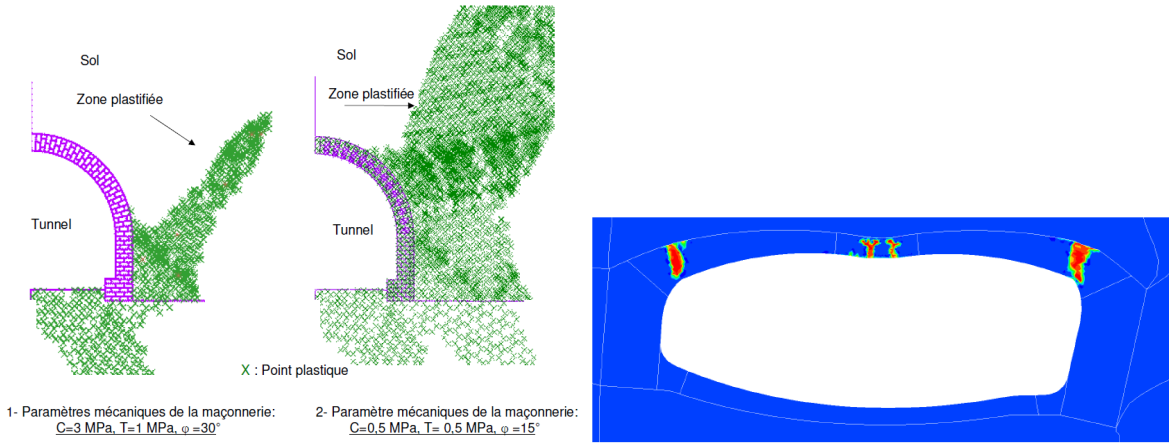
Les exemples de modélisation de tunnels en maçonnerie sont encore peu nombreuses. Moreno Regan (2016) en propose un résumé. On présente ici les modèles proposés par Idris (2007), Chen (2014) et Moreno Regan (2016).

Le modèle numérique développé par Idris (2007) repose sur une représentation des tunnels maçonnés à l'aide de la méthode des éléments distincts implémentés dans le logiciel UDEC (Universal Distinct Element Code), en tenant compte des interactions complexes entre le terrain encaissant, les blocs de maçonnerie et les joints. Les hypothèses principales incluent un comportement mécanique élastoplastique des matériaux, la modélisation explicite des discontinuités, et la prise en compte du fluage et du vieillissement des matériaux. Les calculs sont menés en déformations planes. Le modèle intègre des chargements progressifs et des conditions limites reproduisant des situations réelles d'exploitation. Les résultats montrent que certains paramètres mécaniques, notamment le module d'élasticité et le poids volumique des matériaux, influencent fortement les déformations et la stabilité à long terme. Le modèle a permis d'identifier des mécanismes de rupture typiques, ainsi que les zones de concentration des contraintes dans les tunnels anciens (figure 1.23a). Cependant, le modèle présente des limites : il simplifie certains aspects du comportement rhéologique des matériaux constituant la maçonnerie, repose sur des propriétés parfois difficiles à mesurer *in situ*, et ne prend pas en compte toutes les incertitudes liées aux conditions environnementales ou aux dégradations différées. La précision dépend aussi fortement de la qualité des données d'entrée issues des observations de terrain et des essais en laboratoire.

La thèse de Chen (2014) propose un modèle numérique couplé à des essais physiques pour évaluer la stabilité des tunnels en maçonnerie. Deux logiciels principaux sont utilisés : le logiciel d'éléments finis FLAC (Finite Difference Method) et le logiciel d'éléments distincts UDEC. Les modèles reposent sur plusieurs hypothèses : des matériaux homogènes avec comportement élastoplastique, des interfaces distinctes entre les briques et le mortier, et une modélisation 2D plane des sections de tunnels. Des tests paramétriques ont été menés pour évaluer l'influence de la rigidité, de la cohésion et de la profondeur de couverture sur les mécanismes de déformation et de rupture. Les résultats numériques ont montré une bonne corrélation avec les essais physiques, notamment en termes de modes de rupture et de capacité portante. Toutefois, des limites subsistent, notamment la simplification du comportement tridimensionnel, la dépendance à la calibration des paramètres issus de tests de laboratoire, et la difficulté à représenter précisément les défauts structurels locaux et l'hétérogénéité des matériaux constituant la maçonnerie.

La thèse de Moreno Regan (2016) présente un modèle numérique fondé sur une approche par éléments finis (CESAR-LCPC) visant à simuler le comportement des voûtes en maçonnerie des tunnels du métro parisien, notamment sous l'effet de travaux réalisés à proximité. Le modèle repose sur deux hypothèses fondamentales : une homogénéisation des propriétés mécaniques de la maçonnerie à partir de ses composants (pierre et mortier) et l'application d'une loi d'endommagement isotrope, permettant de reproduire le comportement non linéaire et anisotrope de la structure. Le couplage homogénéisation-endommagement est implémenté pour capter les phénomènes de fissuration et de ruine progressive par formation de rotules (figure 1.23b). Le modèle est alimenté par des essais de laboratoire menés sur des carottes de maçonnerie extraites *in situ*, et appliqué à deux cas réels du métro parisien. Ses principales limites résident dans la difficulté de caractériser précisément les matériaux notamment compte-tenu de la grande variabilité de leurs propriétés mécaniques, la simplification du couplage sol-structure, et

l'absence de modélisation explicite des interfaces bloc-joint, contrairement aux méthodes par éléments distincts.



(a) (b)

FIGURE 1.23 – Développement de zones plastifiées dans le tunnel et le terrain encaissant en fonction de l'évolution de paramètres mécaniques de la maçonnerie (Idris, 2007) (a) et formation de rotules dans la voûte de la station Mairie d'Ivry (Moreno Regan, 2016) (b).

Les trois thèses se consacrent à la modélisation du comportement des tunnels en maçonnerie, mais adoptent des approches numériques distinctes. Idris (2007) utilise la méthode des éléments distincts (UDEC) pour représenter finement les blocs et les joints, intégrant des effets de fluage et de vieillissement, avec une orientation vers la compréhension du comportement à long terme et la sensibilité aux paramètres mécaniques. Chen (2014) propose une démarche expérimentale couplée à une modélisation hybride (FLAC et UDEC), validant numériquement des essais physiques sur maquettes réduites. Son modèle se veut robuste mais reste limité par une représentation 2D plane et une simplification du comportement tridimensionnel. Moreno Regan (2016), quant à lui, adopte une approche par éléments finis avec une modélisation continue, s'appuyant sur une homogénéisation des propriétés et une loi d'endommagement. Il met l'accent sur la calibration fine des matériaux constituant la maçonnerie à partir d'échantillons réels et vise à évaluer l'influence des travaux à proximité sur la stabilité des ouvrages. Ainsi, Idris se distingue par la précision des interactions bloc-joint, Chen par l'ancrage expérimental de sa démarche, et Moreno Regan par une modélisation homogénéisée de la maçonnerie.

1.2.6 Approches expérimentales sur modèles réduits

En complément des études numériques, des campagnes expérimentales sur des modèles réduits de voûtes et de tunnels en maçonnerie ont été entreprises pour mieux comprendre leur fonctionnement et calibrer/valider les modèles.

L'utilisation d'un modèle réduit par rapport à un modèle en grandeur réelle a les avantages d'avoir une rapidité d'éxécution de l'expérimentation à moindre coût, la possibilité d'aller jusqu'à la rupture, la répétition possible des essais, le contrôle des conditions aux limites et des paramètres rhéologiques des matériaux, l'étude des matériaux sous différents chargements et la possibilité de modifier les conditions de chargement et/ou de géométrie.

La principale limite des modèles réduits réside dans la complexité à respecter toutes les conditions de similitude. De plus, le modèle ne peut pas reproduire les conditions réelles du phénomène à simuler, ne peut pas prendre en compte l'histoire préalable du sol et des travaux dans toute leur complexité. Le modèle réduit n'est qu'une représentation idéale de la réalité. Néanmoins comme le précisait Schneebeli : « La mécanique des sols a commencé à progresser rapidement le jour où l'on a eu l'audace d'appliquer systématiquement à un matériau très complexe des schémas théoriques très simples » (Dolzhenko, 2002).

1.2.6.1 Modèles réduits de tunnels à faible profondeur

Dans la littérature, on retrouve de nombreux modèles physiques s'intéressant aux effets du creusement au tunnelier sur la stabilité du terrain environnant (Dolzhenko, 2002; Berthoz, 2013; El Jirari, 2021; Qin *et al.*, 2023). Dans sa bibliographie, Dolzhenko (2002) fait l'état des lieux des modèles réduits pour l'étude du creusement par tunnelier. Le terrain est généralement modélisé par du sable ou par des argiles ainsi que des sols analogiques comme les rouleaux métalliques. Pour limiter l'influence des bords sur le modèle réduit, la plupart des concepteurs lubrifie les parois des cuves expérimentales pour obtenir un contact le plus lisse possible à l'interface sol/paroi. Pour son étude, Dolzhenko (2002) utilise le matériau analogique de Schneebeli constitué de petits rouleaux en acier inoxydable de trois diamètres différents. Le mélange de rouleaux permet d'adapter la densité du milieu.

Les recherches portant sur les tunnels à faible profondeur en service sont moins répandues. Ces travaux sont menés de manière à répondre à une grande diversité d'objectifs. Ils comprennent :

- l'étude des effets à long terme de la charge dynamique d'une ligne à grande vitesse ferroviaire sur la déformation cumulée d'un tunnel sous-jacent (Yi *et al.*, 2019) ;
- l'évaluation de l'influence de la profondeur d'un tunnel sur le champ de température et l'interaction sol-revêtement (Yu *et al.*, 2021) (figure 1.24a) ;
- l'étude de la distribution de la pression externe et le mode de rupture sur les tunnels de montagne à haute pression (Zhu *et al.*, 2022b) ;
- le suivi de l'évolution de la rupture progressive conduisant à l'effondrement d'un tunnel avec un terrain meuble en surface et un terrain dur en base (Liu *et al.*, 2023a) ;
- l'exploration des caractéristiques dynamiques et l'évaluation des dommages des structures de tunnel sous chargement explosif (Zhou *et al.*, 2023; Liu *et al.*, 2023b) (figure 1.24b).

L'ensemble des modèles avec soutènement considère un revêtement en béton. Des mélanges - à partir d'enduit, eau, sable, argile - sont réalisés pour approcher un matériau respectant les règles de similitude définies pour correspondre au comportement (densité, cohésion, angle de frottement interne) du béton du prototype (Yi *et al.*, 2019; Yu *et al.*, 2021; Zhu *et al.*, 2022b). De la même manière, le terrain est souvent constitué d'un mélange - sable fin, sable de quartz, poudre de baryte, cendres de charbon, sable de rivière, gravier, argile, huile, vaseline - permettant de retrouver le comportement du terrain du prototype en respectant les règles de similitude (Yi *et al.*, 2019; Yu *et al.*, 2021; Zhu *et al.*, 2022b; Liu *et al.*, 2023a). La mise en place du terrain par compactage ou pluviation a son importance. En effet, la densité et les paramètres qui en découlent, tels que l'angle de frottement interne, dépendent en partie du mode d'installation du matériau (Dolzhenko, 2002). Le tableau A.1 en annexe A résume les caractéristiques principales des modèles cités dans ce paragraphe.



(a) (b)

FIGURE 1.24 – Dispositif expérimental du modèle réduit de Yu *et al.* (2021) (a) et Zhou *et al.* (2023) (b).

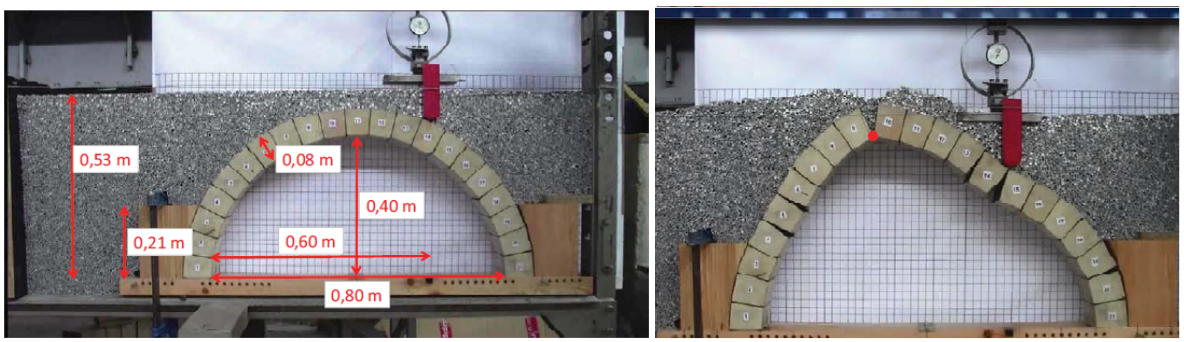
1.2.6.2 Modèles réduits de voûtes en maçonnerie

On trouve également dans la littérature quelques études sur des maquettes de ponts-voûtes en maçonnerie. Si le mode de chargement et la géométrie du terrain ont des caractéristiques différentes de celles des tunnels, ces études sont néanmoins intéressantes pour étudier les voûtes en maçonnerie et leur interaction avec le terrain.

Ramos Casquero (2015); Leon et Goicelea (2017) étudient le comportement des ouvrages d'art en maçonnerie en prenant particulièrement en compte l'influence du remplissage des voûtes. Dans le but de calibrer l'efficacité et la précision de leur méthode d'analyse du comportement des voûtes en lien avec leur remplissage, ils réalisent un essai sur un arc fait de voussoirs en bois avec un remplissage rigide et granulaire (figure 1.25). Le rayon de la voûte plein cintre modélisée est de 80 cm et l'épaisseur des 21 voussoirs en pin la constituant de 8 cm. Des rouleaux similaires à ceux développés par Schneebeli et dont les propriétés géotechniques ont été calibrées modélisent le terrain. Le sol analogique bidimensionnel ainsi constitué suit une loi de Coulomb, caractérisée par un angle de frottement de $22,5°$ et une cohésion nulle. Une charge ponctuelle est appliquée à une distance de la base du piédroit égale au quart du diamètre de la voûte au moyen d'un vérin à vis comportant un anneau dynamométrique qui mesure la force appliquée. Une cale est placée à la base de chaque piédroit pour simuler la force de butée. L'essai met en évidence la grande ductilité du système qui peut enregistrer de grands déplacements avant d'atteindre la rupture. Celle-ci intervient par la formation de rotules dans la voûte. Le point rouge représenté à la figure 1.25b est utilisé pour le suivi des déplacements verticaux de la voûte.

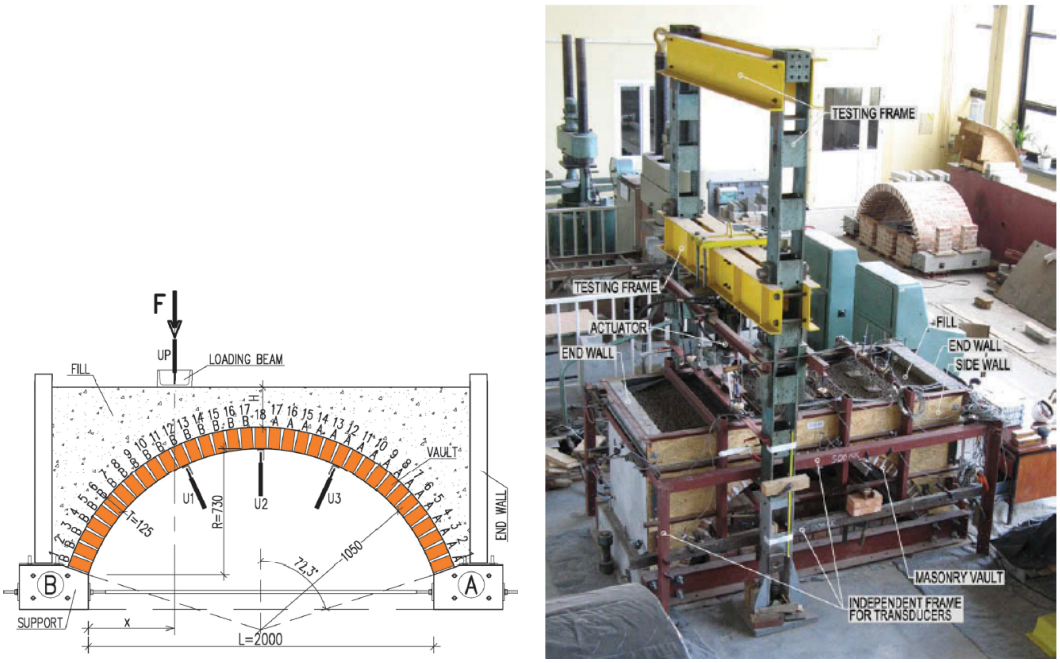
Hojdys *et al.* (2013); Krajewski et Hojdys (2015) étudient l'influence du remplissage sur le comportement et la rupture des ponts-voûtes en maçonnerie (figure 1.26). Ils réalisent plusieurs essais sur des voûtes en brique de 2 m d'ouverture, avec différentes natures de remplissage : du sable, de l'agrégat d'argile expansé et du granite concassé. Les voûtes sont constituées de 35 briques liées à la chaux. Elles reposent sur des butées en béton armé. Elles sont chargées par l'application d'une force ponctuelle en clé ou à un quart de la base du piédroit, appliquée par un vérin hydraulique sur une poutre métallique disposée à la surface du remplissage. Le déplacement radial de l'arc, le déplacement vertical en surface du remblai, le déplacement horizontal des murs sur les côtés et le chargement appliqué sont mesurés et les déformations et fissures sont suivis visuellement.

Les conclusions des deux modèles expérimentaux convergent sur l'effet stabilisateur significatif du remblai sur le comportement mécanique des voûtes en maçonnerie. Les essais réalisés pour différentes hauteurs et natures de remplissage montrent que l'ajout d'un remblai granulaire, atteignant une cote supérieure à celle de la clé, permet d'augmenter considérablement la charge de rupture, jusqu'à un facteur six. Le remplissage joue également un rôle dans la réduction des déplacements horizontaux, l'amélioration de la ductilité de la voûte, ainsi que dans l'évolution du mécanisme de rupture, caractérisé par la formation de quatre rotules dont la position dépend des propriétés mécaniques du remblai, notamment sa densité et son angle de frottement interne.



(a) (b)

FIGURE 1.25 – Dispositif expérimental de voûte en maçonnerie avec terrain de remblaiement latéral (a) et modèle déformé juste avant sa ruine (b) (Ramos Casquero, 2015).



(a) (b)

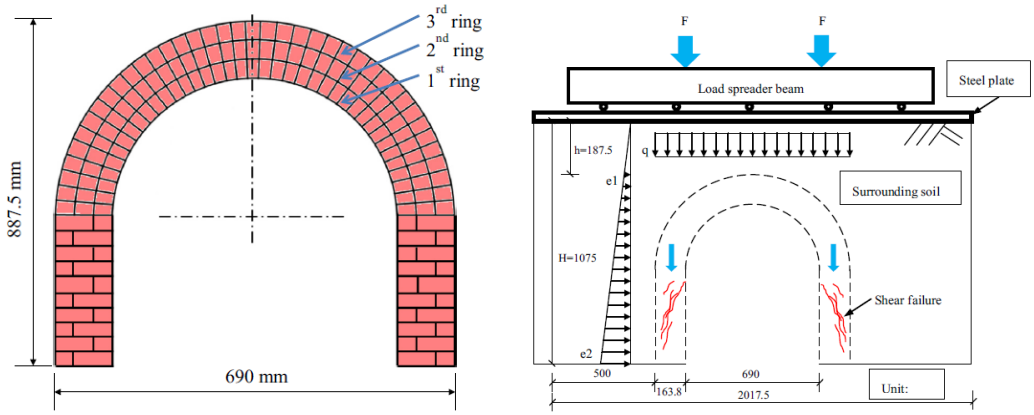
FIGURE 1.26 – Dispositif expérimental de Hojdys *et al.* (2013); Krajewski et Hojdys (2015).

1.2.6.3 Modèles réduits de tunnels en maçonnerie

La revue bibliographique réalisée a finalement permis de trouver deux campagnes expérimentales à l'échelle réduite sur des tunnels en maçonnerie.

Chen (2014); Chen *et al.* (2016) développent un modèle réduit à l'échelle 1/10 de tunnel en briques soumis à un chargement réparti (figure 1.27). L'objectif de sa recherche consiste à tester et prouver l'intérêt des méthodes de suivi des tunnels en maçonnerie par laser scanning et photogrammétrie pour le suivi des déformations et des défauts de revêtement. Le modèle réduit vient compléter et valider les modélisations numériques éléments finis et éléments distincts développées sous FLAC et UDEC respectivement. Le respect des règles de similitude étant généralement difficile, voire impossible à atteindre, il a été choisi de focaliser la similitude avec un tunnel réel sur les seules conditions aux limites et conditions de chargement. Une condition limite de blocage des mouvements est posée à la base des piédroits pour le revêtement et le terrain à l'aide d'une structure en bois. Le terrain encaissant est modélisé par du sable de poids volumique $18,3\,\mathrm{kN}\cdot\mathrm{m}^{-3}$. La construction de la voûte permet de reproduire une géométrie classiquement trouvée avec trois rangées de briques en voûte et l'empilement en quinconce d'une brique et demie en piédroits. Des briques rouges sont liées par un joint de mortier fin composé de ciment, chaux et sable selon deux compositions : une composition dite forte et une composition dite faible. La boite rigide dans laquelle les essais sont menés apporte dans une certaine mesure des effets de bords au modèle. Deux essais avec un chargement réparti (un sur voûte avec joints forts et un avec joints faibles) et un essai avec chargement ponctuel en clé (sur voûte avec joints faibles) sont réalisés sur des voûtes différentes. La figure 1.27b montre la transmission du chargement uniforme depuis la poutre de répartition située sur la surface libre supérieure du modèle au-dessus du tunnel. Le chargement est transmis dans les piédroits comme en témoignent les fissures apparaissant au cours du chargement. Une légère rupture en traction a été observée en clé. Pour le chargement concentré sur la clé, la rupture est intervenue par l'apparition de cinq rotules - en clé et symétriquement en voûte - et le décollement des blocs en clé. Le comportement du tunnel est plus fragile dans le cas d'un chargement concentré sur la clé. Les améliorations des essais proposées par l'autrice sont d'étudier le comportement au long terme des tunnels en brique ou d'appliquer des conditions plus réalistes comme la modélisation d'un terrain anisotrope ou l'application d'un chargement cyclique simulant un trafic routier.

Le CEBTP (1978) a réalisé des essais pour l'étude du renforcement par béton projeté des voûtes de tunnel en maçonnerie. Les voûtes sont construites par un compagnon à partir de blocs en calcaire



(a) (b)

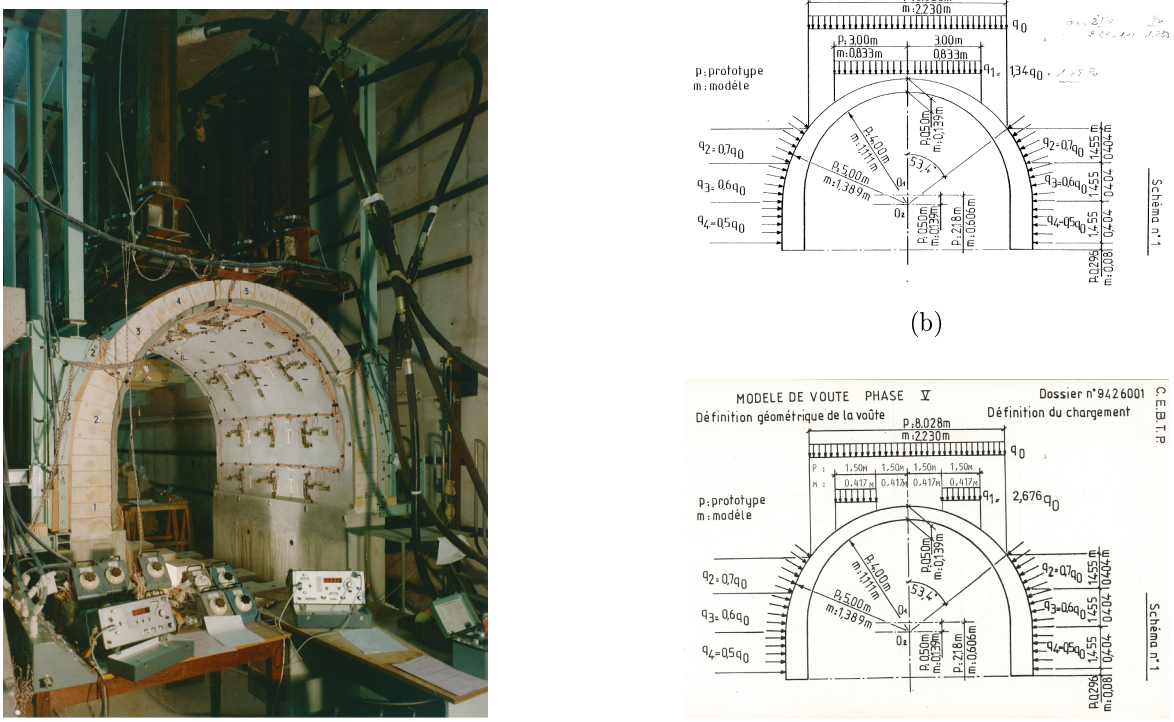
FIGURE 1.27 – Dispositif expérimental et modèle de rupture sous chargement uniforme (Chen *et al.*, 2016).

de Noyant hourdés au mortier de chaux. L'homogénéité de la construction de la voûte a été vérifiée par des mesures de la vitesse de propagation du son pour les différentes assises de moellons. Le rayon de la voûte prototype en intrados est de 4 m, l'épaisseur de la maçonnerie est de 1 m aux naissances, 0,80 m aux reins et 0,50 m en clé. L'échelle en vraie grandeur est de 1/3,6 (soit un rayon de la voûte expérimentale de 1,1 m). Du point de vue de la similitude physique, la recherche du comportement de la structure étudiée sous des sollicitations pouvant amener l'instabilité ou la rupture, impose le respect sur le modèle des mêmes contraintes et déformations relatives que celles subies par l'ouvrage réel. On utilise alors un matériau modèle de même raideur que celui de l'ouvrage réel. Les déformations globales du modèle sont 3,6 fois plus faibles que celles de l'ouvrage réel en des points homologues. Les efforts appliqués sur le modèle sont 12,96 fois plus faibles que les sollicitations qui s'exercent sur l'ouvrage réel. Le terrain servant de butée au modèle à partir des reins et le long des piédroits a été représenté à l'aide de systèmes pneumatiques divisés en trois compartiments, permettant de moduler la pression appliquée le long du piédroit. Six phases d'essais se sont succédé :

- phase I : essai sur voûte maçonnée renforcée par une couche de 7 à 15 cm de béton projeté armé par un treillis ancré dans la maçonnerie soumise à un chargement tel qu'illustré à la figure 1.28c en commençant par l'application des pressions latérales puis par le chargement vertical sur trois séries par paliers en cycles de charges et décharges ;
- phase II : même essai que la phase I sur une nouvelle voûte similaire avec ajout d'un dispositif de maintien de la charge pendant l'éxecution du renforcement par béton projeté ;
- phase III : essai sur voûte en béton non armé ;
- phase IV : essai sur voûte en maçonnerie de mêmes dimensions que les voûtes des phases I et II, mais différant essentiellement par la nature du chargement qu'elle subit et qui est décrit à la figure 1.28b ;
- phase V : voûte similaire à celle des phases I, II et IV avec pour but la détermination expérimentale de la charge de rupture de la voûte non renforcée ;
- phase VI : voûte similaire à celle des phases II et V avec un chargement dissymétrique, afin d'étendre la portée du cycle d'essais au cas des ponts en maçonnerie.

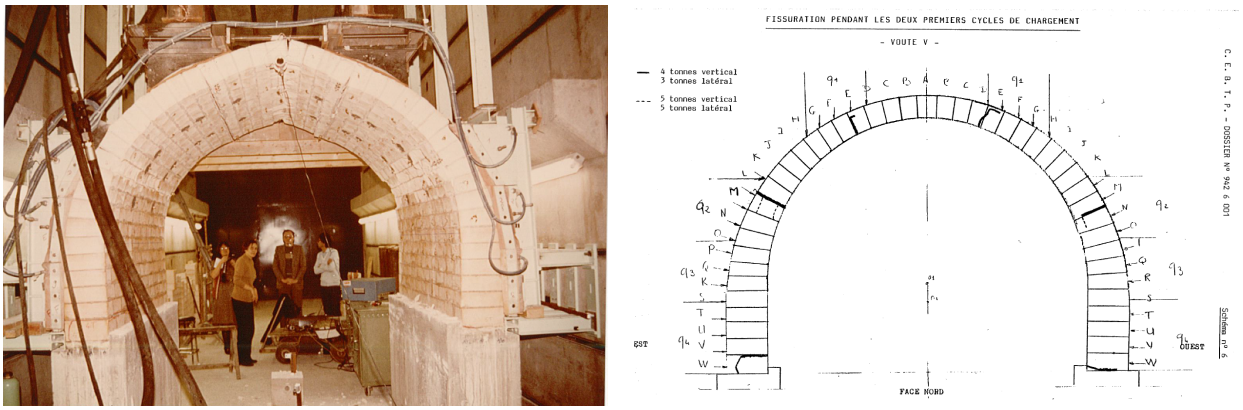
Une étude par épure de Méry est réalisée pour juger de la validité des hypothèses faites et estimer la valeur maximale à appliquer pour assurer l'intégrité de la voûte. Le suivi des déformations se fait à l'aide d'un équipement semblable au fil invar suivant les déformations globales de la voûte et la convergence (précision de 0,005 mm) sur cinq sections transversales de mesures avec neuf points de mesure par section. Un équipement extensométrique, des cordes vibrantes et des déformètres à billes suivant 9 génératrices sont également utilisés pour suivre les déformations subies par la structure en différents points.

Les conditions aux limites de la phase I sont critiquées car l'appui de la base des piédroits sur une surface rigide peut suffire à constituer une articulation. De plus, le paramètre temps n'a pas été suivi.



(a) (b) (c)

FIGURE 1.28 – Dispositif expérimental (a) et mode de chargement pour les phases IV (b) et V (c) des essais réalisés par CEBTP (1978).



(a) (b)

FIGURE 1.29 – Dispositif expérimental (a) et fissuration de la voûte de la phase 5 après chargement (b) de CEBTP (1978).

Il est pratiquement certain que les résultats, du point de vue de la valeur de la charge de rupture, auraient été différents dans le sens d'une diminution, si la durée d'application de la charge pour des valeurs suffisamment élevées avait été accrue.

Ces essais ont permis de valider l'intérêt du renforcement des voûtes de tunnel en maçonnerie par application de béton projeté. La figure 1.29b met en évidence la localisation des fissures observées sur la voûte non renforcée après deux séries de cycle de chargement. On observe de la fissuration en base des piédroits, aux reins de manière symétrique formant six zones de rupture de la voûte pouvant être interprétées de manière analogue aux rotations observées par les auteurs précédemment cités, en particulier Chen (2014) et Coulomb (1773).

1.3 Instrumentation par fibre optique des ouvrages

Les méthodes modernes d'auscultation des tunnels, en construction ou au cours de leur vie, sont généralement catégorisées en trois types (Zhang *et al.*, 2024) :

— capteurs point par point permettant un suivi local : jauge de déformations, cordes vibrantes, transformateurs différentiels à variation linéaire (LVDTs) ;
— capteurs point par point utilisant des cibles géodésiques : les cibles géoréférencées installées dans le tunnel sont suivies par une station totale, instrument de mesure électronique permettant de mesurer les distances et les angles entre l'appareil de mesure et les cibles et qui les interprète ensuite en coordonnées 3D du point (Gue *et al.*, 2015; Monsberger *et al.*, 2022) ;
— laser scanning 3D : ce dispositif permet de suivre la position dans le repère polaire de points discrets densément répartis à l'aide d'un principe de mesure de temps nécessaire à une impulsion laser pour parcourir une distance (Monsberger *et al.*, 2022). Ce dispositif a une précision de l'ordre millimétrique permettant de localiser les fissures et autres désordres.

Ces méthodes montrent cependant des limitations pour fournir des données spatialement et/ou temporellement adéquates sur les déformations. Toutes ces méthodes nécessitent l'intervention d'opérateurs dans le tunnel si bien que l'ouvrage doit être fermé s'il est en service, le plus souvent ces mesures sont réalisées lors des fermetures programmées pour entretien et maintenance. Les deux premières donnent des informations ponctuelles sur la déformation de l'ouvrage tandis que la troisième nécessite un traitement des données manuel et long tel qu'il est impossible d'imaginer la développer sur un linéaire de tunnel complet pour un suivi régulier dans le temps. Par exemple, pour le suivi des déformations en clé, phénomène particulièrement suivi dans les tunnels, elles seraient trop chronophages ou peu densément réparties. La fibre optique offre une solution pour pallier ces limitations, en particulier l'acquisition automatique des mesures et la répartition continue de la prise de mesure. L'instrumentation par fibre optique permet de mesurer de manière continue les déformations et la température à l'aide d'une fibre optique attachée à la structure (Floris *et al.*, 2021). Diverses études (Mohamad *et al.*, 2012; Huang *et al.*, 2013; Gue *et al.*, 2015; Buchmayer *et al.*, 2019; Imai et Mizuno, 2020; Gómez *et al.*, 2020; Monsberger *et al.*, 2022; Zhu *et al.*, 2022a) ont démontré le potentiel considérable - peu intrusif, durable, fonctionnel à distance, étendu, bonne résolution spatiale - des instrumentations par capteurs à fibre optique distribuée (Distributed Optical Fibre Sensors - DOFS) dans les applications pratiques de surveillance des tunnels. Des lacunes persistent en particulier concernant la mise en œuvre pratique de systèmes de surveillance qui s'adaptent à une variété d'exigences de surveillance et pour l'exploitation des mesures obtenues sans recourir à un autre dispositif de mesure tel que les cibles géodésiques.

1.3.1 Principes généraux du fonctionnement

Une fibre optique est une structure allongée, cylindrique, qui transmet de l'information par lumière guidée. Généralement, les fibres optiques sont faites de verre silicaté de haute pureté et consistent en un noyau entouré d'une gaine externe. La différence d'indice de réfraction entre le cœur de la fibre et sa gaine externe permet la propagation de l'onde dans la fibre grâce au principe optique de la réflexion totale interne. Son utilisation peut également servir comme capteur réparti. En effet, la lumière est rétrodiffusée par les connecteurs, les rayons de courbure, les variations de longueur et les micro-impuretés de la fibre. Le signal rétrodiffusé peut alors être analysé. La figure 1.30 décrit la disposition générale d'un système de capteurs à fibre optique.

Un capteur à fibre optique distribuée, composé d'une ou de plusieurs fibres optiques (remote sensor, figure 1.30) et d'un interrogateur (interrogator, figure 1.30), est un capteur capable de déterminer la distribution de la température et la variation de longueur axiale le long de la fibre ou des fibres optiques. Il a une certaine ressemblance avec le sonar et le radar actif dans le sens où il est capable de relever la mesure sur des distances allant du mètre au kilomètre selon le dispositif mis en place et applique des concepts similaires de réflectométrie pour définir la distance de la cible par rapport au système (Hartog, 2017).

Un appareil de réflectométrie optique (Optical Frequency-Domain Reflectometry - OFDR), ou interrogateur, est un instrument qui utilise un laser continu envoyant un spectre très étroit dans une fibre optique et qui détecte le signal optique retournant à l'extrémité de lancement. Le signal optique

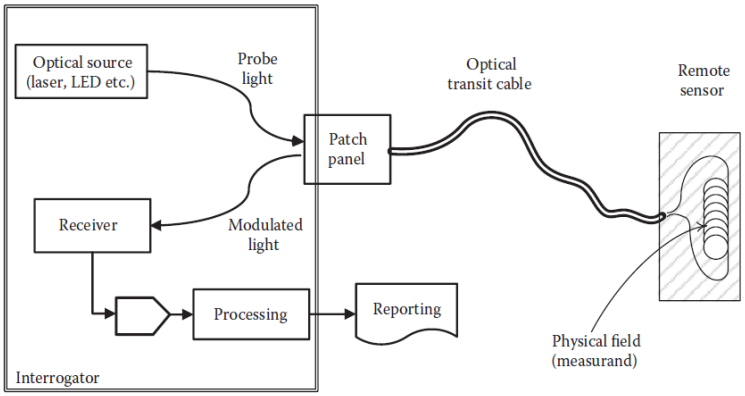


FIGURE 1.30 – Disposition générale d'un système de capteurs à fibre optique (Hartog, 2017).

est recueilli par un photodétecteur et converti en un courant électrique qui est amplifié puis numérisé. Les données sont traitées et affichées sur un graphique de puissance optique représentant la fréquence rétrodiffusée en fonction de la distance à partir du début de la fibre.

Les signaux analysés avec une DOFS peuvent être de type Brillouin, Raman ou Rayleigh. La déformation de la fibre engendre une variation de l'indice de réfraction du cœur de la fibre optique qui donne la rétrodiffusion élastique de Rayleigh. Les variations locales de l'indice de réfraction impliquent une rétrodiffusion inélastique causées par des vibrations thermiques portées par des phonons. Les vibrations moléculaires à très hautes fréquences donnent le signal de Raman et les vibrations à basse fréquence donnent le signal Brillouin. Les pics correspondant aux signaux proviennent d'un échange d'énergie entre le signal laser incident et le matériau. Le spectre obtenu comprend 5 pics permettant de déterminer la température et l'élongation de la fibre par leur intensité et leur fréquence : un pic situé à la même longueur d'onde que celle du laser correspond au signal Rayleigh, et deux pics de part et d'autre correspondent aux signaux Raman et Brillouin (figure 1.31). L'allure des pics de type Raman est liée à la température, celle du type Rayleigh aux microdéformations et celle des pics de Brillouin aux deux paramètres. Ainsi l'inconvénient majeur avec les mesures de déformations en Brillouin est qu'elles doivent être corrigées en température (Hartog, 2017). Il est alors plus aisé de travailler avec Rayleigh et Raman qui analysent chacun l'un des phénomènes indépendamment de l'autre.

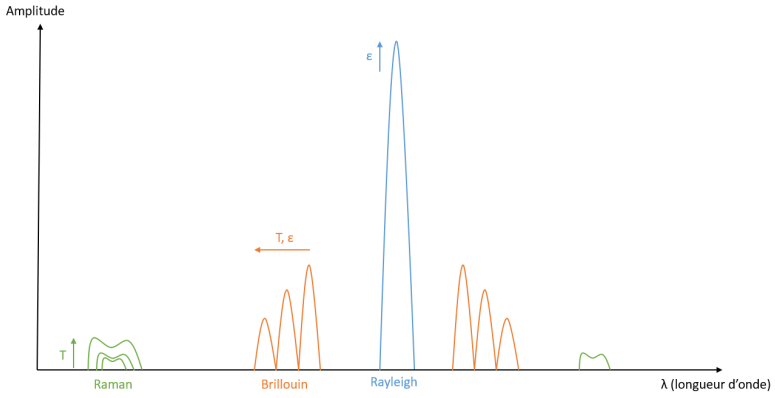


FIGURE 1.31 – Visualisation simplifiée des pics rétrodiffusés, selon Hartog (2017).

1.3.2 Mise en œuvre dans les tunnels

L'instrumentation par fibre optique d'une portion de tunnel a déjà été réalisée sur quelques ouvrages avec différentes méthodes de pose (figure 1.32). La fibre peut être mise en place sur les armatures coulées dans le béton de la structure en voûte, piédroits et radier lors de la construction de l'ouvrage

(Buchmayer *et al.*, 2019; Huang *et al.*, 2013), collée à l'intrados du revêtement soit de manière continue (Gue *et al.*, 2015; Imai et Mizuno, 2020; Gómez *et al.*, 2020), soit en des points fixes (Mohamad *et al.*, 2012; Wang *et al.*, 2019; Sui *et al.*, 2021; Zhu *et al.*, 2022a).

Pour des tunnels neufs, l'intégration de la fibre optique à l'ouvrage se fait au cours de la construction. Dans Monsberger *et al.* (2022) par exemple, des bandes de treillis soudées ont été installées dans le tunnel pour fixer la fibre optique à la structure. Du béton a ensuite été projeté, assurant une bonne adhérence entre la fibre et la structure. Dix sections ont été instrumentées et 220 m de linéaire en clé de voûte (figure 1.34a).

Pour les tunnels existants construits de manière conventionnelle, la fibre optique est collée de manière continue ou en des points fixes sur la surface intérieure du revêtement. Le collage en points fixes s'apparente à une chaîne d'extensomètres sur la circonférence d'une section. Dans Gómez *et al.* (2020), la longueur totale de la fibre est fixée temporairement à l'aide de morceaux de scotch pour la maintenir en place. Une fine couche de résine epoxy est appliquée sur la fibre afin d'assurer sa connection au revêtement en béton (figure 1.33). Le collage rencontre des obstacles dans la structure tels que les équipements de ventilation qui constituent des discontinuités. Le collage discontinu permet le passage de la fibre optique au travers de ces zones.

1.3.3 Précautions d'installation de l'instrumentation par fibre optique

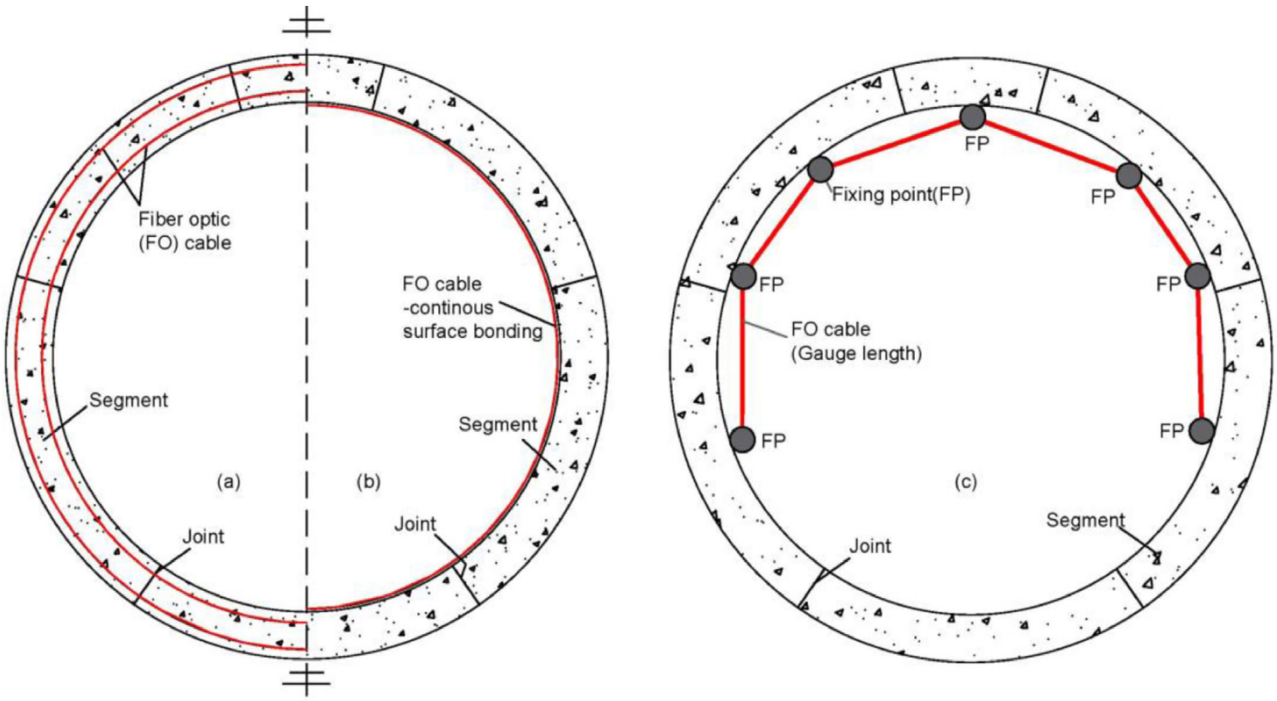
La qualité de pose est déterminante pour la prise de mesure. Or pour exploiter la capacité de prise de mesure en continue d'un système DOFS, il est généralement recommandé de lier toute la longueur de la fibre sur la structure. La mise en œuvre de la fibre coulée dans le béton nécessite d'être réalisée lors de la construction de l'ouvrage mais offre une adhérence optimale entre la structure et la fibre optique. Dans un ouvrage existant, pour lequel un encastrement de la fibre n'est pas permis, le nettoyage de la surface du revêtement est alors essentiel pour assurer une bonne liaison entre la fibre et l'ouvrage (Hartog, 2017; Gómez *et al.*, 2020; Zhang *et al.*, 2024). Dans le cas d'un collage continu, la transmission de la déformation à la fibre est fiable compte tenu d'une sélection appropriée des câbles à fibres optiques et du système adhésif (Sui *et al.*, 2021). Lorsque les équipements présents dans l'ouvrage ou les contraintes d'exploitation empêchent l'installation continue de la fibre, il est possible de la coller ponctuellement sur une série de points fixes, une précontrainte de la fibre est alors nécessaire pour mesurer les déformations en compression (Mohamad *et al.*, 2010). Les mesures de déformations ne seront représentatives que pour les longueurs situées entre deux points fixes et la résolution sera limitée à l'espacement entre ces deux points fixes (Hartog, 2017).

La fibre optique est un dispositif fragile qui nécessite la mise en place de systèmes de protection tels qu'une couche de béton projeté (Monsberger *et al.*, 2022) ou du scotch (figure 1.33 (b)) (Gómez *et al.*, 2020).

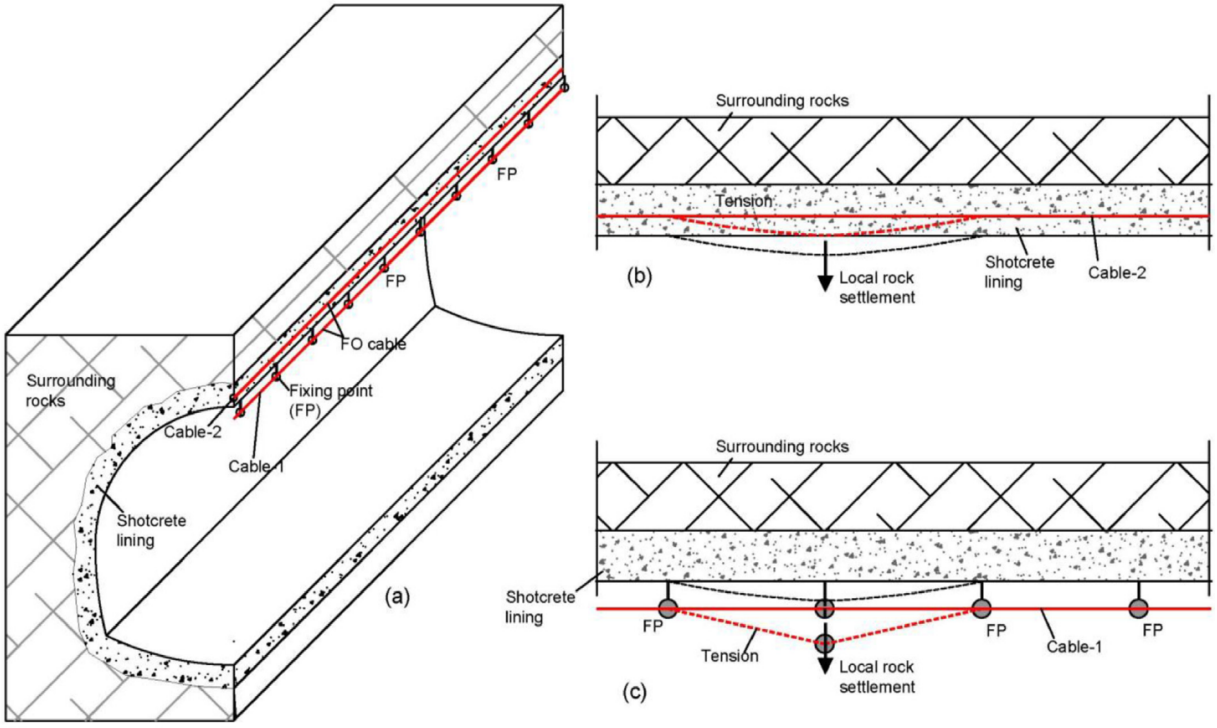
Les DOFS ne sont aujourd'hui pas encore une méthode de suivi des déformations fiable si utilisée comme seul dispositif de mesure car il n'existe pas toujours de technique éprouvée et calibrée permettant de lier le capteur à l'ouvrage et il arrive de rencontrer l'apparition d'anomalies de mesures sous forme de pics de valeurs. Le signal brut doit alors être analysé pour identifier ces données anormales (Gómez *et al.*, 2020).

L'installation de la fibre est une étape clé de sa mise en œuvre. Zhang *et al.* (2024) concentre son article sur les développements pour la mise en œuvre de la DFOS dans les tunnels en se focalisant sur les problèmes pratiques liés à la conception et à l'installation d'une instrumentation. Un aspect important pour garantir la qualité de la mesure de la fibre est la quantité de signal non perdu. La perte d'énergie dans le système peut se produire par des effets d'atténuation dans le câble, les jonctions, les connecteurs et les facteurs liés à l'installation. Il est donc important de limiter la longueur de câble, les jonctions, les connecteurs. Le bon entretien de l'instrumentation est également nécessaire.

Il est important de pouvoir identifier la localisation spatiale des données obtenues. Pour cela, il est nécessaire de relever la position des points spécifiques comme des courbures qui seront facilement identifiables à la lecture des mesures. La plupart des auteurs ont privilégié une instrumentation en section transversale telle que décrite à la figure 1.34a pour faciliter ce processus de localisation spatiale ainsi que pour des raisons de logistique.



(a) Fibre noyée dans le revêtement (gauche, demi-cercle gauche), collée en continu en intrados (gauche, demi-cercle droit), collée en discontinu en intrados (droite).



(b) Disposition globale (gauche), fibre noyée dans le revêtement (haut droite) et points fixes en surface de revêtement (bas droite).

FIGURE 1.32 – Modes d'installation de fibre optique dans des tunnels forés : disposition en section (a) et longitudinale (b) (Zhang *et al.*, 2024).

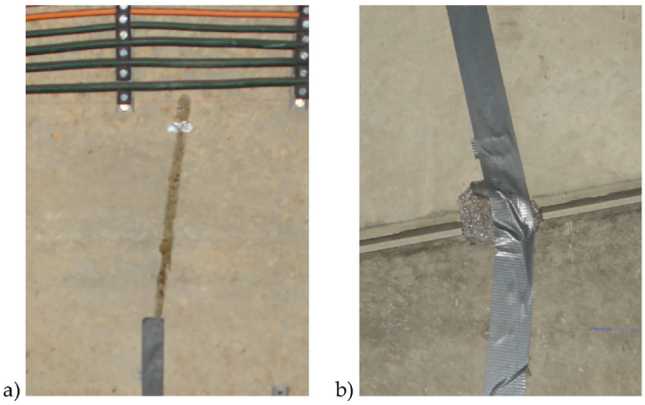
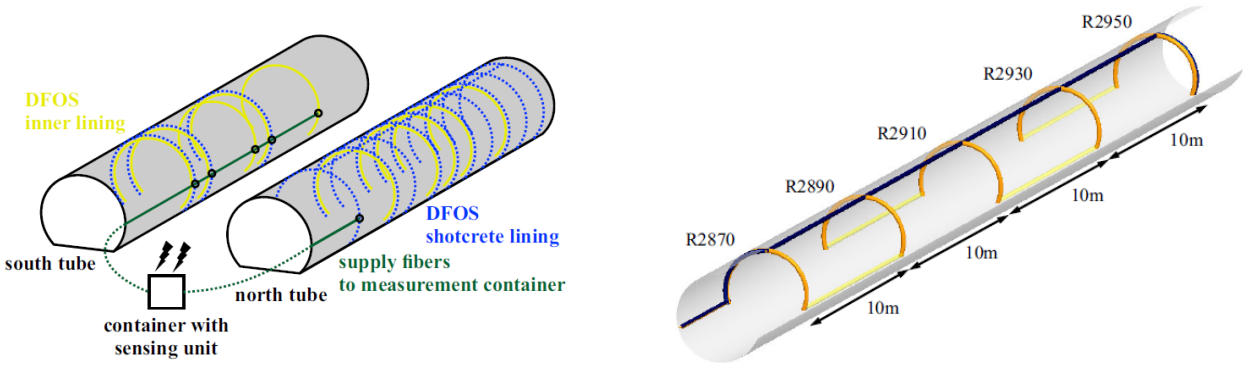


FIGURE 1.33 – Installation de la fibre optique par collage de résine epoxy (a) et protection de la fibre libre au droit d'une discontinuité avec du papier bulle et du scotch (b) Gómez *et al.* (2020).

L'analyse des mesures obtenues reste souvent limitée et le passage des déformations aux déplacements n'est pas toujours explicité clairement par les auteurs. Dans Gue *et al.* (2015), le suivi des déformations longitudinales (figure 1.34b) est intéressant car il permet de suivre les déformations non seulement dans la section mais aussi longitudinalement en clé et piédroits. Il est alors possible de suivre les mouvements globaux de l'ouvrage : l'instrumentation par fibre optique a permis d'obtenir un profil de déformation continu du tunnel existant dans une section et dans la direction longitudinale. L'analyse menée s'est cependant limitée à une visualisation et interprétation section par section (figure 1.35) et longitudinale globale pour l'évaluation des tassements en clé de voûte.

La DFOS est une technologie récente toujours en cours de recherche, ainsi l'absence de norme pour garantir la qualité de l'instrumentation dans tout type de déploiement reste une limitation à son utilisation (Gómez *et al.*, 2020).



(a) (b)

FIGURE 1.34 – Schéma de l'instrumentation par fibre optique dans deux tubes voisins (Monsberger *et al.*, 2022) (a) et dans le Royal Mail Tunnel (Gue *et al.*, 2015) (b).

1.3.4 Avantages de l'instrumentation par fibre optique

Les avantages d'une instrumentation par capteurs à fibre optique distribuée comprennent une haute résolution spatiale, une durée de vie satisfaisante ainsi que la possibilité d'un enregistrement à distance.

L'intérêt principal de l'instrumentation par capteur à fibre optique distribuée réside dans sa résolution spatiale, illustré à la figure 1.36. La figure (a) représente la distribution réelle d'une mesure, la température le long d'une fibre ou sa déformation à un temps t par exemple, en fonction de la distance le long de la fibre optique. Les figures (b) et (c) représentent les mesures obtenues par des capteurs ponctuels plus ou moins densément répartis pour la quantité décrite en (a). La figure (d) représente les

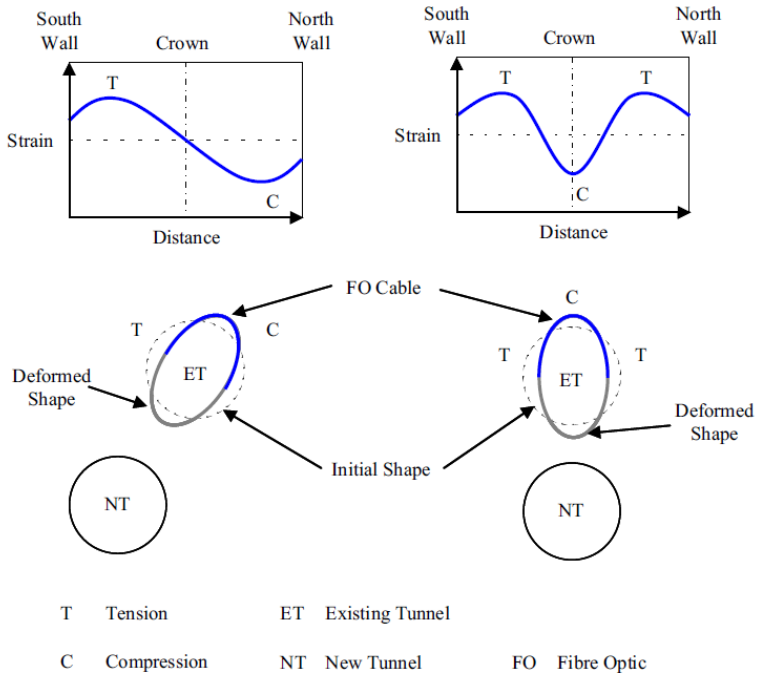


FIGURE 1.35 – Description des déformations dans les sections du Royal Mail Tunnel à partir des données relevées en section par la fibre optique, exemple de résultats présentés par Gue *et al.* (2015).

résultats obtenus par une mesure utilisant un capteur à fibre optique distribuée ayant une résolution spatiale adaptée. Les résultats montrent sans surprise que plus le nombre de prises de mesures est grand, plus la précision est grande et les valeurs mesurées sont proches des valeurs réelles. En effet, avec un système très ponctuel, des informations sont perdues, ici les pics de valeurs (Hartog, 2017).

Pour des infrastructures de génie civil conçues pour des durées d'utilisation de projet de 50 à 100 ans, les systèmes d'auscultation doivent pouvoir être remplacés à l'issue de leur durée de vie. La fibre optique ne nécessite pas de composant électrique ou mécanique au lieu de la prise de mesure et peut être remplacée, ainsi la durée de vie théorique de l'instrumentation est grande et adaptée à la surveillance à long terme. On peut citer le système mis en place dans le tube de la L-9 du métro à Barcelone qui fonctionne correctement après deux ans en service (Gómez *et al.*, 2020) ou l'instrumentation du tunnel de la ligne Xinyi du réseau de transport en commun rapide de Taipei qui est toujours parfaitement fonctionnelle cinq années après sa mise en place (Buchmayer *et al.*, 2019; Huang *et al.*, 2013). La DOFS étant une méthode récente, il n'existe pas de système mis en œuvre sur de plus longues durées vérifiant leur longévité à plus long terme.

Enfin, un autre avantage est la possibilité de collecter des données sans aucune interruption des travaux de construction ou de trafic à une fréquence élevée (Buchmayer *et al.*, 2019). Tout système d'instrumentation permettant de réduire la présence humaine à l'intérieur du tunnel est un grand bénéfice (Imai et Mizuno, 2020; Monsberger et Lienhart, 2021), la prise de mesure par fibre optique peut ainsi se faire éloignée de la zone instrumentée et est possible sans interférer avec les constructions et/ou opérations en cours dans le tunnel (Monsberger *et al.*, 2022).

En conclusion, on peut reprendre et étendre le propos de Imai et Mizuno (2020) qui soulignent que pour le cas particulier des aqueducs, le suivi des déformations par fibre optique peu intrusif, sans électricité, durable pour un usage en lieu immergé, à transmission longue distance et permettant une mesure tout au long de la fibre installée permet d'assurer la sécurité et le rendement économique de l'ouvrage en service.

1.3.5 Exploitation des mesures brutes

Les données obtenues à l'aide des capteurs donnent l'évolution de la déformation dans l'axe de la fibre optique au cours du temps. On peut représenter l'évolution de la déformation d'une jauge en

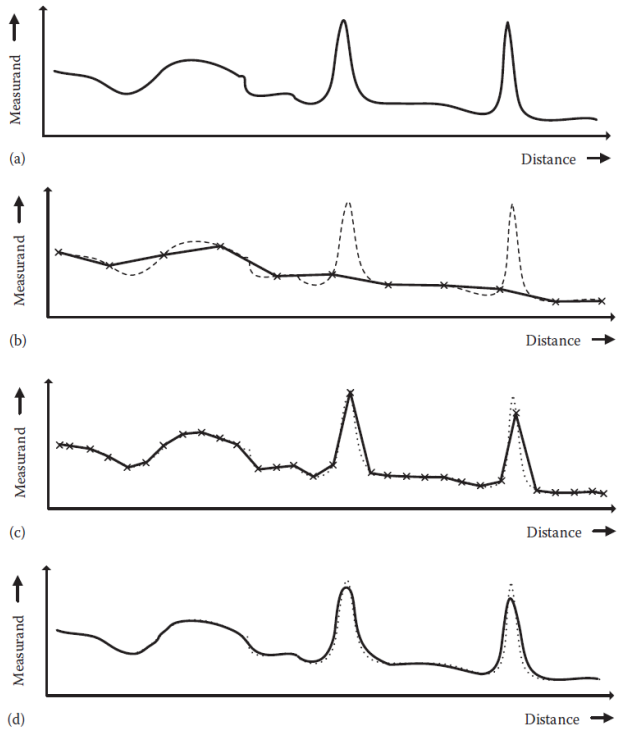


FIGURE 1.36 – Distribution spatiale d'une mesure et sa perception (Hartog, 2017).

un point de la fibre au cours du temps (figure 1.37), l'évolution de la déformation le long de la fibre optique en fonction de sa longueur ou position dans l'espace avec plusieurs courbes reflétant l'évolution des mesures au cours du temps (figures 1.40, 1.41 et 1.42a) ou l'évolution de la déformation le long de la fibre optique en fonction de sa longueur ou position dans l'espace avec plusieurs courbes comparant les résultats obtenus à l'aide de différentes fibres (figure 1.44b).

Wang *et al.* (2019) (figure 1.37) présentent l'évolution de la déformation en une jauge d'une fibre installée en section transversale (a) et dans la direction longitudinale (b) au cours du temps. La sensibilité du DOFS est de l'ordre de 10 $\mu\varepsilon$, ainsi les fluctuations longitudinales observées et comprises entre -50 $\mu\varepsilon$ et $+50$ $\mu\varepsilon$ traduisent de très petites déformations au point de mesure au cours du temps.

1.3.5.1 Déformations longitudinales

Dans Zhu *et al.* (2022a), une instrumentation par fibre optique est installée sur une longueur de 300 m dans un tunnel incurvé situé dans une couche de calcaire saturée ayant une faible résistance au cisaillement afin de suivre la réponse du tunnel à une excavation adjacente. Dans la direction longitudinale, soit les sections répondent comme des unités discontinues, le mode de déformation par cisaillement est alors dominant ; soit un mode de déformation en flexion est dominant (figure 1.38). Les mesures brutes de déformation de fibre (figure 1.39 : en bleu les mesures à l'Est de la clé selon la ligne EE' et en rouge les mesures à l'Ouest de la clé selon la ligne WW') sont analysées. Le mode principal de déformation est celui par flexion, les zones de flexion étant situées aux distances 360 m, 390 m, 450 m et 765 m. L'instrumentation par deux fibres longitudinales permet d'identifier le mécanisme de déformation.

La figure 1.40 représente la hauteur de terrain de couverture, la déformation axiale le long de la fibre longitudinale et le déplacement mesuré par cibles géodésiques à l'axe du tube nord du tunnel instrumenté présenté à la figure 1.34a. Les résultats sont présentés pour quatre hauteurs de terrain au cours du remblaiement. La zone de déformation principale est située entre les repères 130 m et 240 m. Cela correspond à la zone pour laquelle la hauteur de terrain est la plus élevée. En-dehors de cette zone, les valeurs relevées par le DOFS sont globalement constantes et négatives résultant probablement d'un fluage du revêtement.

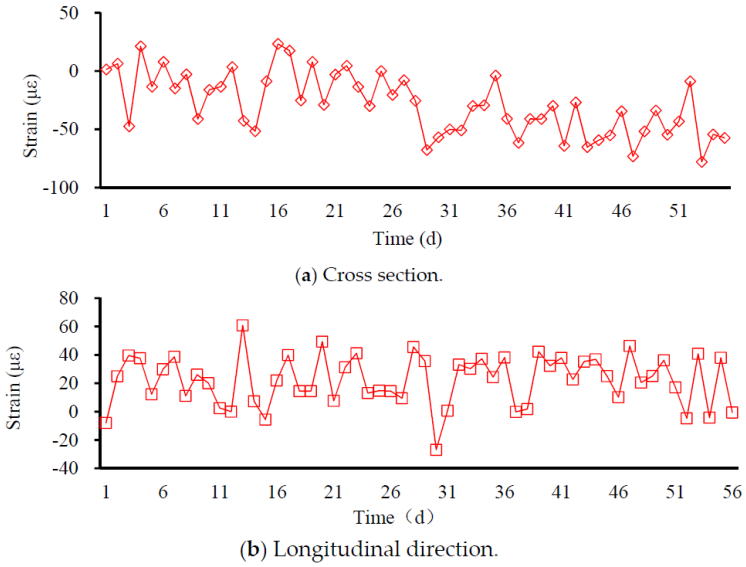


FIGURE 1.37 – Résultats-types des mesures de déformation par fibre optique (Wang *et al.*, 2019).

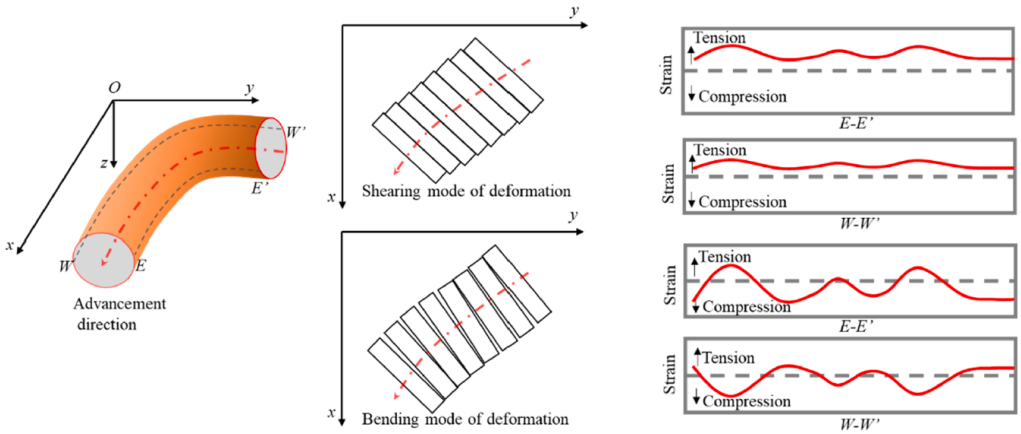


FIGURE 1.38 – Modes de déformation en cisaillement et flexion du tunnel dans la direction longitudinale (Zhu *et al.*, 2022a).

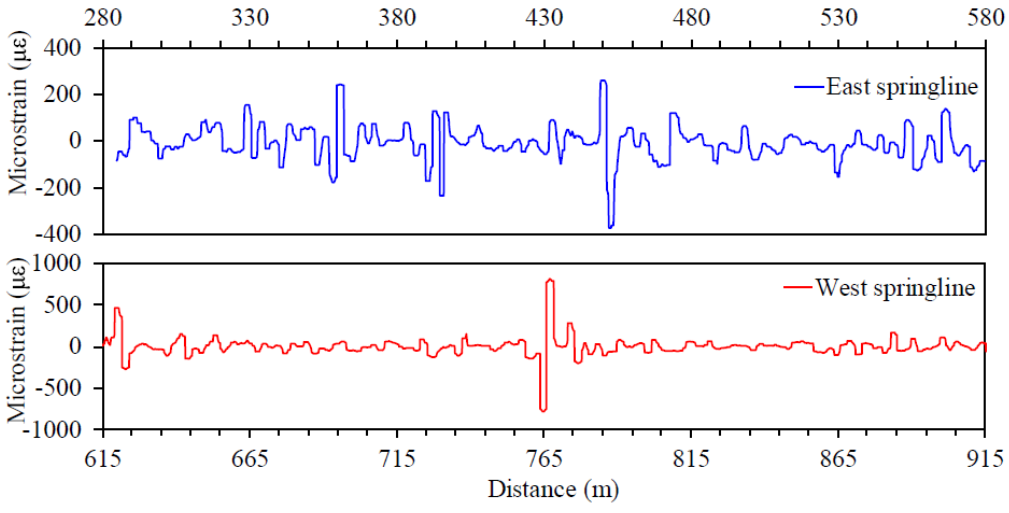


FIGURE 1.39 – Exemple de mesures de déformation obtenues par fibre optique (Zhu *et al.*, 2022a).

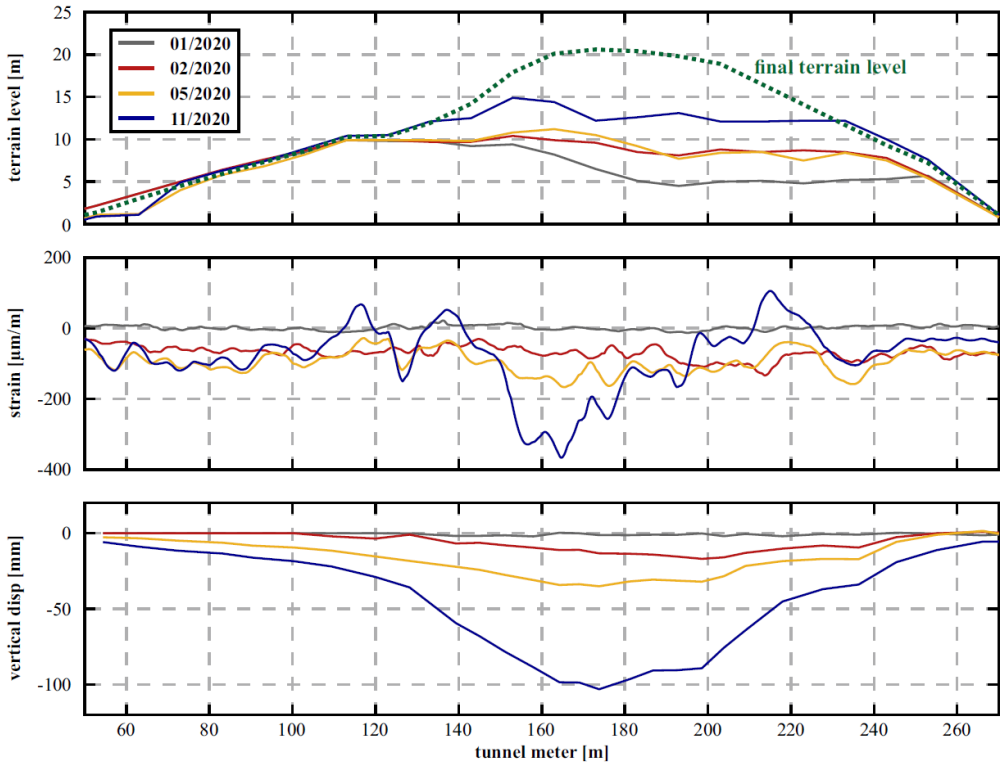


FIGURE 1.40 – Résultats des mesures de déformations par fibre optique : modification de hauteur de couverture, mesures longitudinales le long de la fibre optique, déplacement vertical par mesures géodésiques (Monsberger *et al.*, 2022).

1.3.5.2 Déformations en section

Dans la même étude que celle présentée pour les déformations longitudinales, Monsberger *et al.* (2022) réalise une étude en section transversale à l'aide du DOFS installé selon le plan décrit à la figure 1.34a. La figure 1.41 représente l'évolution de la hauteur de terrain de couverture (haut), les mesures obtenues par le DOFS (milieu) et par mesures géodésiques (bas) relevées sur une période de un mois dans deux sections (gauche et droite). On constate que la section présentée à gauche a subi un chargement excentré sur la droite du tunnel tandis que la section présentée à droite a subi un chargement quasiment centré dans l'axe du tunnel. Pour la représentation des mesures de déformations de la fibre optique, la déformation négative traduisant de la compression de la fibre est représentée à l'extérieur de la géométrie du revêtement et la déformation positive traduisant de la traction dans la fibre est représentée à l'intérieur de la géométrie du revêtement. Dans les deux sections, on observe de la traction en voûte et de la compression à hauteur des piédroits. Compte-tenu du chargement appliqué, on suppose que la section entière se déplace vers le bas et qu'une compression des piédroits a lieu. En parallèle, les déplacements relevés par les mesures géodésiques montrent une légère ovalisation de la géométrie du revêtement. L'ensemble de ces mesures permet de décrire le comportement de l'ouvrage en lien avec le chargement qui lui est appliqué.

De manière analogue, Buchmayer *et al.* (2019) présente les mesures obtenues par un système DFOS sur la géométrie du revêtement pour plusieurs temps de prise de mesure (figure 1.42a) comparativement aux mesures géodésiques (figure 1.42b). Les mesures de déformation de la fibre sont toujours négatives ce qui indique de la compression de la fibre sur toute sa longueur. La valeur maximale relevée est de $-1860\ \mu\varepsilon$ soit $-1,86\ \mathrm{mm}\cdot\mathrm{m}^{-1}$.La mesure géodésique permet d'obtenir le déplacement de points repérés en intrados du revêtement tandis que la mesure DFOS permet d'obtenir la déformation en un point de mesure situé sur le linéaire de la fibre. À partir des données de déplacements obtenues par la mesure géodésique on peut calculer la déformation correspondante dans la fibre pour comparer les données obtenues à l'aide des deux méthodes. La variation de longueur ΔL entre deux points de mesure

dans l'espace doit être divisée par la longueur totale initiale L entre ces points. La figure 1.43 compare les mesures obtenues par DFOS et par géodésie en moyenne le long de 41-43 en fonction du temps. La géodésie donne des résultats d'amplitude plus élevée que la fibre optique. Cela s'explique en partie par le fait que les cibles géodésiques sont placées 1 m plus proches de la tête du tunnel que la fibre, cet effet a été vérifié par des mesures complémentaires. On retrouve néanmoins la même tendance de déformation pour les deux types de prise de mesure.

Mohamad *et al.* (2012) suit les déformations d'un tube nouvellement construit causées par l'excavation d'un tube adjacent. Il instrumente plusieurs sections d'un tube (OT) du tunnel pour le suivi des déformations lors de la construction du second tube (IT). Au front, les tunneliers sont espacés *a minima* de 100 m dans la direction longitudinale lors de la construction de chacun des tubes. Douze sections du tube OT sont instrumentées comme indiqué à la figure 1.44a. Les résultats bruts présentés à la figure 1.44b sont donnés comparativement pour six sections. Les déformations ont une tendance similaire entre toutes les sections. À l'exception de la R489 et R496, la déformation en compression maximale est située au niveau de la jauge la plus proche du second tunnel (jauge 10, figure 1.44a), la déformation en clé, jauges 5 et 6, est caractéristique d'un fonctionnement en traction et on retrouve de la compression plus faible au piédroit opposé au nouveau tunnel, jauges 1 et 2. Ces observations sont en accord avec l'hypothèse de déformation par ovalisation du tunnel se traduisant par de la compression aux piédroits et de la traction en clé et radier. L'analyse est réalisée de manière semblable à celle présentée à la figure 1.35. Les différences identifiées dans les sections R489 et R496 s'expliquent par la prise de mesure tardive par rapport au passage du tunnelier du second tube suite à un problème technique lié à l'interrogateur de la fibre.

Les différentes analyses à partir des mesures brutes obtenues par DFOS présentées dans cette partie démontrent que ces données permettent de repérer les zones sensibles, c'est-à-dire ayant une déformation significative, et d'apporter des éléments pour le suivi des déplacements globaux. Les mesures obtenues par fibre optique doivent être couplées à des mesures de déplacement et/ou à des hypothèses de comportement de la structure pour pouvoir proposer un mécanisme de déformation globale du revêtement. Ainsi, retrouver le déplacement des jauges situées sur le linéaire de la fibre à partir de la déformation mesurée par le DFOS n'est pas aussi direct que l'opération inverse. Les méthodes rencontrées dans la littérature pour résoudre ce problème sont présentées dans la section suivante.

1.3.6 Des déformations aux déplacements

Pour évaluer la sécurité structurelle d'un ouvrage, les données de déformation uniaxiale mesurées à partir d'un système DFOS doivent être traduites en déformation structurelle à l'aide d'un algorithme d'analyse. Il s'agit de la méthode de reconstruction inverse de déformée. Les algorithmes numériques doivent être suffisamment généraux ou adaptables pour couvrir tous les types de géométrie (Aung *et al.*, 2023).

Les déformations d'un tunnel peuvent se traduire par l'affaissement vertical notamment en clé (figure 1.32b), la flexion horizontale (figure 1.38), l'ouverture de joints entre voussoirs et leurs mouvements relatifs (figure 1.45) et la déformation transversale des sections (figure 1.35).

1.3.6.1 Disjonction des voussoirs

L'ouverture de joints entre voussoirs constituant une section circulaire est un phénomène observé dans les tunnels de métro constitués de voussoirs en béton. Deux modes de déformation sont analysés par Zhu *et al.* (2022a).

Pour le cisaillement, Zhu *et al.* (2022a) considèrent un modèle comportant trois voussoirs, où le voussoir central subit une translation vers le bas tandis que les deux autres restent immobiles. Ils calculent géométriquement le déplacement relatif h du voussoir central (figure 1.45a) :

$$h = \sqrt{A_1A_2'^2 - A_1A_2^2} = \sqrt{(L(1+\varepsilon))^2 - L^2} = L\sqrt{\varepsilon^2 + 2\varepsilon} \tag{1.6}$$

Pour la flexion, les auteurs considèrent toujours un modèle à trois voussoirs, où le voussoir central subit cette fois-ci une rotation d'angle θ tandis que les deux autres restent immobiles. Ils calculent

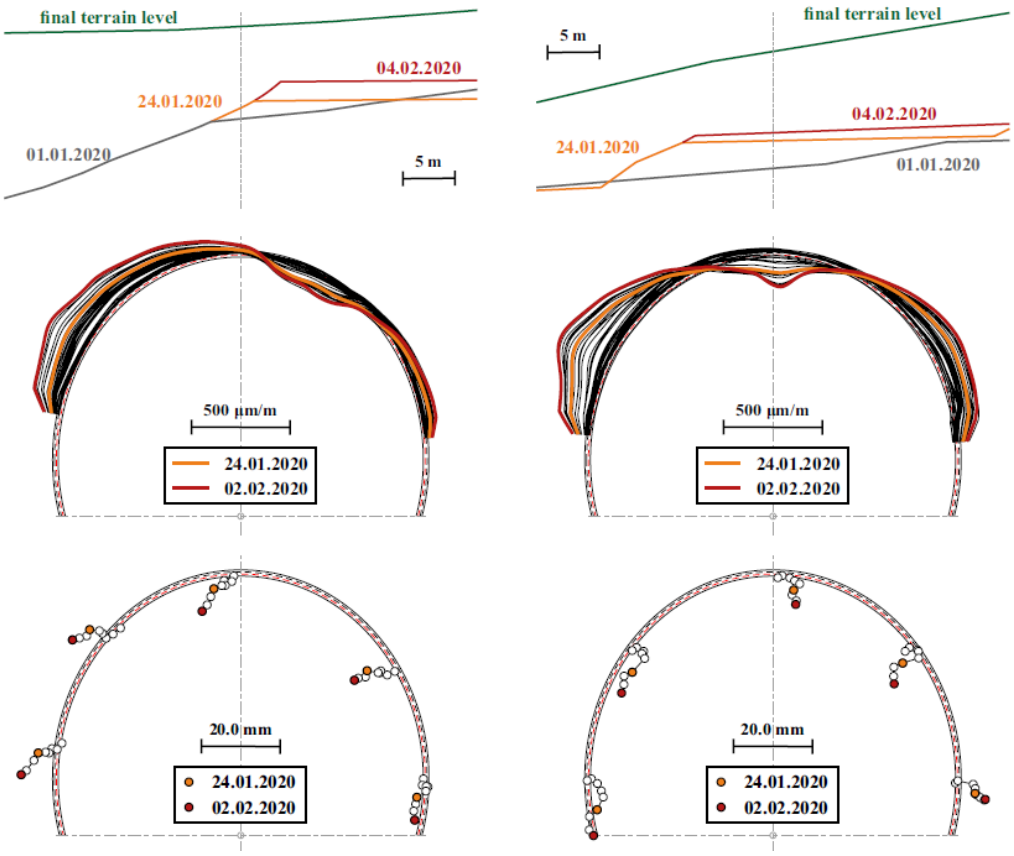
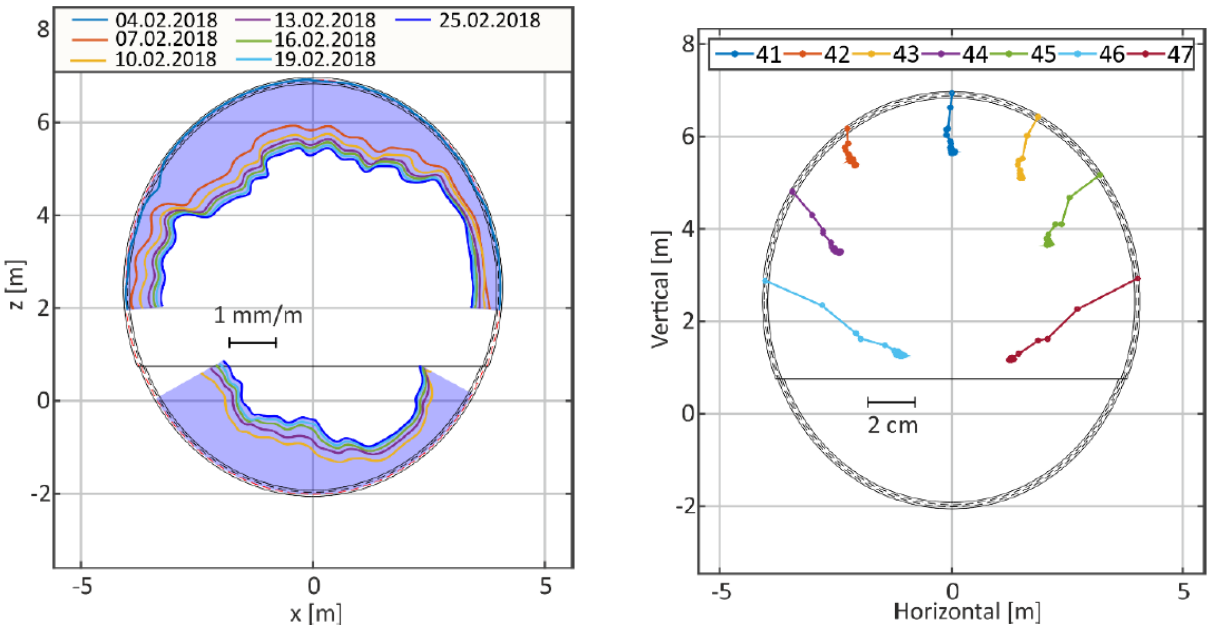


FIGURE 1.41 – Résultats des mesures au droit de deux sections prises durant un mois : variations de la hauteur de terrain de couverture (haut), déformation donnée par le DFOS (milieu) et déplacements relevés par la mesure géodésique (bas) (Monsberger *et al.*, 2022).



(a) (b)

FIGURE 1.42 – Mesure de déformation de la fibre optique (a) et déplacement des cibles géodésiques (b) pour sept prises de mesures dans le temps (Buchmayer *et al.*, 2019).

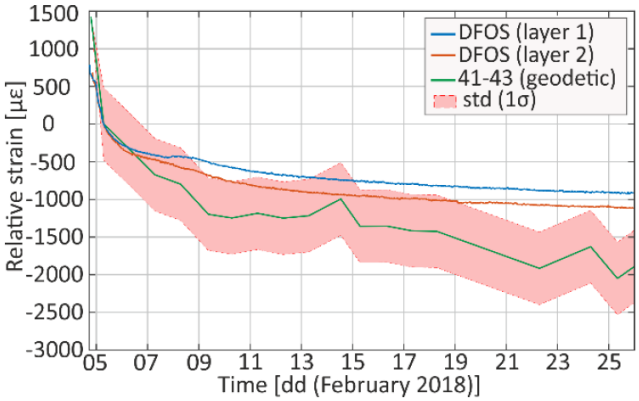
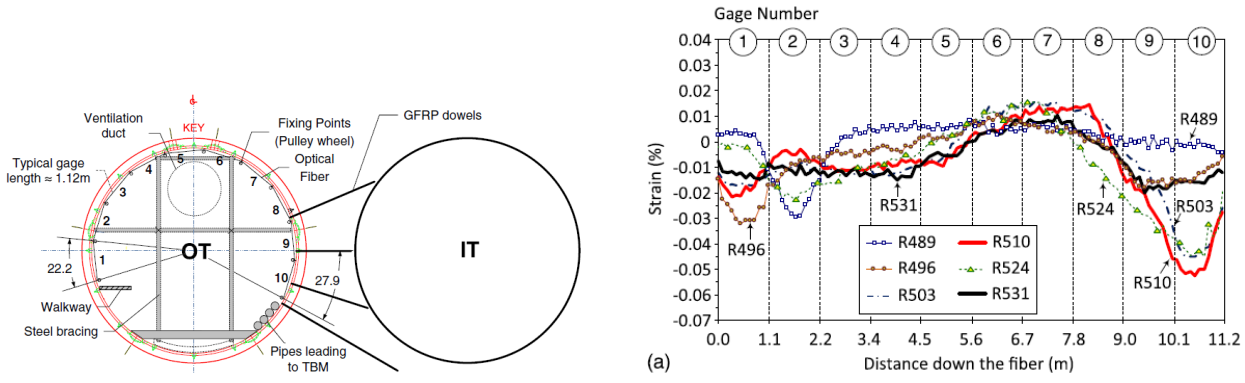


FIGURE 1.43 – Mesures géodésiques converties en déformations comparées aux mesures fibre optique Buchmayer *et al.* (2019)



(a) (b)

FIGURE 1.44 – Schéma de pose de la fibre optique (a) et résultats bruts dans plusieurs sections (b) (Mohamad *et al.*, 2012).

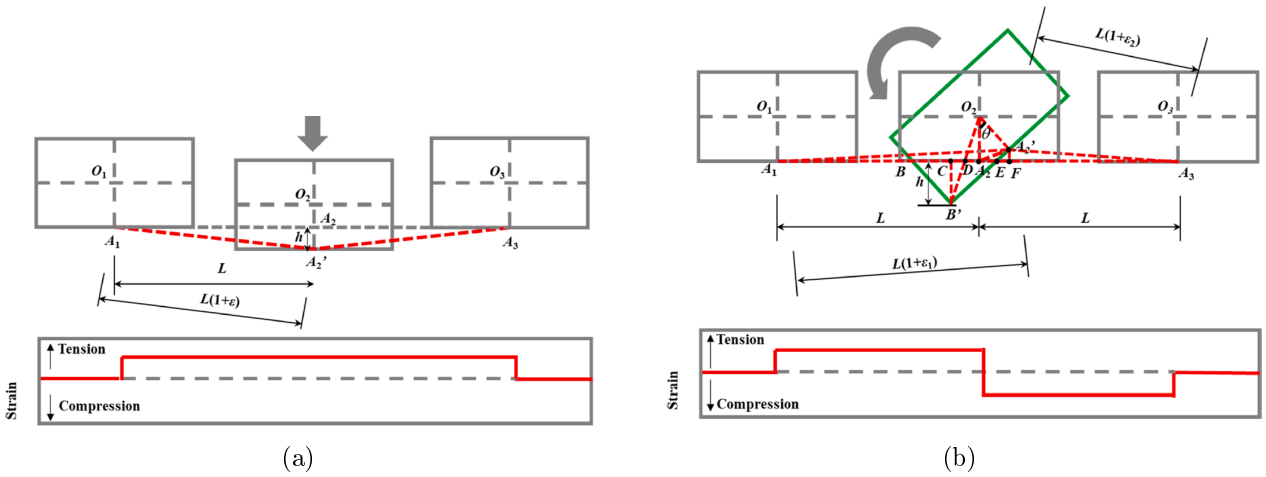
numériquement l'angle θ pour déterminer le déplacement h du voussoir central (figure 1.45b) :

$$h = \left(b - \text{atan}\frac{\theta}{2}\right)\sin\theta \tag{1.7}$$

où b est le rayon de la section de tunnel.

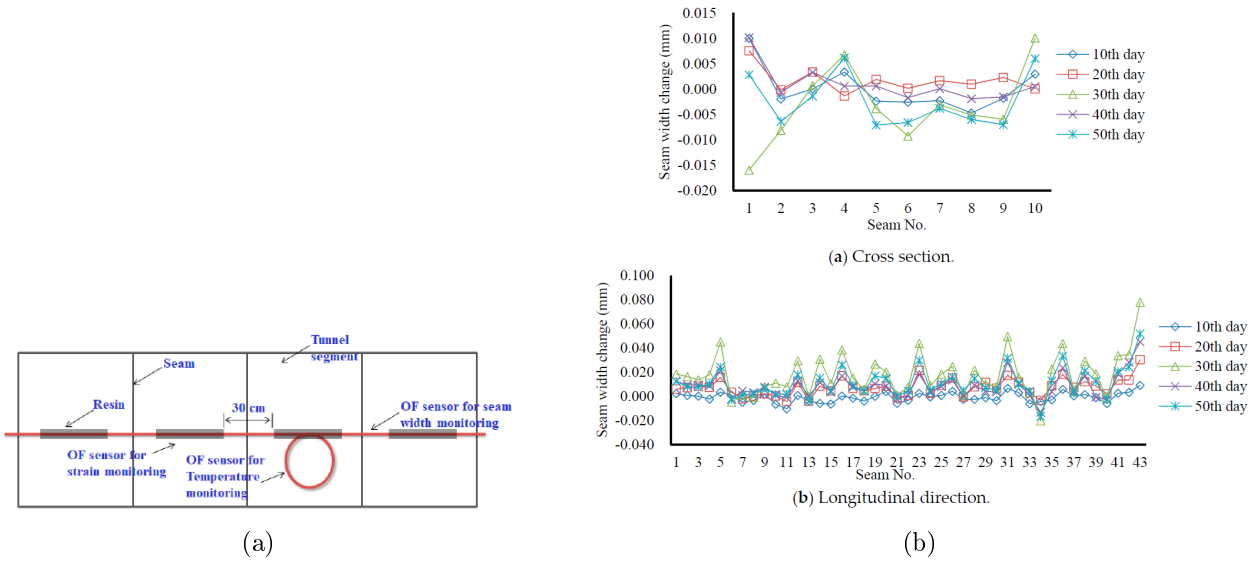
La valeur du déplacement du voussoir calculée par ces deux méthodes à partir des mesures de déformations peut ensuite être comparée à la valeur relevée par une méthode de mesure de déplacement comme le fil invar et permettre de déterminer le mode de déformation de l'ouvrage.

Dans Wang *et al.* (2019), la variation d'épaisseur du joint est utilisée comme marqueur de déformation. Elle est exprimée par $W = \bar{\varepsilon}L$ avec $\bar{\varepsilon}$ la déformation moyenne sur la longueur de fibre optique L dont les extrémités situées de part et d'autre du joint sont collées. A la figure 1.46a on a $L = 30$ cm. Les courbes données à la figure 1.46b montrent que l'épaisseur du joint entre voussoirs varie avec de plus grandes amplitudes au cours du temps dans la direction longitudinale qu'en section pour le tunnel avec voussoirs en béton instrumenté.



(a) (b)

FIGURE 1.45 – Résultat théorique de déformation obtenue par mesure fibre optique pour le mode de déformation en cisaillement (a) et en flexion (b) (Zhu *et al.*, 2022a).



(a) (b)

FIGURE 1.46 – Schéma de l'installation longitudinale de fibre (a) et résultats types des mesures d'ouverture des joints par fibre (b) (Wang *et al.*, 2019).

1.3.6.2 Déplacements en section

Mohamad *et al.* (2012) (figure 1.44) évaluent les variations de diamètre d'un tunnel à l'aide d'un suivi extensiométrique et les comparent aux valeurs obtenues par fibre optique à l'aide de trois approches : Symmetrical Ovaling of Tunnel Lining (1), Rotated Symmetrical Ovaling of Tunnel Lining (2) et Integration of Actual Strains to Displacements (3). Les deux premières méthodes permettent de convertir la mesure de déplacement donnée par les extensomètres en déformations pour vérifier ou non la cohérence des déformations calculées avec celles mesurées par fibre optique (voir paragraphe 1.3.5.2). La méthode (3) permet de passer de la mesure en déformation donnée par la fibre à la valeur en déplacement correspondante. Cette méthode nécessite la disposition d'un capteur à fibre optique en intrados et d'un capteur à fibre optique en extrados du revêtement ainsi que la connaissance détaillée du système de joints mis en place entre les voussoirs.

Pour la méthode Symmetrical Ovaling of Tunnel Lining (1), on fait l'hypothèse que les déformations en section sont la somme d'une déformation radiale uniforme de compression et d'une déformation radiale d'ovalisation. La seconde engendrant une ovalisation du revêtement par fléchissement, on peut alors associer la variation de diamètre à la courbure du revêtement. En considérant une ovalisation diamétralement symétrique du tunnel et un moment de flexion maximal en clé et aux naissances du tunnel, on peut obtenir une relation purement géométrique entre la déformation maximale et la variation de diamètre mesurée à l'aide d'extensomètres :

$$\varepsilon_{max} = \frac{3d}{R}\left(\frac{\Delta D}{D}\right) \tag{1.8}$$

avec d la distance entre la fibre optique et la fibre neutre, R le rayon de la section et D son diamètre.

La deuxième méthode (2) reprend la première en y ajoutant une rotation de l'axe de symétrie de la déformation. La variation de diamètre mesurée à l'aide d'extensomètre est prise considérant cette nouvelle géométrie.
La figure 1.47 trace la déformation en fonction de la position de la mesure selon l'angle de rotation φ comme décrit sur le schéma représenté à côté du graphique. Les résultats montrent que la deuxième méthode donne la meilleure approximation de ce qui est mesuré à l'aide de la fibre.

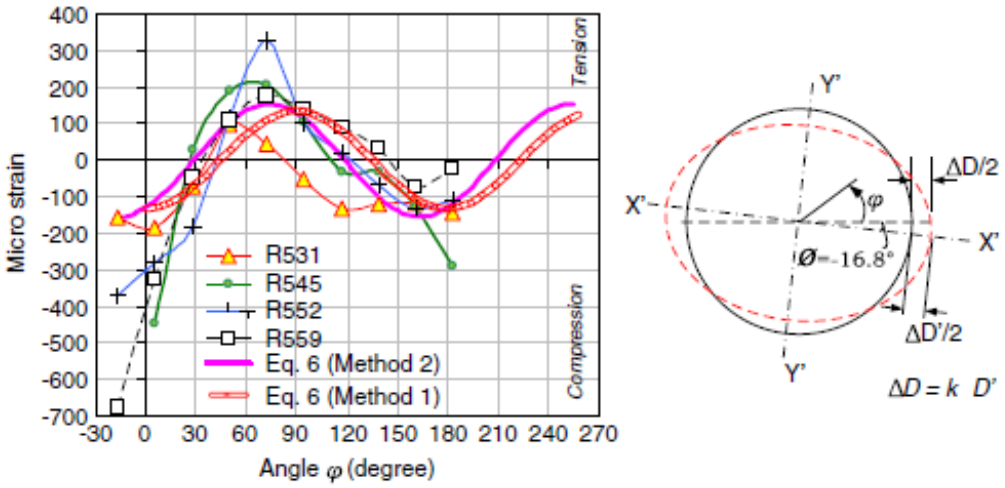


FIGURE 1.47 – Déformation mesurée par fibre optique au droit des sections R531, R545, R552, R559 et calculée par les méthodes (1) et (2) (Mohamad *et al.*, 2012).

Pour la méthode Integration of Actual Strains to Displacements (3), on fait l'hypothèse que la déformation mesurée est due uniquement à une modification du moment de flexion, la longueur de revêtement est supposée sans ouverture ou fermeture de joint. On peut alors calculer la déformation comme une fonction qui correspond aux mesures relevées par fibre optique (à la figure 1.47, une courbe

polynomiale ou une combinaison de sinusoïdes selon les sections est utilisée) :

$$\frac{d^2y}{d\varphi^2} + y = -\frac{R^2}{d}\varepsilon(\varphi) \tag{1.9}$$

La résolution de l'équation différentielle se fait à l'aide de deux conditions limites : la localisation du point de déplacement maximal ($dy/d\varphi = 0$) et la valeur du déplacement initial pour l'un des points. Les résultats obtenus figure 1.48 sont plus élevés que ceux obtenus à l'aide des extensomètres (on calcule une augmentation du diamètre horizontal de 4 à 6 mm contre une mesure à l'aide d'extensomètres comprise entre 3 et 4 mm). Les déplacements vers la lumière du tunnel de l'arc R531 montrent que l'analyse utilisant la méthode (3) doit être couplée à des mesures de déplacements pour être validée.

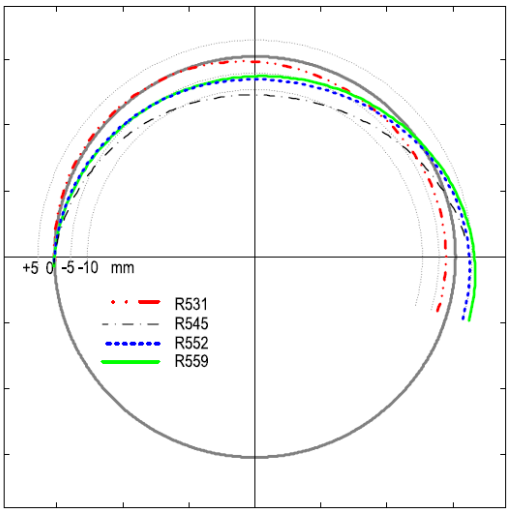


FIGURE 1.48 – Déplacement radial calculé à partir de la mesure fibre optique à l'aide de la méthode (3) (Mohamad *et al.*, 2012).

Dans Sui *et al.* (2021), le calcul de déformation donné à l'équation (1.9) réalisé par Mohamad *et al.* (2012) est repris en considérant un allongement ou un raccourcissement possible du revêtement par ouvertures et fermetures de joints ou de fissures par exemple. Le calcul proposé se base sur la théorie des poutres incurvées. On considère que le rayon de la poutre incurvé est considérablement plus grand que son épaisseur. La déformation est donnée par un système d'équations différentielles avec v le déplacement radial le long de l'axe neutre, n la coordonnée radiale, $\varepsilon_{in}(\varphi)$ et $\varepsilon_{out}(\varphi)$ les fonctions représentant la distribution des mesures relevées par fibre optique en extrados et intrados du revêtement.

$$\varepsilon_\varphi(\varphi, n) = \frac{1}{R}\left(\frac{du}{d\varphi} - v\right) - \frac{n}{R^2}\left(\frac{d^2v}{\partial\varphi^2} + \frac{du}{d\varphi}\right) \tag{1.10}$$

$$\frac{d^2v}{\partial\varphi^2} + \frac{du}{d\varphi} = \frac{R^2}{d}\frac{\varepsilon_{in}(\varphi) - \varepsilon_{out}(\varphi)}{2} \tag{1.11}$$

$$\frac{du}{d\varphi} - v = R\frac{\varepsilon_{in}(\varphi) + \varepsilon_{out}(\varphi)}{2} \tag{1.12}$$

Cette méthode inverse est cohérente avec des simulations aux éléments finis. Les résultats sont également concordants avec les résultats de station totale et conformes au mode de déformation du tunnel (figure 1.49b).

Dans Wang *et al.* (2019), la convergence du tunnel est définie comme la somme de la déformation de flexion et des déformations issues des ouvertures et fermetures de joints localisés. Les déplacements induits par les déformations axiales entre joints et de cisaillement sont considérées faibles donc ignorées. Les auteurs ajoutent cependant le déplacement dû à la rotation des voussoirs (figure 1.50). Ils obtiennent

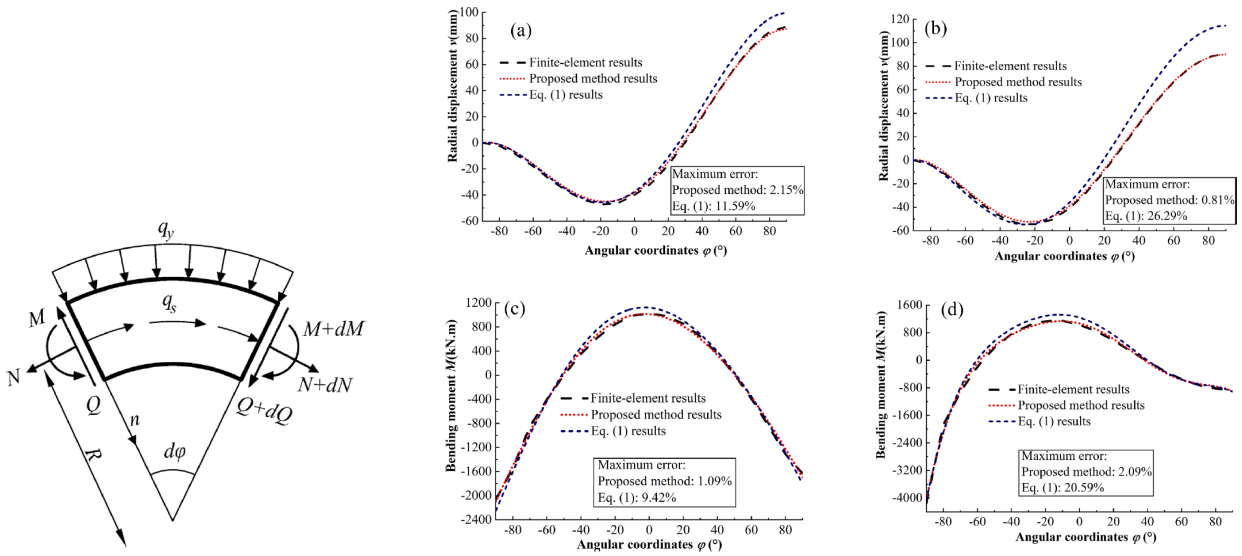


FIGURE 1.49 – Schéma des forces appliquées sur la poutre courbe (a) et comparaison entre les calculs et le modèle aux éléments finis (b) (Sui *et al.*, 2021).

l'équation de la déformation :

$$\begin{aligned} D &= D_1 + D_2 \\ &= \int \frac{\varepsilon_M}{y} \overline{M}\, dx \;\; + l\alpha' \sin\left(\alpha + \frac{\alpha'}{2}\right) \end{aligned} \tag{1.13}$$

avec D_1 la déformation en flexion, D_2 la déformation due aux rotations de joints, ε_M la déformation de flexion, $\overline{M}$ le moment virtuel de flexion, α l'angle initial entre deux points de mesure sur la fibre optique, l la longueur de corde entre deux points de mesure de la fibre optique et α' la variation qui s'ajoute à l'angle α et qui s'exprime tel que $\alpha' = \frac{W}{2y_L}$ où y_L est la distance entre le capteur et l'axe neutre. Les résultats obtenus par cette méthode sont présentés à la figure 1.51. La convergence est maximale au droit du piédroit droit.

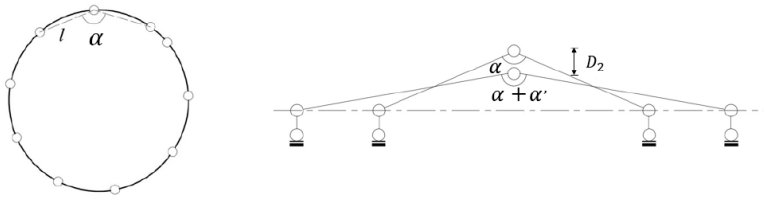


FIGURE 1.50 – Schéma du modèle utilisé pour la définition du calcul dans Wang *et al.* (2019) pour le calcul des déformations dues à la rotation des joints.

Monsberger et Lienhart (2021) retrouvent les déplacements à partir de la mesure de déformation en passant par le calcul de la courbure. La courbure κ_i au point i donnée à l'équation (1.14) se calcule à l'aide de la déformation en i notée ω_i et de la distance entre deux points de mesure notée h, c'est-à-dire la résolution spatiale de la fibre optique. La courbure $\kappa(s)$ à la jauge s de la fibre optique donnée à l'équation (1.15) se calcule à l'aide des mesures de fibre optique réalisées en intrados ε_{in} et extrados ε_{out} (figure 1.52) et de la distance entre les deux fibres de mesure d.

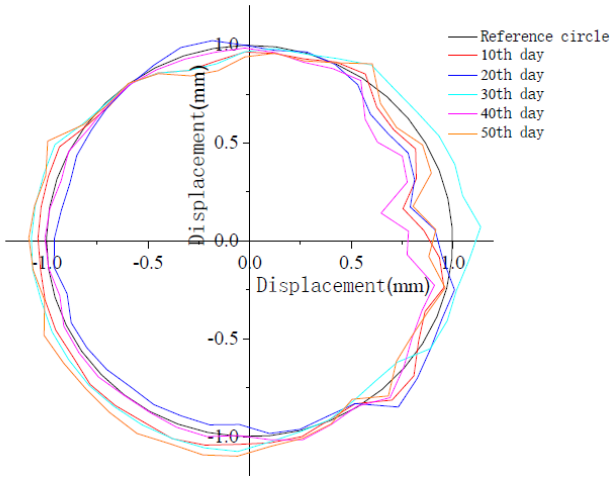


FIGURE 1.51 – Résultats-type du calcul des déplacements en section à partir des mesures de déformation (Wang *et al.*, 2019).

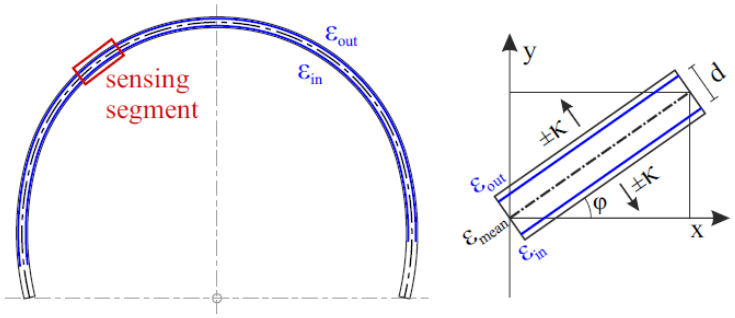


FIGURE 1.52 – Principe de la méthode de determination de la géométrie à l'aide de deux fibres optiques (Monsberger et Lienhart, 2021).

$$\kappa_i = \frac{1}{h^2}.(\omega_{i+1} - 2.\omega_i + \omega_{i-1}) \tag{1.14}$$

$$\kappa(s) = \frac{\varepsilon_{out}(s) - \varepsilon_{in}(s)}{d(s).\frac{1}{2}.(\varepsilon_{out} + \varepsilon_{in})} \tag{1.15}$$

Les deux équations du calcul de la courbure donnent le même résultat en considérant que le point i et la jauge s sont confondus. Pour l'ensemble des jauges présentes le long de la fibre de mesure cela donne :

$$\kappa = A.\omega$$

$$\Rightarrow \begin{bmatrix} \kappa_1 \\ \kappa_2 \\ ... \\ \kappa_{n-1} \\ \kappa_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{h^2} & \frac{-2}{h^2} & \frac{1}{h^2} & ... & ... & ... & ... & 0 \\ 0 & \frac{1}{h^2} & \frac{-2}{h^2} & \frac{1}{h^2} & ... & ... & ... & 0 \\ ... & ... & ... & ... & ... & ... & ... & 0 \\ ... & ... & ... & ... & \frac{1}{h^2} & \frac{-2}{h^2} & \frac{1}{h^2} & 0 \\ 0 & ... & ... & ... & 0 & \frac{1}{h^2} & \frac{-2}{h^2} & \frac{1}{h^2} \end{bmatrix} . \begin{bmatrix} \omega_0 \\ \omega_1 \\ ... \\ \omega_{n-1} \\ \omega_n \end{bmatrix} \tag{1.16}$$

Les valeurs obtenues à l'équation 1.15 donnent le changement de courbure de la jauge considérée, c'est-à-dire la déformation orthogonale appliquée à la tangente au revêtement. Compte tenu de la géométrie courbée initiale, la courbure dans le système de coordonnées bidimensionnelles peut être exprimée par :

$$\begin{bmatrix} \kappa_i^x \\ \kappa_i^y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sin\varphi_i \\ \cos\varphi_i \end{bmatrix} .\kappa_i \tag{1.17}$$

avec φ l'orientation du segment instrumenté relativement à l'horizontale (figure 1.52). La position initiale de chaque jauge située le long de la fibre de mesure $d_i(x_i^{model}, y_i^{model})$ doit être relevée sur la structure. On note $(\Delta x^{TS}, \Delta y^{TS})$, les déplacements relevés par les cibles géodésiques dans le repère (x, y) de points utilisés comme conditions aux limites pour la résolution du modèle. On peut voir la méthode comme une approche itérative dans laquelle la géométrie du revêtement est continuellement mise à jour (figure 1.53).

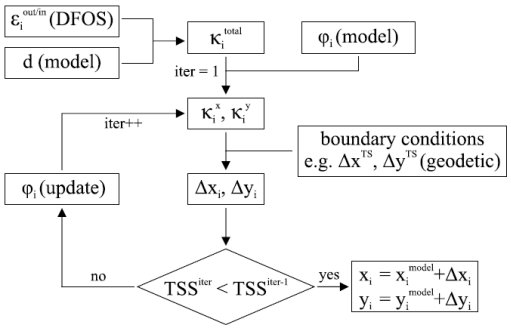


FIGURE 1.53 – Principe de la méthode de determination de la géométrie à l'aide de deux fibres optiques (Monsberger et Lienhart, 2021).

Les coordonnées de la géométrie finale peuvent être déterminées en ajoutant la variation en x et en y $(\Delta x_i, \Delta y_i)$ aux coordonnées de la géométrie initiale.

$$\begin{bmatrix} \kappa_1^x \\ ... \\ \kappa_n^x \\ \Delta x_j^{TS} \\ ... \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{h^2} & \frac{-2}{h^2} & \frac{1}{h^2} & ... & ... & ... & ... & 0 \\ ... & ... & ... & ... & ... & ... & ... & 0 \\ 0 & ... & ... & ... & 0 & \frac{1}{h^2} & \frac{-2}{h^2} & \frac{1}{h^2} \\ a_0 & a_1 & ... & ... & ... & ... & a_n & a_{n+1} \\ ... & ... & ... & ... & ... & ... & ... & ... \end{bmatrix} . \begin{bmatrix} \Delta x_0 \\ \Delta x_1 \\ ... \\ \Delta x_{n+1} \end{bmatrix} \tag{1.18}$$

$$\begin{bmatrix} \kappa_1^y \\ \dots \\ \kappa_n^y \\ \Delta y_j^{TS} \\ \dots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{h^2} & \frac{-2}{h^2} & \frac{1}{h^2} & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\ 0 & \dots & \dots & \dots & 0 & \frac{1}{h^2} & \frac{-2}{h^2} & \frac{1}{h^2} \\ a_0 & a_1 & \dots & \dots & \dots & \dots & a_n & a_{n+1} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta y_0 \\ \Delta y_1 \\ \dots \\ \Delta y_{n+1} \end{bmatrix} \tag{1.19}$$

avec $a_i = 1$ si $i = j$ et $a_i = 0$ si $i \neq j$.

L'algorithme présenté est testé à l'aide de mesures prises sur 5 cibles géodésiques et de la fibre optique installée dans le tunnel de base de Semmering en Autriche. Le déplacement obtenu par l'algorithme figure 1.54 montre un bon accord avec les observations obtenues par la mesure géodésique. L'analyse a été testée en prenant plus ou moins de points de référence en déplacement. L'estimation de la déformée devient erronée lorsque les points de référence sont pris trop proches.

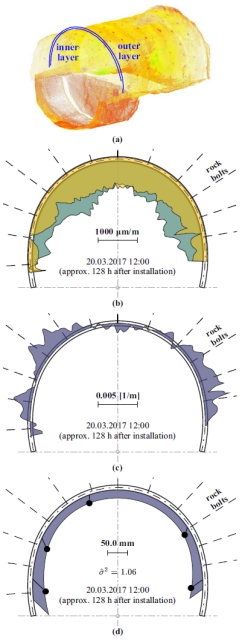


FIGURE 1.54 – Déplacements en section de tunnel : vue d'ensemble d'installation de la fibre optique (a), mesure de déformation sur la surface intérieure (vert) et extérieure (jaune) (b), courbure calculée (c), courbe de déplacement calculée à partir des données de fibre optique et géodésiques (d) (Monsberger et Lienhart, 2021).

1.4 Synthèse et conclusion

Bien qu'anciens, les tunnels en maçonnerie constituent une part significative du patrimoine d'infrastructures souterraines national. Leur vieillissement progressif, combiné à une connaissance encore lacunaire de leur comportement mécanique sous l'effet des sollicitations naturelles et anthropiques, justifie pleinement qu'un effort accru de compréhension, d'observation et de modélisation leur soit consacré. La littérature montre que ces ouvrages font l'objet d'une attention particulière, notamment en raison de désordres parfois spectaculaires, à l'image de ceux ayant conduits à l'accident du tunnel de Vierzy.

La première partie de cette revue bibliographique a permis d'éclairer sur les spécificités structurelles et constructives des tunnels maçonnés. Leur mode de conception, fondé sur une approche empirique souvent peu documentée, complique leur évaluation mécanique. En effet, l'hétérogénéité intrinsèque de la maçonnerie – tant au niveau des matériaux que des interfaces – rend leur comportement complexe, notamment en interaction avec le terrain encaissant. Les désordres observés sur ces structures révèlent une grande diversité de pathologies : fissurations, venues d'eau, chutes de matériaux, voire effondrements localisés. Ces phénomènes soulignent l'importance de mettre en place des dispositifs de suivi adaptés, permettant de prévenir et non seulement de constater les dégradations.

Dans cette perspective, la modélisation occupe une place centrale, non pour produire des prédictions parfaitement réalistes, mais pour fournir des outils d'aide à la décision robustes, transparents et bien maîtrisés. La littérature distingue plusieurs approches, dont les modèles analytiques, numériques et physiques. Les approches analytiques, bien que basées sur des hypothèses simplificatrices, présentent l'avantage d'offrir une lecture directe des relations entre paramètres, permettant une meilleure compréhension des effets mécaniques fondamentaux. Leur transparence et leur traçabilité sont des atouts majeurs dans un contexte où l'incertitude des paramètres mécaniques est élevée, comme le rappelle Subrin (2002). À ce titre, le calcul à la rupture, notamment dans son approche cinématique, offre un cadre pertinent pour analyser la stabilité de voûtes maçonnées, en tenant compte des interactions sol-structure et des hypothèses extrêmes de chargement. Ce champ reste pourtant peu exploré pour les tunnels en maçonnerie.

Les travaux expérimentaux, quant à eux, sont rares dans le domaine des tunnels en maçonnerie. Lorsqu'ils existent, ils s'appuient souvent sur des dispositifs simplifiés, dans lesquels le terrain est simulé par un chargement appliqué à la structure. Ce type de modélisation limite la prise en compte des déformations du terrain lui-même, et pose des difficultés dans le respect des règles de similitude. Néanmoins, ces modèles ont le mérite de fournir un cadre de validation pour les approches analytiques et numériques, à condition que leurs limites soient bien identifiées. Le développement d'un modèle réduit intégrant à la fois la structure et le sol constituerait donc une avancée méthodologique significative, notamment lorsqu'il permet de simuler un comportement global incluant l'hétérogénéité de la maçonnerie et les transferts de charge avec le terrain.

Enfin, l'instrumentation par fibre optique apparaît comme une voie prometteuse pour le suivi des tunnels en maçonnerie. La capacité de ces capteurs à détecter finement les déformations, y compris celles localisées au droit des joints entre voussoirs, ouvre la possibilité d'un suivi structurel exhaustif. Bien que la traduction des mesures de déformation en déplacements globaux reste à approfondir, la littérature indique que la fibre optique est particulièrement adaptée au suivi des désordres localisés et des effondrements, typiques des instabilités affectant les tunnels en maçonnerie. Son couplage avec des modèles analytiques et expérimentaux offre une perspective intégrée pour mieux comprendre, surveiller et anticiper l'évolution des tunnels maçonnés.

Ainsi, l'analyse bibliographique met en évidence un besoin fort de développement d'approches hybrides, articulant modélisation analytique, expérimentation physique et instrumentation innovante. C'est dans cette logique que s'inscrit le présent travail, en visant à proposer une lecture mécanique cohérente et vérifiable du comportement des tunnels en maçonnerie, capable d'éclairer les choix du gestionnaire d'ouvrages d'art confronté à l'incertitude et à la complexité de ces structures anciennes.

Chapitre 2

Évaluation de la stabilité d'un tunnel avec voûte en maçonnerie par le calcul à la rupture

DANS une première approche, on s'intéresse à l'évaluation des tunnels en maçonnerie à l'état limite ultime. Pour ce faire, on évalue leur capacité portante résiduelle par l'approche cinématique par l'extérieur du calcul à la rupture. Cette méthode permet de donner un majorant de la charge extrême supportable par un système, en fonction de sa géométrie et de la résistance de ses matériaux constitutifs. Elle repose pour ce faire sur la construction de mécanismes de rupture virtuels. Compte tenu de la complexité du système étudié, les calculs ont été menés dans un premier temps sur le terrain seul, en le considérant comme purement cohérent, purement frottant ou cohérent-frottant, puis sur la voûte en maçonnerie plein-cintre ou surbaissée seule, avant de revenir au système complet de la voûte de tunnel en maçonnerie dans son terrain encaissant. Finalement, cette étude permet de fournir une expression analytique ou semi-analytique de la charge au-delà de laquelle la ruine de la structure est assurée.

Plan du chapitre

2.1 Introduction à la théorie du calcul à la rupture 57
2.1.1 Position du problème 57
2.1.2 Approche statique par l'intérieur 57
2.1.3 Approche cinématique par l'extérieur 58
2.1.4 Mise en œuvre de l'approche cinématique du calcul à la rupture 59
2.1.5 Approche numérique du calcul à la rupture 59
2.2 Description du système d'étude et de l'approche retenue 60
2.3 Stabilité du terrain seul 62
2.3.1 Position du problème 62
2.3.2 Terrain encaissant purement cohérent 62
2.3.2.1 Mécanisme de rupture de « toit » 62
2.3.2.2 Mécanisme de rupture de « toit et côtés » 64
2.3.2.3 Analyse paramétrique et comparaison à la modélisation numérique . . 66
2.3.3 Terrain encaissant cohérent-frottant 69
2.3.3.1 Mécanisme de rupture de « toit » 69
2.3.3.2 Mécanisme de rupture « toit et côtés » 71
2.3.3.3 Analyse paramétrique et comparaison à la modélisation numérique . . 73
2.4 Stabilité de la voûte seule 76
2.4.1 Position du problème 76
2.4.2 Mécanisme de rupture « à trois rotules » 77
2.4.3 Analyse paramétrique et comparaison à la modélisation numérique 79
2.4.3.1 Présentation du cas d'étude 79
2.4.3.2 Modélisation numérique 80
2.4.3.3 Comparaison des modèles et étude paramétrique 83
2.5 Stabilité du tunnel 83
2.5.1 Position du problème 83
2.5.2 Stabilité de la voûte soumise à des forces réparties 83
2.5.2.1 Description du mécanisme 83
2.5.2.2 Mise en évidence de la non justification du mécanisme 84
2.5.3 Mécanisme de « renversement » du piédroit 84
2.5.4 Mécanisme de « poinçonnement » du piédroit 91
2.5.5 Analyse paramétrique et comparaison à la modélisation numérique 95
2.5.5.1 Présentation des cas d'études 95
2.5.5.2 Modélisation numérique 97
2.5.5.3 Influence de la géométrie du tunnel sur le coefficient de sécurité . . . 99
2.5.5.4 Influence des paramètres de résistance sur le coefficient de sécurité . . 100
2.6 Conclusion du chapitre 102

2.1 Introduction à la théorie du calcul à la rupture

Le calcul à la rupture vise à déterminer si un système, avec une *géométrie* donnée, supportera le *mode de chargement* qui lui est appliqué, compte tenu des *capacités de résistance* des matériaux qui le constituent. On pose comme condition nécessaire à la stabilité du système, la compatibilité entre son équilibre quasi statique et les conditions imposées par ses capacités de résistance. On trouve ce mode de raisonnement dès Coulomb (1773) mais c'est à Salençon (1983) que l'on doit sa formalisation.

La méthode a été, dans un premier temps, consacrée aux problèmes de mécanique des sols (Salençon, 1983; de Buhan, 1986; Garnier, 1995), avant d'être appliquée aux massifs rocheux fracturés (Bekaert et Maghous, 1996; Fréard, 2000), puis à la maçonnerie (de Buhan et de Felice, 1997; Sab, 2003; Colas, 2009; Le, 2013; Terrade, 2017; Donval, 2023; Nougayrede, 2023). La méthode a également été développée numériquement (Gueguin, 2014; Bleyer, 2015) et peut être, entre autres, utilisée via le logiciel d'élements finis Optum G2 (Optum CE, 2024).

On présente ici les principes généraux de la théorie qui sont mis en application dans la suite du chapitre en s'appuyant sur la formalisation proposée par Salençon (1983) et la description qui en est faite dans Colas (2017).

2.1.1 Position du problème

« La théorie du calcul à la rupture repose sur la connaissance de trois types de données sur le système étudié :

1. sa *géométrie*, définie par son volume $\mathcal{V}$ délimité par sa surface extérieure $\mathcal{S}$;
2. son *mode de chargement* $\underline{Q} \in \mathbb{R}^n$, dont les n composantes correspondent chacune à une sollicitation Q_i, $i = 1 \dots n$, définie dans le volume $\mathcal{V}$ ou sur la surface $\mathcal{S}$;
3. les *capacités de résistance* de ses matériaux constitutifs, définies en tout point $\underline{x}$ de $\mathcal{V}$ par la donnée du domaine admissible pour les contraintes noté $G(\underline{x})$, de sorte que :

$$\begin{cases} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \notin G(\underline{x}) \text{ est impossible} \\ \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \text{ est permis} \end{cases}$$

La connaissance de ces trois données nous permet de proposer comme condition nécessaire à la stabilité du système la compatibilité entre l'équilibre quasi statique sous $\underline{Q}$ et les capacités de résistance des matériaux, soit :

$$\boxed{\begin{array}{c} \text{Stabilité potentielle de l'ouvrage sous } \underline{Q} \\ \Updownarrow \\ \text{Compatibilité entre} \begin{cases} \text{équilibre quasi statique sous } \underline{Q} & ① \\ \text{capacités de résistance du matériau} & ② \end{cases} \end{array}}$$

Notons que la stabilité est dite *potentielle* car la condition énoncée n'est que nécessaire. On cherche, à partir de cette condition, à déterminer l'ensemble $\mathcal{K}$ des chargements potentiellement supportables par le système défini.

2.1.2 Approche statique par l'intérieur

Une première méthode pour évaluer $\mathcal{K}$ consiste à construire des champs de contrainte qui assurent la compatibilité des propositions ① et ② ; c'est l'approche dite *statique par l'intérieur*.

L'équilibre ① est assuré si le champ de contrainte $\underline{\underline{\sigma}}$ est *statiquement admissible* (s.a.), c'est-à-dire si $\underline{\underline{\sigma}}$ vérifie les conditions aux limites en efforts, et si :

$$\underline{\operatorname{div}}\, \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) + \underline{\gamma} = \underline{0} \tag{2.1}$$

Les capacités de résistance ② sont quant à elles assurées par :

$$\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \tag{2.2}$$

Alors, tout champ de contrainte $\underline{\underline{\sigma}}$ vérifiant (2.1) et (2.2) définit un chargement potentiellement supportable. $\mathcal{K}$ contient donc l'ensemble des chargements $\underline{Q}$ que ces champs de contrainte équilibrent soit :

$$\left\{\underline{Q} \,/\, \exists \underline{\underline{\sigma}} \text{ s.a. avec } \underline{Q} \text{ et } \forall \underline{x} \in \mathcal{V},\ \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x})\right\} \subset \mathcal{K} \tag{2.3}$$

En pratique, on cherche les champs de contrainte $\underline{\underline{\sigma}}$ statiquement admissibles qui vérifient l'équation (2.2), étant entendu qu'il n'est *a priori* pas possible de les trouver tous :

$$\boxed{\exists \underline{\underline{\sigma}} \text{ s.a. avec } \underline{Q} \text{ et } \forall \underline{x} \in \mathcal{V},\ \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \quad \Rightarrow \quad \underline{Q} \in \mathcal{K}} \tag{2.4}$$

Alors, l'enveloppe convexe $\mathcal{K}_s$ de l'ensemble des chargements correspondants sera incluse dans $\mathcal{K}$, ce qui revient à une estimation de $\mathcal{K}$ *par l'intérieur* (figure 2.1a). Le système est potentiellement stable pour tout chargement $\underline{Q}$ de $\mathcal{K}_s$.

2.1.3 Approche cinématique par l'extérieur

Pour compléter l'approche par l'intérieur, on peut entreprendre une deuxième estimation de $\mathcal{K}$ en procédant à la dualisation des équations d'équilibre précédentes par le biais du principe des puissances virtuelles. On qualifie cette approche de *cinématique par l'extérieur*.

En introduisant des champs de vitesse virtuels $\underline{v}$ *cinématiquement admissibles* (c.a.), c'est-à-dire continûment dérivables par morceaux et respectant les conditions aux limites en vitesses, la condition d'équilibre ① peut s'exprimer via le principe des puissances virtuelles par :

$\forall \underline{v}$ c.a. ,

$$\int_{\mathcal{V}} \underline{\gamma} \,.\, \underline{v}(\underline{x})\, \mathrm{d}V + \int_{\mathcal{S}} \left(\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}).\underline{n}(\underline{x})\right) . \underline{v}(\underline{x})\, \mathrm{d}S = \int_{\mathcal{V}} \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) : \underline{\underline{d}}(\underline{x})\, \mathrm{d}V + \int_{\Sigma} \left(\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}).\underline{n}(\underline{x})\right) . [\![\underline{v}(\underline{x})]\!]\, \mathrm{d}S \tag{2.5}$$

où $\underline{\underline{d}}$ est le tenseur des taux de déformation, $\underline{n}$ la normale à $\mathcal{S}$ ou la surface de discontinuité au champ de vitesse Σ et $[\![\underline{v}]\!]$ la discontinuité de vitesse.

Le premier terme de l'égalité (2.5) représente ainsi la *puissance des efforts extérieurs* $\mathcal{P}_{ext}$, que l'on peut encore écrire dans le mode de chargement à n composantes :

$$\mathcal{P}_{ext}(\underline{Q}, \underline{\dot{q}}) = \int_{\mathcal{V}} \underline{\gamma} \,.\, \underline{v}(\underline{x})\, \mathrm{d}V + \int_{\mathcal{S}} \left(\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}).\underline{n}(\underline{x})\right) . \underline{v}(\underline{x})\, \mathrm{d}S = \underline{Q}(\underline{\underline{\sigma}}) \,.\, \underline{\dot{q}}(\underline{v}) \tag{2.6}$$

Le second terme de l'égalité (2.5) représente la *puissance virtuelle de déformation* $\mathcal{P}_d$, soit l'opposé de la *puissance virtuelle des efforts internes*. À partir de $\mathcal{P}_d$, on introduit les fonctions suivantes :

$$\pi(\underline{\underline{d}}) = \sup_{\underline{\underline{\sigma}} \in G(\underline{x})} \left\{\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) : \underline{\underline{d}}(\underline{x}) \,/\, \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x})\right\} \tag{2.7a}$$

$$\pi(\underline{n}, [\![\underline{v}]\!]) = \sup_{\underline{\underline{\sigma}} \in G(\underline{x})} \left\{\left(\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}).\underline{n}(\underline{x})\right).[\![\underline{v}(\underline{x})]\!] / \, \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x})\right\} \tag{2.7b}$$

Ces fonctions π sont appelées *fonctions d'appui* et désignent respectivement la puissance résistante maximale dans le taux de déformation $\underline{\underline{d}}(\underline{x})$ et dans la discontinuité de vitesse $[\![\underline{v}(\underline{x})]\!]$ dans la direction $\underline{n}(\underline{x})$.

On remarque alors que le respect des capacités de résistance ② de l'ouvrage permet de majorer la puissance des efforts extérieurs $\mathcal{P}_{ext}(\underline{Q}, \underline{\dot{q}})$ grâce à l'égalité (2.5) par la fonctionnelle :

$$\mathcal{P}_{rm}(\underline{v}) = \int_{\mathcal{V}} \pi(\underline{\underline{d}})\, \mathrm{d}V + \int_{\Sigma} \pi(\underline{n}, [\![\underline{v}]\!])\, \mathrm{d}S \tag{2.8}$$

Cette fonctionnelle $\mathcal{P}_{rm}(\underline{v})$ est appelée *puissance résistante maximale*.

Les capacités de résistance du matériau imposent donc une nouvelle condition sur $\mathcal{K}$:

$$\mathcal{K} \subset \left\{\underline{Q} \,/\, \forall \underline{v} \text{ c.a. avec } \underline{\dot{q}},\ \mathcal{P}_{ext}(\underline{Q}, \underline{\dot{q}}) \leq \mathcal{P}_{rm}(\underline{v})\right\} \tag{2.9}$$

En pratique, on propose des champs de vitesse $\underline{v}$ cinématiquement admissibles pour lesquels on calcule $\mathcal{P}_{rm}(\underline{v})$, étant entendu qu'on ne peut *a priori* les explorer tous, et on cherche pour quelle valeur de $\underline{Q}$ la fonction $\mathcal{P}_{ext} - \mathcal{P}_{rm}$ est négative, sachant que :

$$\boxed{\underline{Q} \in \mathcal{K} \quad \Rightarrow \quad \forall\, \underline{v} \text{ c.a. avec } \underline{\dot{q}},\ \mathcal{P}_{ext}(\underline{Q}, \underline{\dot{q}}) \leq \mathcal{P}_{rm}(\underline{v})} \tag{2.10}$$

Cette opération permet de définir un ensemble $\mathcal{K}_c$ qui contient $\mathcal{K}$. On délimite ainsi les frontières de $\mathcal{K}$ par excès d'où le nom de construction *par l'extérieur* du domaine des chargements potentiellement supportables pour le système (figure 2.1b). L'instabilité est certaine pour tout chargement $\underline{Q}$ hors de $\mathcal{K}_c$. » (Colas, 2017)

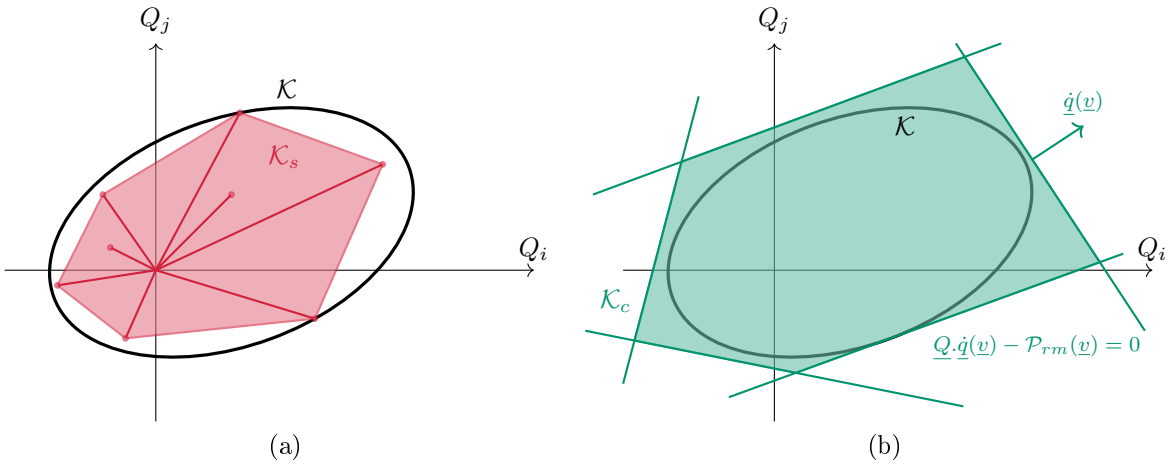


FIGURE 2.1 – Construction par l'intérieur (a) et par l'extérieur (b) du domaine $\mathcal{K}$ des chargements potentiellement supportables (Colas, 2017).

2.1.4 Mise en œuvre de l'approche cinématique du calcul à la rupture

La construction de champs de vitesse étant généralement plus simple à réaliser que celle de champs de contrainte, il a été décidé dans ce travail de thèse de mettre en œuvre la méthode cinématique par l'extérieur du calcul à la rupture. Les différentes étapes de la méthode sont :

1. Construction de champs de vitesses virtuels cinématiquement admissibles, c'est-à-dire appartenant à l'ensemble C défini par :

$$\mathrm{C} = \{\underline{v}\ C^0 \text{ et } C^1 \text{ par morceaux respectant les conditions aux limites en vitesses}\} \tag{2.11}$$

2. Vérification de la pertinence du mécanisme, c'est-à-dire des conditions assurant que la puissance résistante maximale ne soit pas infinie. Par exemple, si on étudie un terrain respectant le critère de résistance de Tresca, il s'agit alors de vérifier l'incompressibilité du terrain.
3. Calcul de la puissance des efforts extérieurs et de la puissance résistante maximale définies aux équations (2.6) et (2.8).
4. Application du théorème cinématique du calcul à la rupture donné par l'expression (2.10). La résolution de cette équation donne une estimation par excès de la charge extrême à partir de laquelle la rupture est assurée.

2.1.5 Approche numérique du calcul à la rupture

Le calcul à la rupture peut également être mis en œuvre de manière numérique, en reformulant le problème mécanique en un problème d'optimisation sous contrainte. C'est ce que fait le logiciel Optum G2. Optum G2 est un logiciel de calcul par éléments finis en 2D (G2) ou 3D (G3) développé par l'Université de Newcastle (Australie) et destiné au calcul des ouvrages géotechniques. Il possède un module qui permet de mettre en œuvre une approche numérique du calcul à la rupture, en statique

par l'intérieur comme en cinématique par l'extérieur. Pour ce faire, il est nécessaire de renseigner la géométrie, le mode de chargement (chargement volumique et surfacique, conditions limites) et le critère de résistance des matériaux constitutifs du problème étudié. Le logiciel propose ensuite un maillage adaptatif à partir duquel il fournit une estimation de la charge extrême supportable par la structure (Optum CE, 2024).

Dans ce travail de thèse, nous aurons recours au logiciel Optum G2 pour comparer nos formulations analytiques ou semi-analytiques à des estimations numériques. L'approche numérique permettant de balayer un grand nombre de mécanismes de rupture, de déformation comme de discontinuités de vitesses, on peut considérer qu'elle fournira *a priori* une meilleure approximation de la charge extrême que l'approche analytique.

2.2 Description du système d'étude et de l'approche retenue

On considère un tunnel composé d'une voûte en maçonnerie, de piédroits et d'un radier en béton non-armé dans son terrain encaissant (figure 2.2), pour lequel on définit les trois catégories de données d'entrée d'un problème de calcul à la rupture.

Géométrie. Le tunnel est constitué d'une voûte maçonnée de courbure $1/\rho$ en extrados, où on pose $\delta = 2\rho$, et d'épaisseur e dont les naissances sont inclinées d'un angle θ_n et la clé d'un angle θ_c par rapport à l'horizontale. Il repose sur un ensemble piédroits et radier. Le radier n'ayant pas de rôle structurel car coulé en béton non-armé après la construction de la voûte et des piédroits, il est ignoré dans notre analyse.

Le tunnel est encaissé dans un terrain à une profondeur de couverture C. Pour mener les calculs dans le terrain seul, on introduit également une section fictive circulaire de diamètre $D = 2R$ ayant une surface équivalente à la surface excavée (figure 2.3a).

Chargement. Le système terrain-structure ainsi défini est soumis aux poids volumiques du terrain γ et de la maçonnerie γ_m, ainsi qu'à une surcharge uniformément répartie σ_S en surface du terrain.

Résistance. Les blocs de maçonnerie et les piédroits sont considérés comme infiniment résistants tandis que les joints sont caractérisés par un critère de résistance de Coulomb de cohésion c_m et d'angle de frottement φ_m. Le terrain est considéré purement cohérent suivant un critère de Tresca de cohésion non drainée c_u ou cohésif-frottant suivant un critère de résistance de Coulomb de cohésion c et d'angle de frottement interne φ. Dans le cadre de l'approche cinématique par l'extérieur, ces critères de résistance s'expriment à partir de leur fonction d'appui, soit :

— pour le critère de Tresca :

$$\pi(\underline{\underline{d}}) = c_u \left(|d_1| + |d_2|\right) \qquad \text{si } \operatorname{tr} \underline{\underline{d}} = 0 \tag{2.12a}$$

$$\pi\left(\underline{n}, [\![\underline{v}]\!]\right) = c_u \, |[\![\underline{v}]\!]| \qquad \text{si } [\![\underline{v}]\!] \cdot \underline{n} = 0 \tag{2.12b}$$

— pour le critère de Mohr-Coulomb :

$$\pi(\underline{\underline{d}}) = c \operatorname{cotan} \varphi \operatorname{tr} \underline{\underline{d}} \qquad \text{si } \operatorname{tr} \underline{\underline{d}} \geq (|d_1| + |d_2|) \sin\varphi \tag{2.13a}$$

$$\pi\left(\underline{n}, [\![\underline{v}]\!]\right) = c \operatorname{cotan} \varphi \, [\![\underline{v}]\!] \cdot \underline{n} \qquad \text{si } [\![\underline{v}]\!] \cdot \underline{n} \geq |[\![\underline{v}]\!]| \sin\varphi \tag{2.13b}$$

Par la suite, on considère que la longueur de l'ouvrage est très grande devant son diamètre et que les chargements hors plan sont négligeables. On se place ainsi dans le plan $(\underline{e}_x, \underline{e}_y)$ sous l'hypothèse des déformations planes. La symétrie du problème est exploitée, ainsi seuls des demi-problèmes sont étudiés.

Compte-tenu de la complexité du problème, on choisit dans un premier temps de le résoudre en le divisant en deux problèmes complémentaires : l'étude de la stabilité du terrain seul (figure 2.3a, paragraphe 2.3) et de la voûte en maçonnerie seule (figure 2.3b, paragraphe 2.4) afin d'identifier des possibilités de mécanismes de rupture à mettre en œuvre dans l'étude du système terrain-structure. On revient ensuite au problème initial par l'étude d'un tunnel en maçonnerie (paragraphe 2.5).

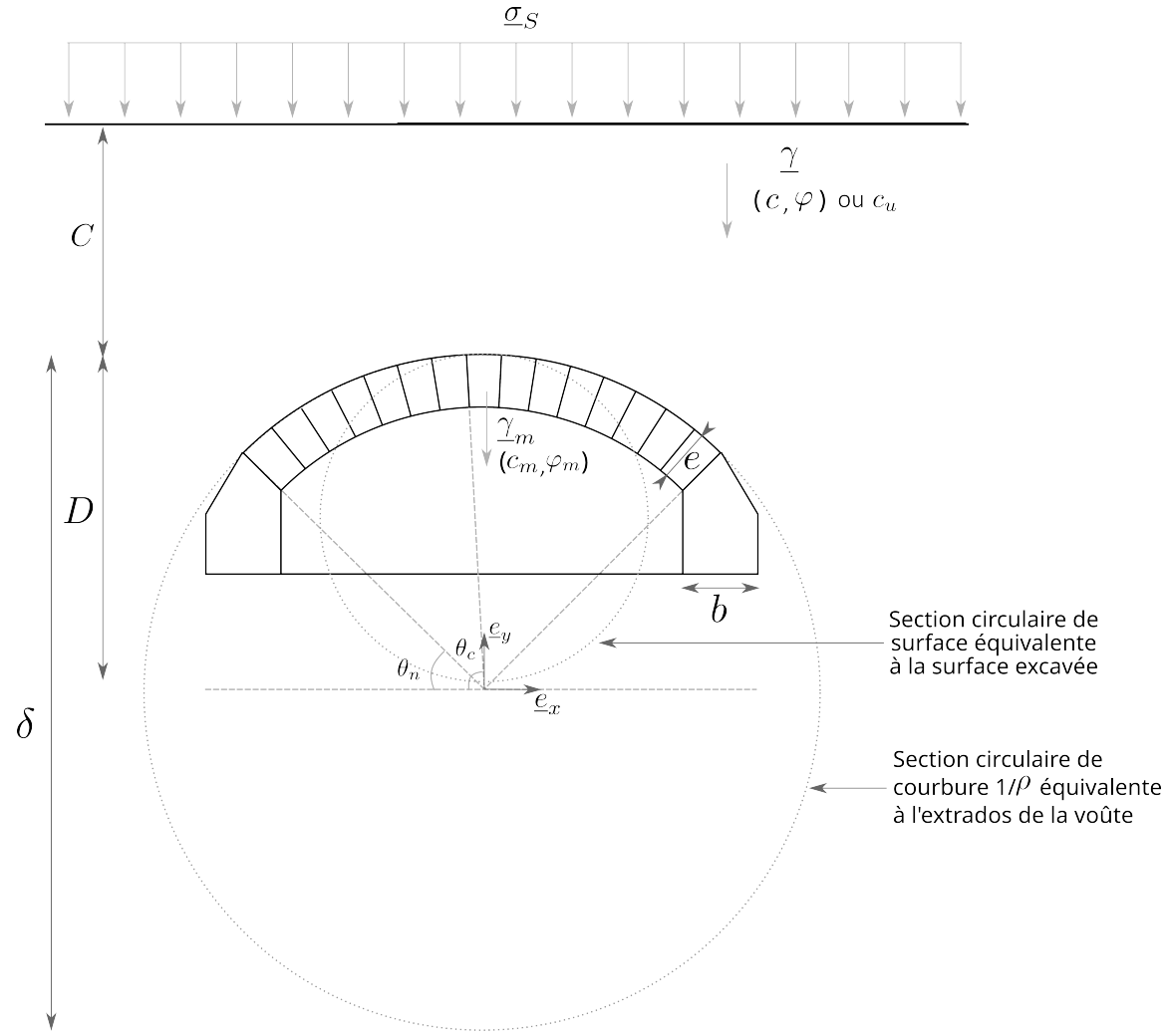


FIGURE 2.2 – Schéma du problème de la stabilité d'un tunnel en maçonnerie dans son terrain encaissant : définition des paramètres de géométrie, chargement et résistance.

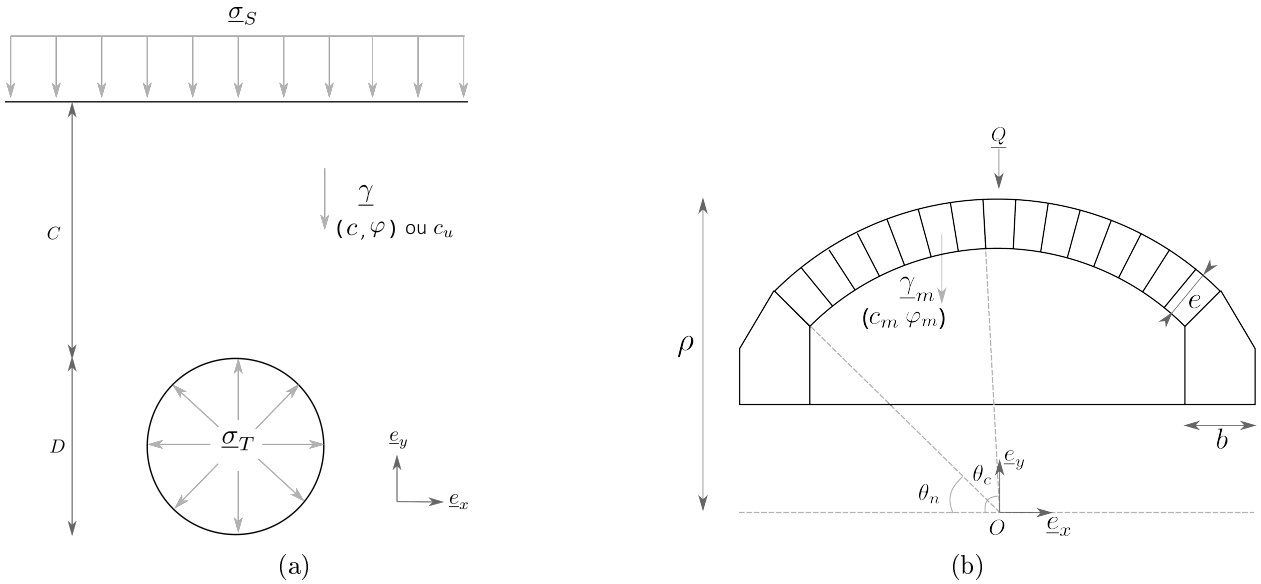


FIGURE 2.3 – Décomposition du problème de stabilité du tunnel en maçonnerie en une étude de stabilité du terrain seul (a) et de la voûte en maçonnerie seule (b).

2.3 Stabilité du terrain seul

2.3.1 Position du problème

On s'intéresse dans un premier temps au terrain encaissant seul présenté en figure 2.3a. Les données du problème sont celles exposées en section 2.2, à l'exception du revêtement du tunnel qui est remplacé par une pression radiale uniforme $\underline{\sigma_T}$ exercée sur les bords de l'excavation :

$$\underline{\sigma_T} = \sigma_T \underline{e_r} \tag{2.14}$$

On se base sur les articles de Davis *et al.* (1980), Atkinson et Potts (1977) et Yamamoto *et al.* (2011) proposant des mécanismes pour la résolution de ce problème dans le cas d'un terrain purement cohérent, purement frottant et cohérent frottant respectivement.

2.3.2 Terrain encaissant purement cohérent

On étudie la stabilité du terrain précédemment décrit en s'appuyant sur les mécanismes proposés par Davis *et al.* (1980) (figure 1.18) et représentés en figures 2.4a et 2.4b .

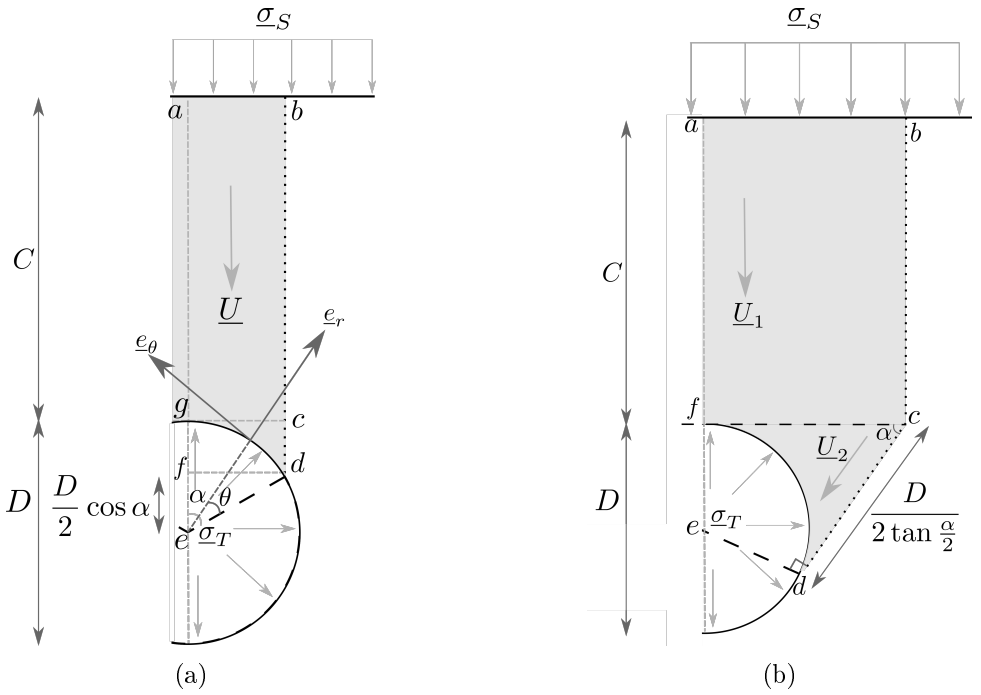


FIGURE 2.4 – Mécanisme de rupture de « toit » (a) et de « toit et côtés » (b) pour un terrain encaissant purement cohérent.

2.3.2.1 Mécanisme de rupture de « toit »

Description du mécanisme. On considère un mécanisme de rupture virtuel (figure 2.4a) où le volume de terrain $\mathcal{V}_t$ situé entre le toit du tunnel et la surface du terrain délimité par *abdg* est animé d'un mouvement de translation verticale $\underline{U}$:

$$\underline{U} = -U\underline{e_y} \tag{2.15}$$

$\underline{U}$ étant parallèle à la surface de discontinuité $\Sigma = \overline{bd}$ entre la zone *abdg* et le reste du terrain demeurant immobile, la pertinence du mécanisme est assurée.

Le volume $\mathcal{V}_t$ de terrain en translation peut s'écrire :

$$\begin{aligned}\mathcal{V}_t &= \mathcal{V}_{abcg} + \mathcal{V}_{cdfg} + \mathcal{V}_{def} - \mathcal{V}_{\widehat{ged}} \\ &= C\frac{D}{2}\sin\alpha + \frac{D^2}{4}\sin\alpha(1-\cos\alpha) + \frac{D^2}{8}\sin\alpha\cos\alpha - \frac{D^2}{8}\alpha \\ \mathcal{V}_t &= \frac{CD}{2}\sin\alpha + \frac{D^2}{8}(2\sin\alpha - \sin\alpha\cos\alpha - \alpha) \end{aligned} \tag{2.16}$$

Il est délimité par son contour $\mathcal{S}$ décomposable en :

— la surface de discontinuité de vitesse $\Sigma = \overline{bd}$:

$$\Sigma = C + \frac{D}{2}(1-\cos\alpha) \tag{2.17}$$

— la surface de l'excavation $S_t = \widehat{gd}$:

$$S_t = \frac{D}{2}\alpha \tag{2.18}$$

— la surface en surface du terrain $S_s = \overline{ab}$:

$$S_s = \frac{D}{2}\sin\alpha \tag{2.19}$$

Puissance des efforts extérieurs. À partir de l'expression de la puissance des efforts extérieurs donnée en (2.6) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}$ (2.15), $\mathcal{V}_t$ (2.16) et S_s (2.19), on obtient :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}_{ext} &= \int_{\mathcal{V}_t} \underline{\gamma}.\underline{U}\,\mathrm{d}V \; + \int_{S_s} \underline{\sigma_S}.\underline{U}\,\mathrm{d}S + \int_{S_t} \underline{\sigma_T}.\underline{U}\,\mathrm{d}S \\ &= -\gamma U\mathcal{V}_t + \sigma_S U S_s - \sigma_T U\frac{D}{2}\int_0^\alpha \cos\theta\,\mathrm{d}\theta \\ \mathcal{P}_{ext} &= \frac{\gamma DU}{8}\big(4C\sin\alpha + D(2\sin\alpha - \sin\alpha\cos\alpha - \alpha)\big) + \frac{DU}{2}(\sigma_S - \sigma_T)\sin\alpha \end{aligned} \tag{2.20}$$

Puissance résistante maximale. À partir de l'expression de la puissance résistante maximale donnée en (2.8) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}$ (2.15) et Σ (2.17), on obtient :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}_{rm} &= \int_\Sigma c_u U\mathrm{d}S \\ \mathcal{P}_{rm} &= \frac{c_u U}{2}\big(2C + D(1-\cos\alpha)\big) \end{aligned} \tag{2.21}$$

Charge extrême. D'après le théorème cinématique du calcul à la rupture décrit en (2.10) et les expressions de la puissance des efforts extérieurs (2.20) et de la puissance résistante maximale (2.21), on obtient :

$$\mathcal{P}_{ext} \leqslant \mathcal{P}_{rm}$$

$$\frac{\gamma D}{8}\big(4C\sin\alpha + D(2\sin\alpha - \sin\alpha\cos\alpha - \alpha)\big) + \frac{D}{2}(\sigma_S - \sigma_T)\sin\alpha \leqslant \frac{c_u}{2}\big(2C + D(1-\cos\alpha)\big) \tag{2.22}$$

Pour faciliter l'analyse et la représentation paramétrique des résultats, on présente l'équation (2.22) sous forme adimensionnelle en divisant les deux membres de l'équation par $c_u D$. On obtient ainsi une expression du majorant du paramètre de chargement $(\sigma_S - \sigma_T)/c_u$ en fonction de $\overline{C} = C/D, \overline{\gamma} = \gamma D/c_u$ et α :

$$\frac{\sigma_S - \sigma_T}{c_u} \leqslant \frac{1}{\sin\alpha}\Big(2\overline{C} + 1\Big) - \operatorname{cotan}\alpha - \frac{\overline{\gamma}}{4}\Big(4\overline{C} + 2 - \cos\alpha - \frac{\alpha}{\sin\alpha}\Big) = f\big(\overline{C}, \overline{\gamma}, \alpha\big) \tag{2.23}$$

On obtient un résultat sous la forme $(\sigma_S - \sigma_T)/c_u$ car la condition de pertinence pour un terrain purement cohérent impose de mettre en œuvre des mécanismes à volume constant. Ainsi la diminution de volume dans l'excavation doit être égale à la perte de volume en surface. La puissance due aux pressions vaut $(\sigma_S - \sigma_T)$ multiplié par ce volume perdu en surface (Davis *et al.*, 1980).

Optimisation du paramètre cinématique. Une optimisation de l'expression (2.23) sur le paramètre cinématique α permet finalement d'obtenir une estimation par excès du paramètre de chargement extrême supportable par le terrain qui ne dépend que des deux paramètres adimensionnels $\overline{C}$ et $\overline{\gamma}$:

$$\boxed{\left(\frac{\sigma_S - \sigma_T}{c_u}\right)^+ \leqslant \min_{\alpha} f\left(\overline{C}, \overline{\gamma}, \alpha\right) = f^+\left(\overline{C}, \overline{\gamma}\right)} \tag{2.24}$$

Quoique non réaliste, le cas d'un terrain non pesant ($\overline{\gamma} = 0$) est ici étudié comme cas de référence. L'expression (2.23) devient alors :

$$\frac{\sigma_S - \sigma_T}{c_u} \leq \frac{1}{\sin\alpha}(2\overline{C} + 1) - \operatorname{cotan}\alpha \tag{2.25}$$

Dans ce cas, l'optimisation sur le paramètre cinématique α peut être conduite de manière analytique (annexe B.1) de sorte que :

$$\alpha^{opt}_{\overline{\gamma}=0} = \arccos\left(\frac{1}{2\overline{C}+1}\right) \tag{2.26}$$

On obtient alors l'expression du paramètre de chargement extrême supportable par le terrain :

$$\left(\frac{\sigma_S - \sigma_T}{c_u}\right)^+ \leq \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{1}{2\overline{C}+1}\right)^2}}(2\overline{C} + 1) - \operatorname{cotan}\left[\arccos\left(\frac{1}{2\overline{C}+1}\right)\right] \tag{2.27}$$

2.3.2.2 Mécanisme de rupture de « toit et côtés »

Description du mécanisme. On considère un mécanisme du rupture virtuel (figure 2.4b) où le volume de sol $\mathcal{V}_1$ situé entre le toit du tunnel et la surface du terrain délimité par $abcf$ est animé d'un mouvement de translation verticale $\underline{U}_1$ et le volume $\mathcal{V}_2$ sur les côtés de l'excavation et délimité par fcd est animé d'un mouvement de translation $\underline{U}_2$:

$$\underline{U}_1 = -U_1 \underline{e}_y \tag{2.28a}$$

$$\underline{U}_2 = -\cos\alpha\ \underline{e}_x + \sin\alpha\ \underline{e}_y \tag{2.28b}$$

tandis que le reste du terrain demeure immobile. $\underline{U}_1$ et $\underline{U}_2$ sont respectivement parallèles aux surfaces de discontinuité de vitesse $\Sigma_1 = \overline{bc}$ et $\Sigma_2 = \overline{cd}$.

L'hodographe des vitesses à la figure 2.5 donne :

$$U_2 = \frac{U_1}{\sin\alpha} \tag{2.29a}$$

$$|U_1 - U_2| = U_1\ \operatorname{cotan}\alpha \tag{2.29b}$$

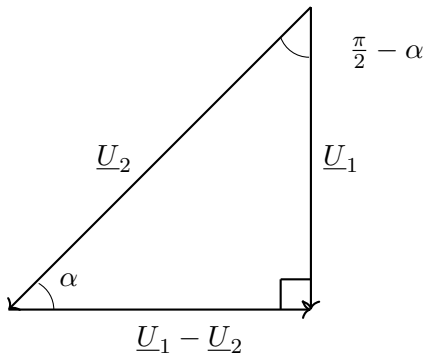


FIGURE 2.5 – Hodographe des vitesses du mécanisme de rupture « toit et côtés » dans un terrain purement cohérent.

$\underline{U}_1 - \underline{U}_2$ est parallèle à la surface de discontinuité de vitesse $\Sigma_{12} = \overline{fc}$. La pertinence du mécanisme est vérifiée.

Les volumes $\mathcal{V}_1$ et $\mathcal{V}_2$ de terrain en mouvement sont donnés par :

$$\mathcal{V}_1 = \mathcal{V}_{abcf} = \frac{CD}{2} \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} \tag{2.30a}$$

$$\mathcal{V}_2 = \mathcal{V}_{cdef} - \mathcal{V}_{\widehat{def}} = \frac{D^2}{8}(2 \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} - \pi + \alpha) \tag{2.30b}$$

Le mécanisme choisi met en évidence les surfaces remarquables suivantes :

— les surfaces de discontinuité de vitesse $\Sigma_1 = \overline{bc}$, $\Sigma_2 = \overline{cd}$ et $\Sigma_{12} = \overline{cf}$:

$$\Sigma_1 = C \tag{2.31a}$$

$$\Sigma_2 = \Sigma_{12} = \frac{D}{2} \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} \tag{2.31b}$$

— la surface de l'excavation $S_t = \widehat{df}$,

— la surface supérieure $S_s = \overline{ab}$:

$$S_s = \frac{D}{2} \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} \tag{2.32}$$

Puissance des efforts extérieurs. À partir de l'expression de la puissance des efforts extérieurs donnée en (2.6) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}_1$ (2.28a), $\underline{U}_2$ (2.29a), $\mathcal{V}_1$ (2.30a), $\mathcal{V}_2$ (2.30b) et S_s (2.32), on obtient :

$$\begin{aligned}
\mathcal{P}_{ext} =& \int_{\mathcal{V}_1} \underline{\gamma}.\underline{U}_1 \,\mathrm{d}V \; + \int_{\mathcal{V}_2} \underline{\gamma}.\underline{U}_2 \,\mathrm{d}V \; + \int_{S_s} \underline{\sigma}_s.\underline{U}_1 \,\mathrm{d}S \; + \int_{S_t} \underline{\sigma}_T.\underline{U}_2 \,\mathrm{d}S \\
=& \gamma U_1 C \frac{D}{2} \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} + \gamma U_1 \frac{D^2}{8} \Big(2 \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} - \pi + \alpha\Big) + \sigma_S U_1 \frac{D}{2} \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} \\
&+ \int_0^{\pi-\alpha} \sigma_T U_2 \cos(\theta + \frac{\pi}{2} + \alpha) \frac{D}{2} \,\mathrm{d}\theta \\
\mathcal{P}_{ext} =& \frac{\gamma U_1 D}{8} \Big[4C \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} + D\Big(2 \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} - \pi + \alpha\Big)\Big] + \frac{U_1 D}{2} (\sigma_S - \sigma_T) \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2}
\end{aligned} \tag{2.33}$$

Puissance résistante maximale. À partir de l'expression de la puissance résistante maximale donnée en (2.8) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}_1$ (2.28a), $\underline{U}_2$ (2.29a), $|\underline{U}_1 - \underline{U}_2|$ (2.29b), Σ_1 (2.31a), Σ_2 (2.31b) et Σ_{12} (2.31b) on obtient :

$$\begin{aligned}
\mathcal{P}_{rm} &= \int_{\Sigma_1} c_u U_1 \mathrm{d}S + \int_{\Sigma_2} c_u U_2 \mathrm{d}S + \int_{\Sigma_{12}} c_u |\underline{U}_1 - \underline{U}_2| \mathrm{d}S \\
&= c_u U_1 C + c_u U_2 \frac{D}{2} \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} + c_u |\underline{U}_1 - \underline{U}_2| \frac{D}{2} \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} \\
\mathcal{P}_{rm} &= \frac{c_u U_1}{2} \Big(2C + D \;\operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} \; \frac{1 + \cos\alpha}{\sin\alpha}\Big)
\end{aligned} \tag{2.34}$$

Charge extrême. D'après le théorème cinématique du calcul à la rupture décrit en (2.10) et des expressions de la puissance des efforts extérieurs (2.33) et de la puissance résistante maximale (2.34), on obtient :

$$\begin{gathered}
\mathcal{P}_{ext} \leqslant \mathcal{P}_{rm} \\
\frac{\gamma D}{8} \Big[4C \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} + D\Big(2 \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} - \pi + \alpha\Big)\Big] + (\sigma_s - \sigma_t) \frac{D}{2} \operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} \leqslant c_u \Big(2C + D \;\operatorname{cotan} \frac{\alpha}{2} \; \frac{1 + \cos\alpha}{\sin\alpha}\Big)
\end{gathered} \tag{2.35}$$

Pour faciliter l'analyse et la représentation paramétrique des résultats, on présente l'équation (2.35) sous forme adimensionnelle en divisant les deux membres de l'équation par $c_u D$. On obtient ainsi une

expression du majorant du paramètre de chargement $(\sigma_s - \sigma_t)/c_u$ en fonction de $\overline{C} = C/D$, $\overline{\gamma} = \gamma D/c_u$ et α :

$$\frac{\sigma_s - \sigma_t}{c_u} \leqslant 2\overline{C} \tan\frac{\alpha}{2} + \operatorname{cotan}\frac{\alpha}{2} - \frac{\overline{\gamma}}{4}(4\overline{C} + 2 - (\pi - \alpha)\tan\frac{\alpha}{2}) = f(\overline{C}, \overline{\gamma}, \alpha) \tag{2.36}$$

Optimisation du paramètre cinématique. Une optimisation numérique sur le paramètre cinématique α permet finalement d'obtenir une estimation par excès du paramètre de chargement associé à la charge extrême supportable par le terrain qui ne dépend que des deux paramètres adimensionnels $\overline{C}$ et $\overline{\gamma}$:

$$\boxed{\left(\frac{\sigma_s - \sigma_t}{c_u}\right)^+ \leqslant \min_{\alpha} f(\overline{C}, \overline{\gamma}, \alpha) = f^+(\overline{C}, \overline{\gamma})} \tag{2.37}$$

De manière analogue à ce qui est réalisé pour l'optimisation de l'expression du mécanisme de « toit », le cas d'un terrain non pesant ($\overline{\gamma} = 0$) est ici étudié comme cas de référence. L'expression (2.36) devient alors :

$$\frac{\sigma_S - \sigma_T}{c_u} \leq 2\overline{C} \tan\frac{\alpha}{2} + \operatorname{cotan}\frac{\alpha}{2} \tag{2.38}$$

Dans ce cas, l'optimisation sur le paramètre cinématique α peut être conduite de manière analytique de sorte que :

$$\alpha^{opt}_{\overline{\gamma}=0} = 2\arctan\left(\frac{1}{\sqrt{2\overline{C}}}\right) \tag{2.39}$$

On obtient alors l'expression du paramètre de chargement extrême supportable par le terrain :

$$\left(\frac{\sigma_S - \sigma_T}{c_u}\right)^+ \leq 2\sqrt{2\overline{C}} \tag{2.40}$$

2.3.2.3 Analyse paramétrique et comparaison à la modélisation numérique

Présentation du cas d'étude. Pour analyser les résultats fournis par le calcul à la rupture (expressions (2.24) et (2.37)), on se propose de réaliser une analyse paramétrique. On s'appuie sur l'exemple pris par Davis *et al.* (1980) de stabilité d'une excavation circulaire dans un terrain purement cohérent, comme celui présenté en figure 2.3a. On cherche à comparer l'estimation du paramètre de chargement extrême $\left((\sigma_S - \sigma_T)/c_u\right)^+$ obtenue par la formulation analytique ou semi-analytique à ceux fournis par une modélisation numérique sous Optum G2, pour des valeurs de $\overline{C}$ comprises entre 0 et 5.

Modélisation numérique. Pour la modélisation numérique sous Optum G2, il est nécessaire d'affecter des valeurs numériques à tous les paramètres du modèle. Elles sont choisies de manière à pouvoir comparer les résultats obtenus avec ceux donnés par Davis *et al.* (1980).

Compte tenu de sa symétrie, on ne représente que la moitié du problème. Les mouvements du terrain sont bloqués dans les deux directions sur les bords latéral droit et inférieur. Sur l'axe de symétrie (bord latéral gauche), seuls les mouvements horizontaux sont bloqués (figure 2.6).

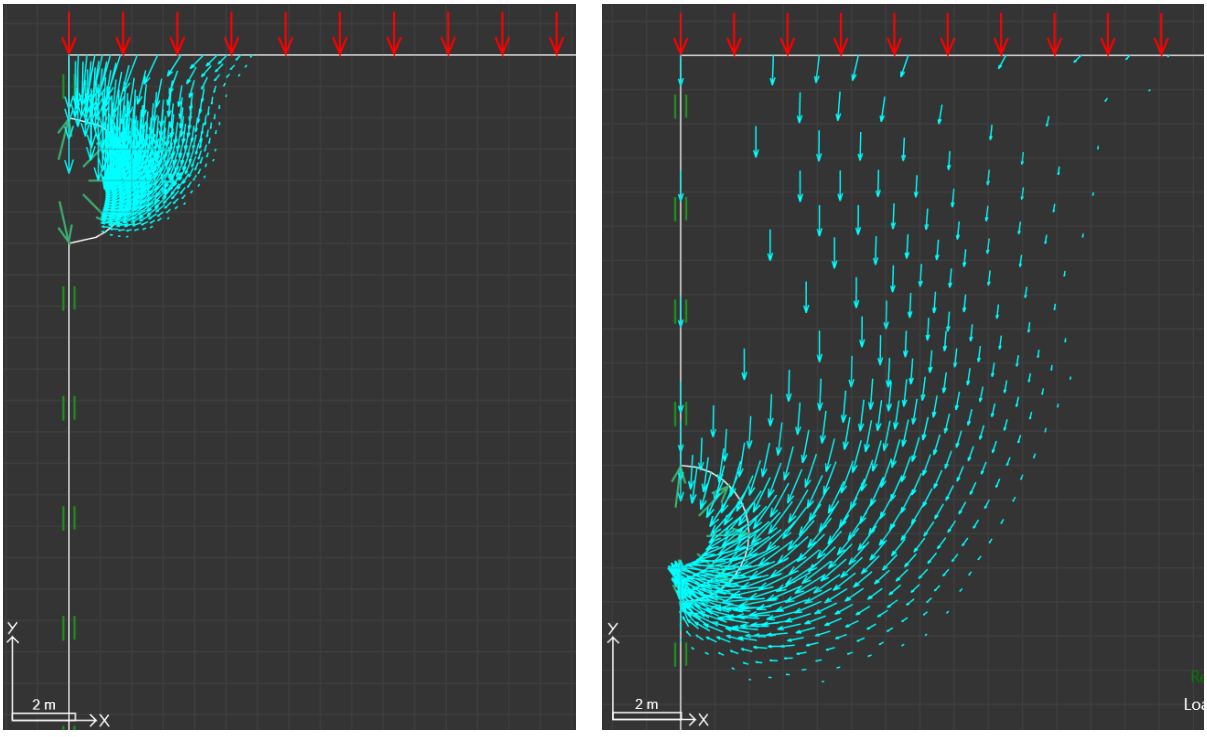
On fixe le diamètre de l'excavation à $D = 4$ m et on fait évoluer la couverture C de 2 à 20 m, pour assurer un rapport C/D compris entre 0,5 et 5. Le terrain est considéré comme purement cohérent, suivant un critère de Tresca de cohésion $c_u = 24$ kPa. Deux valeurs sont explorées pour le poids propre du terrain : $\gamma = 18\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$ pour le cas réel pesant et $\gamma = 0\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$ pour le cas théorique non pesant. Pour le chargement surfacique, on fixe la pression au bord de l'excavation à $\sigma_T = 1\ \mathrm{kN \cdot m^{-2}}$, tandis que le logiciel fournit la pression σ_S^+ à appliquer en surface pour atteindre la rupture par la méthode cinématique.

Ces données sont reprises dans le tableau 2.1 et les valeurs de charge maximale supportable obtenues numériquement par Optum G2 sont représentées par des points au graphique 2.7.

On présente de plus en figure 2.6 les vecteurs déplacements des éléments du maillage dans le cas d'un terrain pesant et d'une couverture $C = 2$ m (a) et $C = 12$ m (b). Ils mettent en évidence une translation verticale du terrain situé au-dessus de la cavité ainsi qu'un mouvement du terrain adjacent vers la cavité. À mesure que la hauteur de couverture augmente, la zone de terrain en mouvement autour de la cavité augmente.

TABLEAU 2.1 – Paramètres géométriques et mécaniques pour l'étude du terrain purement cohérent sous Optum G2.

Paramètre	**Symbole**	**Unité**	**Valeur**
Diamètre de l'excavation	D	m	4
Hauteur de couverture	C	m	$[2\,;\,20]$
Poids volumique du terrain	γ	$\mathrm{kN \cdot m^{-3}}$	$(0\,;\,18)$
Cohésion du terrain	c_u	kPa	24
Pression sur le bord de l'excavation	σ_T	$\mathrm{kN \cdot m^{-2}}$	1



(a) (b)

FIGURE 2.6 – Modélisation d'une excavation dans un terrain purement cohérent sous Optum G2 dans les cas pesant $\overline{C} = 0,5$ (a) et $\overline{C} = 3$ (b) : vecteurs vitesses dans le terrain.

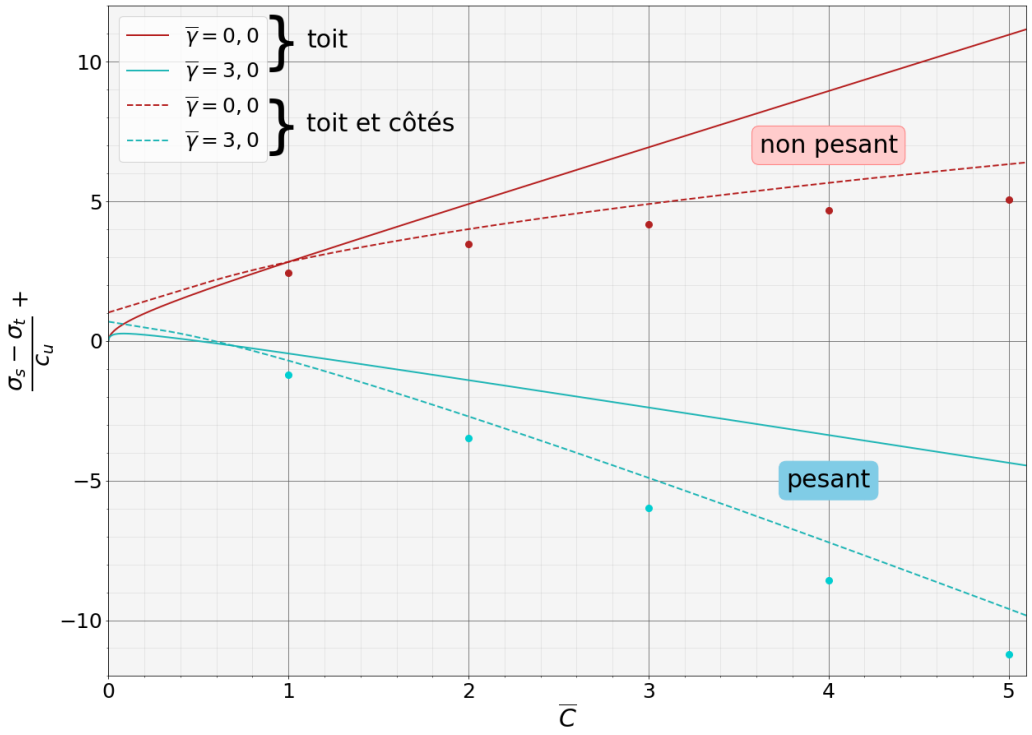


FIGURE 2.7 – Paramètre de chargement $\left(\frac{\sigma_s - \sigma_t}{c_u}\right)^+$ en fonction de la hauteur de couverture sur le diamètre de l'excavation pour différentes valeurs du paramètre associé au poids volumique du terrain dans un terrain purement cohérent.

Analyse paramétrique. On représente finalement l'évolution du paramètre de chargement adimensionnel $\left(\frac{\sigma_s - \sigma_t}{c_u}\right)^+$ par rapport à $\overline{C}$ dans le cas d'un terrain pesant ($\overline{\gamma} = 3$) et non pesant ($\overline{\gamma} = 0$) (figure 2.7). Les lignes pleines correspondent aux résultats pour le mécanisme de « toit » et les lignes discontinues correspondent à ceux pour le mécanisme de « toit et côtés ». Les résultats ici représentés sont identiques à ceux donnés par Davis *et al.* (1980).

L'approche cinématique par l'extérieur du calcul à la rupture permet de déterminer un majorant de la charge extrême potentielle supportable, c'est-à-dire la charge à partir de laquelle on a la certitude que le système est arrivé à la rupture. On cherche donc la valeur minimale de ce majorant. Le mécanisme de « toit et côtés » donne le plus petit des majorants sauf à très faible profondeur. C'est celui que l'on retient des approches par l'extérieur.

Les points correspondent aux valeurs obtenues par la modélisation dans Optum G2. Les résultats obtenus numériquement donnent un plus petit majorant que ceux donnés par le calcul analytique. Comme indiqué, cela s'explique par le fait qu'Optum G2 peut balayer un très grand nombre de mécanismes de rupture, de déformation comme de discontinuités de vitesses. Le mécanisme de « toit et côtés » se rapproche le plus des résultats obtenus numériquement confirmant ainsi qu'il s'agit de celui qui donne le meilleur résultat.

Dans le cas d'un terrain non pesant, la surcharge en surface doit être supérieure à la pression de confinement pour atteindre la rupture. Au contraire, pour un terrain pesant, la rupture survient pour des valeurs de surcharge inférieures à la pression de confinement : le chargement dû au poids volumique du terrain apporte une contribution importante à la valeur de la puissance des efforts extérieurs.

Les efforts à appliquer augmentent en valeur absolue avec le paramètre $\overline{C}$. Plus le rapport entre la hauteur de couverture et le diamètre de l'excavation augmente, plus le système est résistant. En d'autres termes, plus la couverture est faible et/ou le diamètre de l'excavation élevé, moins le chargement à appliquer pour atteindre la rupture est important.

2.3.3 Terrain encaissant cohérent-frottant

On étudie la stabilité du terrain décrit à la figure 2.3a en s'appuyant sur le mécanisme de « toit » proposé par Atkinson et Potts (1977) (figure 1.17) et représenté à la figure 2.8a et sur le mécanisme de « toit et côtés » inspiré de Davis *et al.* (1980) et Yamamoto *et al.* (2011) représenté à la figure 2.8b.

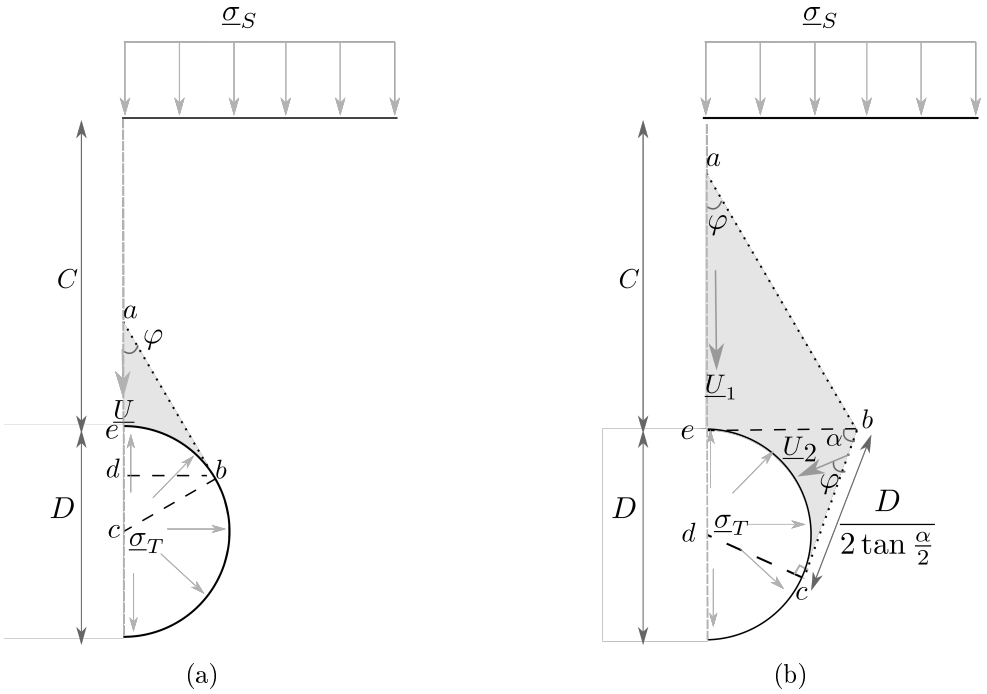


FIGURE 2.8 – Mécanisme de rupture de « toit » (a) et de « toit et côtés » (b) pour un terrain encaissant cohérent frottant.

2.3.3.1 Mécanisme de rupture de « toit »

Description du mécanisme. On considère un mécanisme de rupture virtuel (figure 2.8a) où le volume de sol $\mathcal{V}$ situé entre le toit du tunnel et la surface du terrain délimité par abe est animé d'un mouvement de translation verticale $\underline{U}$:

$$\underline{U} = -U\underline{e}_y \tag{2.41}$$

$\underline{U}$ « décolle » de φ par rapport à la surface de discontinuité de vitesse $\Sigma = \overline{ab}$, le reste du terrain demeurant immobile. La pertinence du mécanisme est ainsi vérifiée.

La surcharge à la surface du terrain $\underline{\sigma}_S$ n'intervient pas dans ce mécanisme si le point a reste en-dessous de la surface supérieure. Géométriquement, cette hypothèse est vérifiée si :

$$\frac{C}{D} \geq \frac{1}{2}\left(\frac{1}{\sin\varphi} - 1\right) \tag{2.42}$$

Compte-tenu des valeurs courantes de C, D et φ, c'est la situation la plus probable (annexe B.2).
Le volume $\mathcal{V}$ de terrain en translation peut s'écrire :

$$\begin{aligned}\mathcal{V} &= \mathcal{V}_{abc} - \mathcal{V}_{\widehat{bce}} \\ &= \frac{D^2}{8}\operatorname{cotan}\varphi - \frac{D^2}{8}\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \\ \mathcal{V} &= \frac{D^2}{8}\left(\operatorname{cotan}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi\right)\end{aligned} \tag{2.43}$$

Il est délimité par son contour $\mathcal{S}$ décomposable en :
— la surface de discontinuité de vitesse $\Sigma = \overline{ab}$:

$$\Sigma = \frac{D}{2}\ \operatorname{cotan}\varphi \tag{2.44}$$

— la surface de l'excavation $S_t = \widehat{be}$.

Puissance des efforts extérieurs. À partir de l'expression de la puissance des efforts extérieurs donnée en (2.6) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}$ (2.41) et $\mathcal{V}$ (2.43), on obtient :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}_{ext} &= \int_{\mathcal{V}} \underline{\gamma}.\underline{U}\,\mathrm{d}V\ + \int_{S_t} \underline{\sigma_T}.\underline{U}\,\mathrm{d}S \\ \mathcal{P}_{ext} &= \frac{\gamma U D^2}{8}\big(\operatorname{cotan}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi\big) - \frac{\sigma_T U D}{2}\cos\varphi\end{aligned} \tag{2.45}$$

Puissance résistante maximale. À partir de l'expression de la puissance résistante maximale donnée en (2.8) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}$ (2.41) et Σ (2.44), on obtient :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}_{rm} &= \int_{\Sigma} c\ \operatorname{cotan}\varphi\, U \sin\varphi\,\mathrm{d}S \\ \mathcal{P}_{rm} &= \frac{c\,UD}{2}\cos\varphi\ \operatorname{cotan}\varphi\end{aligned} \tag{2.46}$$

Charge extrême. D'après le théorème cinématique du calcul à la rupture décrit en (2.10) et des expressions de la puissance des efforts extérieurs (2.45) et de la puissance résistante maximale (2.46), on obtient :

$$\begin{aligned}\mathcal{P}_{ext} &\leqslant \mathcal{P}_{rm} \\ \frac{\gamma D^2}{8}\big(\operatorname{cotan}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi\big) - \frac{\sigma_T U D}{2}\cos\varphi &\leqslant \frac{c\,UD}{2}\cos\varphi\ \operatorname{cotan}\varphi\end{aligned} \tag{2.47}$$

Pour faciliter l'analyse et la représentation paramétrique des résultats, on présente l'équation (2.47) sous forme adimensionnelle. Pour cela on étudie séparément le cas pour lequel la cohésion est nulle et le cas pour lequel on considère une cohésion.

Pour le cas d'un terrain purement frottant, on divise les deux membres de l'équation par σ_T, on obtient alors une expression du majorant du paramètre de chargement associé à la charge extrême $\dfrac{\gamma D}{\sigma_T}$ en fonction de φ :

$$\boxed{\left(\frac{\gamma D}{\sigma_T}\right)^{+} \leqslant \frac{4\cos\varphi}{\operatorname{cotan}\varphi - \dfrac{\pi}{2} + \varphi}} \tag{2.48}$$

Pour le cas d'un terrain cohérent frottant, on divise les deux membres de l'équation par c, on obtient alors une expression du paramètre de chargement $\dfrac{\gamma D}{c}$ en fonction de $\dfrac{\sigma_T}{c}$ et φ :

$$\boxed{\left(\frac{\gamma D}{c}\right)^{+} \leqslant \Big(\frac{\sigma_T}{c} + \operatorname{cotan}\varphi\Big)\frac{4\cos\varphi}{\operatorname{cotan}\varphi - \dfrac{\pi}{2} + \varphi}} \tag{2.49}$$

On peut remarquer que les équations (2.48) et (2.49) ne contenant pas de paramètre cinématique, elles donnent directement l'estimation par excès du paramètre de chargement. Par ailleurs, on constate également que celui-ci ne dépend ni de la hauteur de couverture C, ni de la pression en surface σ_S. Cela s'explique par le fait que, sous réserve de la condition (2.42), le mécanisme considère des volumes virtuels en translation strictement situés sous la surface du terrain.

2.3.3.2 Mécanisme de rupture « toit et côtés »

Description du mécanisme. On considère un mécanisme du rupture virtuel (figure 2.8b) où le volume de sol $\mathcal{V}_1$ situé entre le toit du tunnel et la surface du terrain délimité par *abe* est animé d'un mouvement de translation verticale $\underline{U}_1$ et le volume $\mathcal{V}_2$ sur les côtés de l'excavation et délimité par *bce* est animé d'un mouvement de translation $\underline{U}_2$:

$$\underline{U}_1 = -U_1 \underline{e}_y \tag{2.50a}$$

$$\underline{U}_2 = -\cos(\alpha - \varphi)\ \underline{e}_x + \sin(\alpha - \varphi)\ \underline{e}_y \tag{2.50b}$$

tandis que le reste du terrain demeure immobile. $\underline{U}_1$ et $\underline{U}_2$ « décollent » de φ par rapport à leur surface de discontinuité de vitesse respective Σ_1 et Σ_2.

L'hodographe des vitesses à la figure 2.9 donne :

$$U_2 = U_1 \frac{\cos\varphi}{\sin\alpha} \tag{2.51a}$$

$$|U_1 - U_2| = U_1 \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\sin\alpha} \tag{2.51b}$$

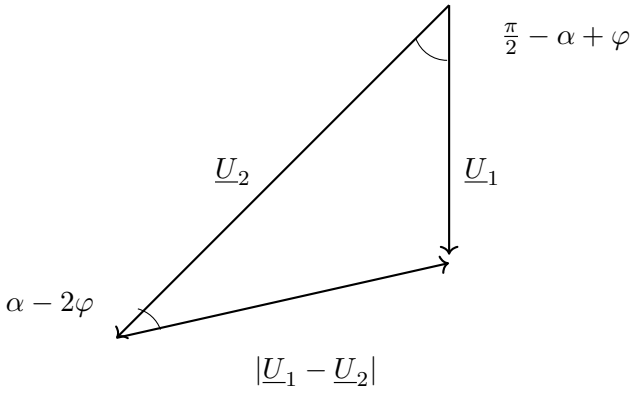


FIGURE 2.9 – Hodographe des vitesses du mécanisme de rupture « toit et côtés » dans un terrain cohérent-frottant.

$\underline{U}_1 - \underline{U}_2$ est parallèle à la surface de discontinuité de vitesse $\Sigma_{12} = \overline{fc}$. La pertinence du mécanisme est vérifiée.

La surcharge à la surface du terrain $\underline{\sigma}_S$ n'intervient pas dans ce mécanisme si le point a reste en-dessous de la surface supérieure. Géométriquement, cette hypothèse est vérifiée si :

$$C > \frac{D}{2\tan\varphi\tan(\frac{\alpha}{2})} \tag{2.52}$$

Les volumes $\mathcal{V}_1$ et $\mathcal{V}_2$ de terrain en mouvement sont donnés par :

$$\mathcal{V}_1 = \mathcal{V}_{abe} = \frac{D^2}{8\tan\varphi\tan^2(\frac{\alpha}{2})} \tag{2.53a}$$

$$\mathcal{V}_2 = \mathcal{V}_{bcde} - \mathcal{V}_{\widehat{cde}} = \frac{D^2}{8}(2\,\mathrm{cotan}\,\frac{\alpha}{2} - \pi + \alpha) \tag{2.53b}$$

Le mécanisme choisi met en évidence les surfaces remarquables suivantes :

— les surfaces de discontinuité de vitesse Σ_1, Σ_2 et Σ_{12}, c'est-à-dire les longueurs $\overline{ab}$, $\overline{bc}$ et $\overline{be}$ données par :

$$\Sigma_1 = \frac{D}{2\sin\varphi\tan\dfrac{\alpha}{2}} \tag{2.54a}$$

$$\Sigma_2 = \frac{D}{2\tan\dfrac{\alpha}{2}} \tag{2.54b}$$

$$\Sigma_{12} = \frac{D}{2\operatorname{cotan}\dfrac{\alpha}{2}} \tag{2.54c}$$

— la surface de l'excavation $S_t = \widehat{ce}$.

Puissance des efforts extérieurs. À partir de l'expression de la puissance des efforts extérieurs donnée en (2.6) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}_1$ (2.50a), $\underline{U}_2$ (2.51a), $\mathcal{V}_1$ (2.53a) et $\mathcal{V}_2$ (2.53b), on obtient :

$$\begin{aligned}
\mathcal{P}_{ext} &= \int_{\mathcal{V}_1} \underline{\gamma}.\underline{U}_1 \,\mathrm{d}V \;+ \int_{\mathcal{V}_2} \underline{\gamma}.\underline{U}_2 \,\mathrm{d}V \;+ \int_{S_t} \underline{\sigma}_T.\underline{U}_2 \,\mathrm{d}S \\
&= \gamma U_1 \frac{D^2}{8}\operatorname{cotan}\varphi\operatorname{cotan}^2\frac{\alpha}{2} + \gamma\frac{D^2}{4}(\operatorname{cotan}\frac{\alpha}{2} - \frac{\pi-\theta}{2})U_1\frac{\cos\varphi\cos\alpha-\varphi}{\sin\alpha} \\
&\quad + \sigma_T\frac{D}{2}\int_0^{\pi-\alpha} U_2\cos(\theta+\frac{\pi}{2}+\alpha-\varphi)\mathrm{d}\theta \\
\mathcal{P}_{ext} &= \frac{\gamma U_1 D^2}{4}\left[\frac{1}{2}\operatorname{cotan}\varphi\operatorname{cotan}^2\frac{\alpha}{2} + \left(\operatorname{cotan}\frac{\alpha}{2} + \frac{\alpha-\pi}{2}\right)\frac{\cos\varphi\sin(\alpha-\varphi)}{\sin(\alpha-2\varphi)}\right] \\
&\quad - \sigma_T\frac{DU_1}{2}\frac{\cos\varphi}{\sin(\alpha-2\varphi)}(\cos\varphi+\cos(\alpha-\varphi))
\end{aligned} \tag{2.55}$$

Puissance résistante maximale. À partir de l'expression de la puissance résistante maximale donnée en (2.8) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}_1$ (2.50a), $\underline{U}_2$ (2.51a),$|\underline{U}_1 - \underline{U}_2|$ (2.29b), $\mathcal{V}_1$ (2.30a), $\mathcal{V}_2$ (2.53b), Σ_1 (2.54a), Σ_2 (2.54b) et Σ_{12} (2.54c) on obtient :

$$\begin{aligned}
\mathcal{P}_{rm} &= \int_{\Sigma_1} c\ \operatorname{cotan}\varphi U_1\sin\varphi\mathrm{d}S + \int_{\Sigma_2} c\ \operatorname{cotan}\varphi U_2\sin\varphi\mathrm{d}S + \int_{\Sigma_{12}} c\ \operatorname{cotan}\varphi|\underline{U}_1-\underline{U}_2|\sin\varphi\mathrm{d}S \\
\mathcal{P}_{rm} &= \frac{cU_1D}{2}\ \operatorname{cotan}\varphi\ \operatorname{cotan}\frac{\alpha}{2}\Big[1+\frac{\cos\varphi\sin\varphi+\cos(\alpha-\varphi)\sin\varphi}{\sin(\alpha-2\varphi)}\Big]
\end{aligned} \tag{2.56}$$

Charge extrême. D'après le théorème cinématique du calcul à la rupture décrit en (2.10) et les expressions de la puissance des efforts extérieurs (2.55) et de la puissance résistante maximale (2.56), on obtient :

$$\begin{gathered}
\mathcal{P}_{ext} \leqslant \mathcal{P}_{rm} \\
\frac{\gamma U_1 D^2}{4}\left[\frac{1}{2}\operatorname{cotan}\varphi\operatorname{cotan}^2\frac{\alpha}{2} + \left(\operatorname{cotan}\frac{\alpha}{2} + \frac{\alpha-\pi}{2}\right)\frac{\cos\varphi\sin(\alpha-\varphi)}{\sin(\alpha-2\varphi)}\right] \\
-\sigma_T\frac{DU_1}{2}\frac{\cos\varphi}{\sin(\alpha-2\varphi)}(\cos\varphi+\cos(\alpha-\varphi)) \leqslant \frac{cU_1D}{2}\ \operatorname{cotan}\varphi\ \operatorname{cotan}\frac{\alpha}{2}\Big[1+\frac{\cos\varphi\sin\varphi+\cos(\alpha-\varphi)\sin\varphi}{\sin(\alpha-2\varphi)}\Big]
\end{gathered} \tag{2.57}$$

Pour faciliter l'analyse et la représentation paramétrique des résultats, on présente le résultat obtenu en (2.57) sous forme adimensionnelle. Pour cela on étudie séparément le cas pour lequel la cohésion est nulle et le cas pour lequel on considère une cohésion.

Dans le cas d'un terrain purement frottant, on divise les deux membres de l'équation par σ_T pour obtenir une expression du majorant du paramètre de chargement $\dfrac{\gamma D}{\sigma_T}$ en fonction de φ et α :

$$\boxed{\frac{\gamma D}{\sigma_T} \leqslant \frac{2\cos\varphi + \cos(\alpha-\varphi)}{\dfrac{\sin(\alpha-2\varphi)}{2\sin\varphi}\operatorname{cotan}^2\dfrac{\alpha}{2} + \sin(\alpha-\varphi)\left(\operatorname{cotan}\dfrac{\alpha}{2} + \dfrac{\alpha-\pi}{2}\right)}} \tag{2.58}$$

Dans le cas d'un terrain cohérent frottant, on divise les deux membres de l'équation par c pour obtenir une expression du majorant du paramètre de chargement $\dfrac{\gamma D}{c}$ en fonction de $\dfrac{\sigma_T}{c}$, φ et α :

$$\boxed{\begin{aligned}\frac{\gamma D}{c} \leqslant & \frac{2c\cos\varphi + \cos(\alpha-\varphi)}{\dfrac{\sin(\alpha-2\varphi)}{2\sin\varphi}\operatorname{cotan}^2\dfrac{\alpha}{2} + \sin(\alpha-\varphi)(\operatorname{cotan}\dfrac{\alpha}{2} + \dfrac{\alpha-\pi}{2})} \\ & \left[\frac{\sigma_T}{c} + \frac{\operatorname{cotan}\dfrac{\alpha}{2}\sin(\alpha-2\varphi)}{\cos\varphi+\cos(\alpha-\varphi)}\left(\frac{1}{\sin\varphi} + \frac{\cos\varphi+\cos(\alpha-\varphi)}{\sin(\alpha-2\varphi)}\right)\right]\end{aligned}} \tag{2.59}$$

Optimisation du paramètre cinématique. Une optimisation réalisée numériquement sous Python des expressions 2.58 et 2.59 sur le paramètre cinématique α permet finalement d'obtenir une estimation par excès du paramètre de chargement associé à la charge extrême supportable par le terrain afin qu'elle ne dépende que d'un nombre réduit de paramètres :

$$\left(\frac{\gamma D}{\sigma_T}\right)^+ \leqslant \min_\alpha f(\varphi) = f^+(\varphi) \qquad \text{si } c = 0 \tag{2.60a}$$

$$\left(\frac{\gamma D}{c}\right)^+ \leqslant \min_\alpha f(\varphi, \frac{\sigma_T}{c}) = f^+(\varphi, \frac{\sigma_T}{c}) \qquad \text{si } c \neq 0 \tag{2.60b}$$

Comme pour le mécanisme de « toit » (paragraphe 2.3.3.1), le paramètre de chargement ne dépend ni de la hauteur de couverture C, ni de la pression en surface σ_S, sous réserve de la condition (2.42).

2.3.3.3 Analyse paramétrique et comparaison à la modélisation numérique

Présentation du cas d'étude. Comme dans le cas du terrain purement cohérent (paragraphe 2.3.2), on analyse les résultats fournis par le calcul à la rupture (expressions (2.48), (2.49), (2.60a) et (2.60b)) en réalisant une analyse paramétrique. Pour ce faire, on reprend les caractéristiques géométriques de l'exemple pris par Davis *et al.* (1980) et présenté en figure 2.3a de stabilité d'une excavation circulaire, placée cette fois-ci dans un terrain purement frottant ou cohérent-frottant. La hauteur de couverture n'intervenant pas dans nos formulations analytiques, on cherche désormais à comparer l'estimation du paramètre de chargement extrême $(\gamma D/\sigma_T)^+$ ou $(\gamma D/c)^+$ obtenue par la formulation analytique ou semi-analytique à ceux fournis par une modélisation numérique sous Optum G2, pour des valeurs de φ comprises entre 15 et 45°, valeurs couramment rencontrées.

Modélisation numérique. Sous Optum G2, on modélise de nouveau un demi-problème, compte tenu de sa symétrie, avec blocage des mouvements dans les deux directions sur les bords latéral droit et inférieur et blocage des mouvements horizontaux seuls à l'axe de symétrie (figure 2.10).

On fixe le diamètre de l'excavation à $D = 4$ m et la couverture $C = 12$ m, pour se placer dans le cas où la couverture n'intervient pas directement selon les formulations analytiques. Le terrain est considéré soit comme purement frottant ($c = 0$ kPa), soit comme cohérent frottant ($c = 5$ kPa) suivant un critère de Mohr-Coulomb d'angle de frottement $\varphi = 20$, 30 ou 40°. Le poids propre du terrain est fixé dans les deux cas à $\gamma = 18\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$. La pression au bord de l'excavation est fixée à $\sigma_T = 1\ \mathrm{kN \cdot m^{-2}}$ dans le cas d'un terrain purement frottant. Dans le cas d'un terrain cohérent frottant on prend σ_T égal à 0 ; 1 ; 15 et 25 $\mathrm{kN \cdot m^{-2}}$.

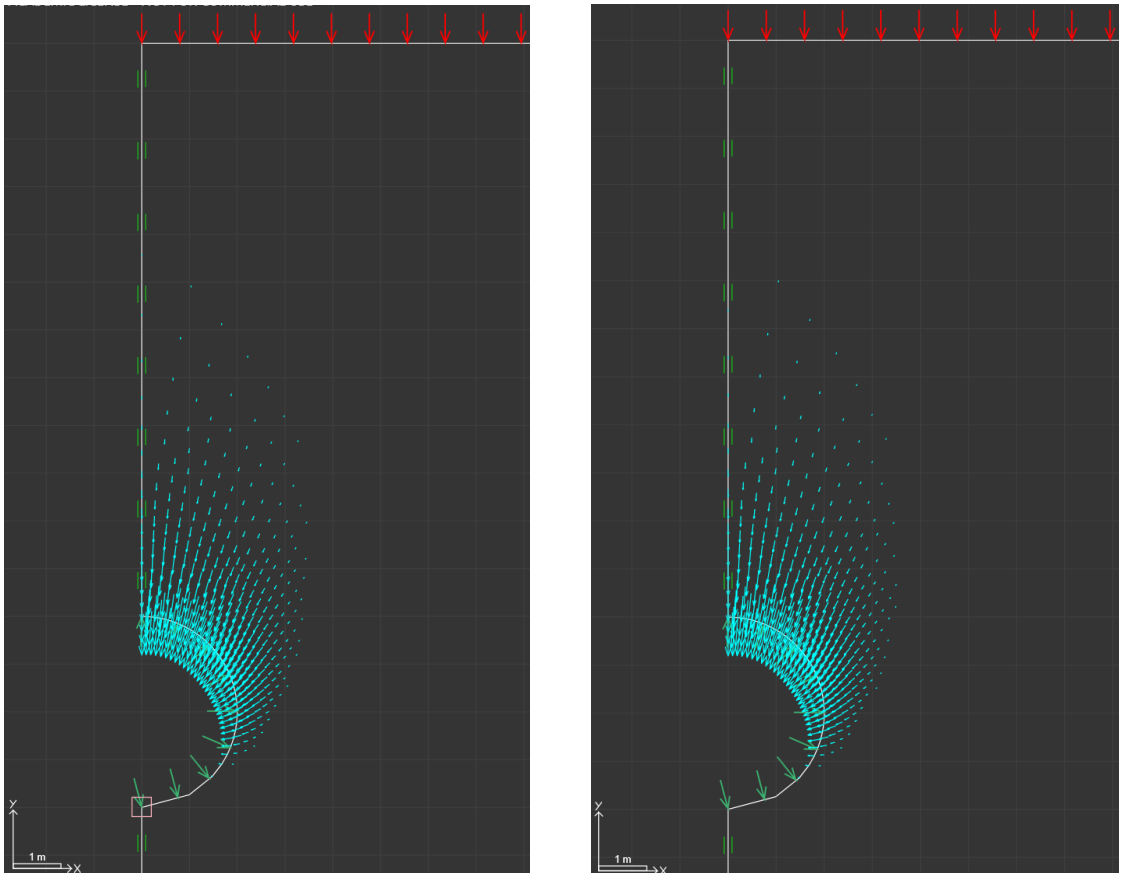
La surcharge en surface est quant à elle fixée $\sigma_S = 10\ \mathrm{kN \cdot m^{-2}}$, sachant que dans cette configuration, elle ne doit pas intervenir *a priori*. Le logiciel fournit alors le coefficient multiplicateur à appliquer au poids volumique γ pour atteindre la rupture par la méthode cinématique.

Ces données sont reprises dans le tableau 2.2 et les valeurs de charge maximale supportable obtenues numériquement par Optum G2 sont représentées par des points aux graphiques 2.11 et 2.12.

On présente de plus en figure 2.10 les vecteurs déplacements des éléments du maillage dans le cas d'un terrain purement frottant (a) et cohérent-frottant (b). Ils montrent que les déplacements dans le terrain gardent la même cinématique avec ou sans cohésion pour un même angle de frottement interne. Pour une couverture égale à trois fois le diamètre du tunnel, le mécanisme se situe bien sous la surface du terrain et la surcharge en surface σ_S n'intervient pas dans la rupture.

TABLEAU 2.2 – Paramètres géométriques et mécaniques pour l'étude du terrain cohérent-frottant sous Optum G2.

Paramètre	**Symbole**	**Unité**	**Valeur**
Diamètre de l'excavation	D	m	4
Poids volumique du terrain	γ	$\mathrm{kN \cdot m^{-3}}$	$(0\,;\,18)$
Cohésion du terrain	c_u	kPa	$(0\,;\,5)$
Angle de frottement du terrain	φ	°	$(20\,;\,30\,;\,40)$
Pression sur le bord de l'excavation	σ_T	$\mathrm{kN \cdot m^{-2}}$	$(0\,;\,1\,;\,15\,;\,25)$



(a) (b)

FIGURE 2.10 – Modélisation d'une excavation dans un terrain cohérent frottant sous Optum G2 dans les cas d'une cohésion nulle (a) et d'une cohésion non nulle (b) : vecteurs vitesses dans le terrain.

Analyse paramétrique en terrain purement frottant. On représente l'évolution de la valeur du paramètre de chargement $\left(\dfrac{\gamma D}{\sigma_T}\right)^+$ par rapport à φ (figure 2.11).

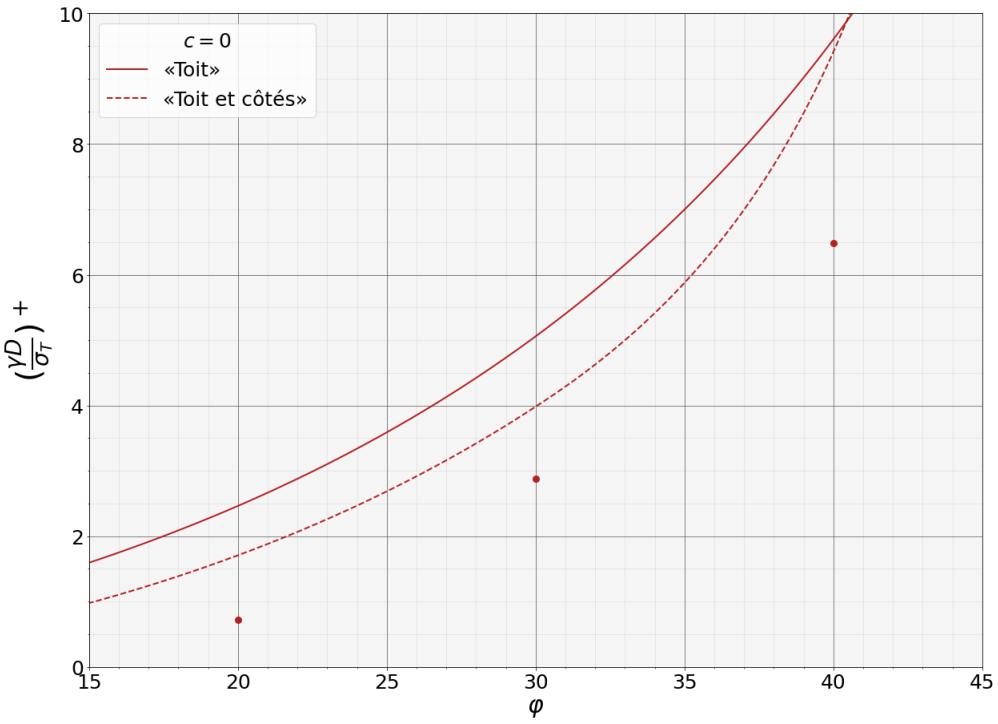


FIGURE 2.11 – Charge maximale supportable $\left(\frac{\gamma D}{\sigma_T}\right)^+$ sous forme adimensionnelle en fonction de l'angle de frottement interne φ dans un terrain purement frottant.

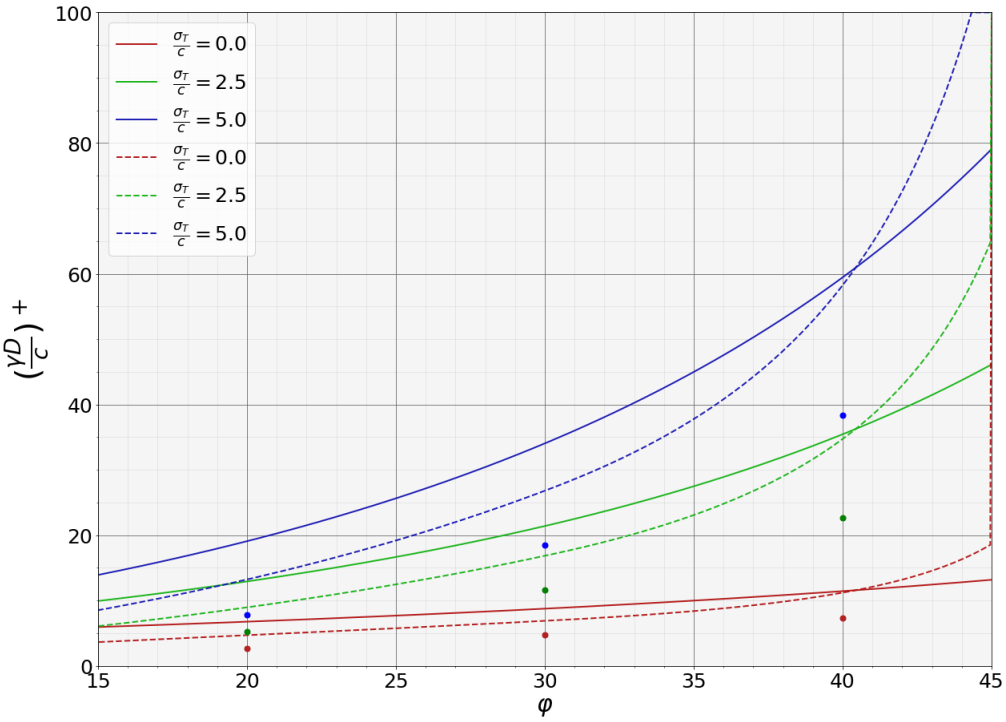


FIGURE 2.12 – Charge maximale supportable $\left(\frac{\gamma D}{c}\right)^+$ sous forme adimensionnelle en fonction de l'angle de frottement interne φ pour plusieurs valeurs de pression de confinement sous forme adimensionnelle dans un terrain cohérent frottant.

Les résultats ici représentés pour le mécanisme de « toit » sont identiques à ceux donnés par Atkinson et Potts (1977). Le mécanisme de « toit et côtés » donne le plus petit des majorants. C'est celui que l'on retient des approches par l'extérieur.

Les points correspondent aux valeurs obtenues dans Optum G2. Les résultats obtenus numériquement sont inférieurs à ceux donnés par le calcul analytique. Cela s'explique par le fait qu'Optum G2 peut balayer un très grand nombre de mécanismes de rupture, de déformation comme de discontinuités de vitesses qui lui permet de trouver un plus petit majorant de la charge supportable par le système.

Le chargement à appliquer augmente avec le frottement interne φ. Plus il augmente, plus le système est résistant.

Analyse paramétrique en terrain cohérent-frottant. On représente l'évolution du paramètre de chargement $\left(\frac{\gamma D}{c}\right)^+$ par rapport à φ pour différentes valeurs de $\frac{\sigma_T}{c}$ (figure 2.12).

Pour les valeurs de $\frac{\sigma_T}{c}$ considérées et φ inférieur à 40°, le mécanisme de « toit et côtés » donne le plus petit des majorants. C'est celui que l'on retient des approches par l'extérieur. Au-delà de $\varphi = 40°$ le mécanisme de « toit » donne le meilleur majorant. En pratique, rares sont les sols ayant un angle de frottement interne aussi élevé.

Les points correspondent aux valeurs obtenues par le modèle numérique. De la même manière que pour le cas du terrain purement cohérent, les résultats fournis par Optum G2 sont inférieurs à ceux obtenus par le calcul analytique. Toutefois, l'écart entre les valeurs numériques et les valeurs analytiques est ici plus élevé. On suppose que le problème plus complexe en terrain cohérent-frottant est plus difficile à appréhender avec un mécanisme analytique simple que le problème en terrain purement cohérent.

Le chargement à appliquer augmente avec le frottement interne φ. Plus il augmente plus le système est résistant et plus le coefficient multiplicateur sur le poids volumique du terrain à appliquer doit être élevé pour que le système atteigne la rupture.

2.4 Stabilité de la voûte seule

2.4.1 Position du problème

On s'intéresse dans un second temps à la voûte seule présentée en figure 2.3b. Les données du problème sont celles exposées en section 2.2, à l'exception du chargement excercé par le terrain qui est remplacé par un chargement ponctuel en clé de voûte $\underline{Q}$:

$$\underline{Q} = -Q\underline{e}_y \tag{2.61}$$

Ce chargement est choisi comme premier cas de chargement appliqué sur la voûte car il permet de modéliser de manière simplifiée un mécanisme de rupture classiquement observé par rapprochement relatif de la clé de voûte au radier et d'éloignement relatif des piédroits. Les mécanismes étudiés par la méthode cinématique par l'extérieur du calcul à la rupture sont virtuels et ne correspondent pas nécessairement à la cinématique réelle. Néanmoins, l'utilisation d'un mécanisme de rupture compatible avec les mesures réalisées *in situ* permet d'obtenir une bonne estimation de la charge extrême. C'est pourquoi le choix de l'application de la force ponctuelle en clé de voûte a été fait.

On étudie la stabilité de la structure précédemment décrite en s'appuyant sur le mécanisme classique de rupture des voûtes en maçonnerie par la formation de « rotules » donné par la figure 2.13 proposé notamment par Delbecq (1982) et repris par Block *et al.* (2006); Hojdys *et al.* (2013); Krajewski et Hojdys (2015); Chen *et al.* (2016). De plus, Lourenco (1996) montre que l'interface constitue généralement le maillon faible de la maçonnerie, offrant un trajet de fissuration préférentielle. Les travaux de CEBTP (1978); Idris (2007); Chen (2014); Ramos Casquero (2015) formulent la même conclusion, appuyant le fait que cette dernière joue effectivement un rôle déterminant dans la résistance en traction d'un assemblage et constitue l'élément faible de la maçonnerie. Cela conforte l'hypothèse de comportement infiniment rigide des blocs de maçonnerie et de rupture aux joints.

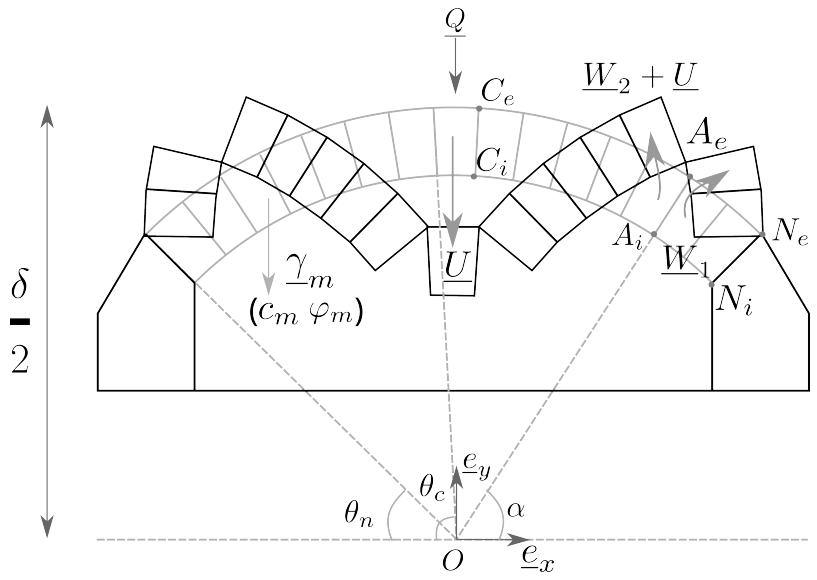


FIGURE 2.13 – Mécanisme de rupture en translation et rotations pour une voûte seule chargée ponctuellement en clé de voûte.

2.4.2 Mécanisme de rupture « à trois rotules »

Description du mécanisme. On considère un mécanisme de rupture virtuel à trois rotules N_e, A_i et C_e dans lequel :

— la première portion de la voûte allant des naissances N_iN_e à un joint courant A_iA_e est animée d'une vitesse de rotation $\underline{W}_1$ de vitesse angulaire ω_1 autour de N_e ;

— la deuxième portion de la voûte allant du joint courant A_iA_e à celui de la clé C_iC_e est animée d'une vitesse de rotation $\underline{W}_2$ de vitesse angulaire ω_2 autour de C_e, couplée à une translation verticale $\underline{U}$;

— la clé est animée d'une vitesse de translation verticale $\underline{U}$, imposée par la symétrie du problème.

Les piédroits sont considérés comme immobiles.

Si on pose M un point quelconque de la voûte étudiée, on peut exprimer les vitesses du mécanisme de rupture comme :

$$\underline{U} = -U\underline{e}_y \tag{2.62a}$$

$$\begin{aligned}\underline{W}_1 &= \underline{\Omega} \wedge \underline{N_eM} \\ &= -\omega_1\underline{e}_z \wedge (\underline{OM} - \underline{ON_e}) \\ &= \omega_1(r\sin\theta - \frac{\delta}{2}\sin\theta_n)\underline{e}_x - \omega_1(r\cos\theta - \frac{\delta}{2}\cos\theta_n)\underline{e}_y\end{aligned} \tag{2.62b}$$

$$\begin{aligned}\underline{W}_2 &= \underline{\Omega} \wedge \underline{C_eM} \\ &= \omega_2\underline{e}_z \wedge (\underline{OM} - \underline{OC_e}) \\ &= -\omega_2(r\sin\theta - \frac{\delta}{2}\sin\theta_c)\underline{e}_x + \omega_2(r\cos\theta - \frac{\delta}{2}\cos\theta_c)\underline{e}_y\end{aligned} \tag{2.62c}$$

Le mécanisme est caractérisé par les surfaces de discontinuités :

— $\Sigma_1 = \overline{N_iN_e}$;

— $\Sigma_2 = \overline{A_iA_e}$;

— $\Sigma_3 = \overline{C_iC_e}$.

$$\Sigma_1 = \Sigma_2 = \Sigma_3 = e \tag{2.63}$$

Pertinence du mécanisme. On considère que la discontinuité de vitesse à chacune des trois rotules est nulle. En particulier en A_i on a ainsi :

$$\underline{U} + \underline{W}_2(A_i) = \underline{W}_1(A_i) \tag{2.64}$$

D'après les équations (2.62a), (2.62b) et (2.62c) on obtient :
Sur $\underline{e}_x$:

$$-\omega_2\Big((\frac{\delta}{2}-e)\sin\alpha-\frac{\delta}{2}\sin\theta_c\Big)=\omega_1\Big((\frac{\delta}{2}-e)\sin\alpha-\frac{\delta}{2}\sin\theta_n\Big)$$
$$\Rightarrow\frac{\omega_1}{\omega_2}=\frac{\frac{\delta}{2}\sin\theta_c-(\frac{\delta}{2}-e)\sin\alpha}{(\frac{\delta}{2}-e)\sin\alpha-\frac{\delta}{2}\sin\theta_n} \tag{2.65}$$

Sur $\underline{e}_y$:

$$-U+\omega_2\Big((\frac{\delta}{2}-e)\cos\alpha-\frac{\delta}{2}\cos\theta_c\Big)=-\omega_1\Big((\frac{\delta}{2}-e)\cos\alpha-\frac{\delta}{2}\cos\theta_n\Big)$$
$$\Rightarrow\frac{U}{\omega_2}=\frac{\omega_1}{\omega_2}\Big((\frac{\delta}{2}-e)\cos\alpha-\frac{\delta}{2}\cos\theta_n\Big)+(\frac{\delta}{2}-e)\cos\alpha-\frac{\delta}{2}\cos\theta_c \tag{2.66}$$

Puissance des efforts extérieurs. À partir de l'expression de la puissance des efforts extérieurs donnée en (2.6) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}$ (2.62a), $\underline{W}_1$ (2.62b) et $\underline{W}_2$ (2.62c), on obtient :

$$\begin{aligned}
\mathcal{P}_{ext}&=\int_{(1)}-\gamma_m\underline{e}_y.\underline{W}_1\,\mathrm{d}V\ +\int_{(2)}-\gamma_m\underline{e}_y.(\underline{W}_2+\underline{U})\,\mathrm{d}V\ +\int_{(3)}-\gamma_m\underline{e}_y.\underline{U}\,\mathrm{d}V\ +QU\\
&=\int_{\frac{\delta}{2}-e}^{\frac{\delta}{2}}\int_{\theta_n}^{\alpha}-\gamma_m\underline{e}_y.\underline{W}_1(r,\theta)r\,\mathrm{d}r\mathrm{d}\theta\ +\int_{\frac{\delta}{2}-e}^{\frac{\delta}{2}}\int_{\alpha}^{\theta_c}-\gamma_m\underline{e}_y.(\underline{W}_2(r,\theta)+\underline{U})r\,\mathrm{d}r\mathrm{d}\theta\\
&\quad+\int_{\frac{\delta}{2}-e}^{\frac{\delta}{2}}\int_{\theta_c}^{\frac{\pi}{2}}-\gamma_m\underline{e}_y.\underline{U}r\,\mathrm{d}r\mathrm{d}\theta\ +QU\\
\mathcal{P}_{ext}&=\gamma_m\omega_1\Big[\frac{(\frac{\delta}{2})^3-(\frac{\delta}{2}-e)^3}{3}(\sin\alpha-\sin\theta_n)-\frac{(\frac{\delta}{2})^2-(\frac{\delta}{2}-e)^2}{2}\frac{\delta}{2}\cos\theta_n(\alpha-\theta_n)\Big]\\
&\quad+\frac{\gamma_m\omega_2}{3}\Big[(\frac{\delta}{2})^3-(\frac{\delta}{2}-e)^3\Big](\sin\alpha-\sin\theta_c)+\frac{\gamma_m\omega_2}{2}\Big[(\frac{\delta}{2})^2-(\frac{\delta}{2}-e)^2\Big]\frac{\delta}{2}\cos\theta_c(\theta_c-\alpha)\\
&\quad+\frac{\gamma_m U}{2}\Big[(\frac{\delta}{2})^2-(\frac{\delta}{2}-e)^2\Big](\frac{\pi}{2}-\alpha)+QU
\end{aligned} \tag{2.67}$$

Puissance résistante maximale. À partir de l'expression de la puissance résistante maximale donnée en (2.8) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}$ (2.62a), $\underline{W}_1$ (2.62b) et $\underline{W}_2$ (2.62c), on obtient :

$$\begin{aligned}
\mathcal{P}_{rm}&=\int_{\Sigma_1}c_m\operatorname{cotan}\varphi_m([\![\underline{W}_1]\!].\underline{n})\mathrm{d}S+\int_{\Sigma_2}c_m\operatorname{cotan}\varphi_m([\![(\underline{U}+\underline{W}_2)-\underline{W}_1]\!].\underline{n})\mathrm{d}S\\
&\quad+\int_{\Sigma_3}c_m\operatorname{cotan}\varphi_m([\![\underline{U}-(\underline{U}+\underline{W}_2)]\!].\underline{n})\mathrm{d}S\\
&=c_m\operatorname{cotan}\varphi_m\int_{\frac{\delta}{2}-e}^{\frac{\delta}{2}}-\omega_1(r-\frac{\delta}{2})\mathrm{d}r+c_m\operatorname{cotan}\varphi_m\int_{\frac{\delta}{2}-e}^{\frac{\delta}{2}}\Big[\Big[\omega_2(r\sin\alpha-\frac{\delta}{2}\sin\theta_c)\\
&\quad+\omega_1\big(r\sin\alpha-\frac{\delta}{2}\sin\theta_n\big)\Big]\sin\alpha+\Big[\omega_2\big(r\cos\alpha-\frac{\delta}{2}\cos\theta_c\big)-U+\omega_1\big(r\cos\alpha-\frac{\delta}{2}\cos\theta_n\big)\Big]\cos\alpha\Big]\mathrm{d}r\\
&\quad+c_m\operatorname{cotan}\varphi_m\int_{\frac{\delta}{2}-e}^{\frac{\delta}{2}}\omega_2\big(r-\frac{\delta}{2}\big)\mathrm{d}r\\
\mathcal{P}_{rm}&=c_m\operatorname{cotan}\varphi_m\Big[e\frac{\delta}{2}(\omega_1+\omega_2)-Ue\cos\alpha+e\frac{\delta}{2}\Big(-\omega_1\cos(\alpha-\theta_n)-\omega_2\cos(\alpha-\theta_c)\Big)\Big]
\end{aligned} \tag{2.68}$$

Charge extrême. D'après le théorème cinématique du calcul à la rupture décrit en (2.10) et à partir des expressions de la puissance des efforts extérieurs (2.67) et de la puissance résistante maximale (2.68), on obtient pour la charge maximale supportable Q par le système :

$$\begin{aligned}
&\mathcal{P}_{ext} \leqslant \mathcal{P}_{rm} \\
&\Rightarrow Q \leqslant c_m \operatorname{cotan}\varphi_m \Big[e\frac{\delta}{2}(\omega_1+\omega_2) - Ue\cos\alpha + e\frac{\delta}{2}\Big(-\omega_1\cos(\alpha-\theta_n) - \omega_2\cos(\alpha-\theta_c)\Big)\Big] \\
&\quad - \gamma_m\omega_1\Big[\frac{(\frac{\delta}{2})^3-(\frac{\delta}{2}-e)^3}{3}(\sin\alpha-\sin\theta_n) - \frac{(\frac{\delta}{2})^2-(\frac{\delta}{2}-e)^2}{2}\frac{\delta}{2}\cos\theta_n(\alpha-\theta_n)\Big] \\
&\quad - \frac{\gamma_m\omega_2}{3}\Big[(\frac{\delta}{2})^3-(\frac{\delta}{2}-e)^3\Big](\sin\alpha-\sin\theta_c) - \frac{\gamma\omega_2}{2}\Big[(\frac{\delta}{2})^2-(\frac{\delta}{2}-e)^2\Big](\theta_c-\alpha)\frac{\delta}{2}\cos\theta_c \\
&\quad + \frac{\gamma_m U}{2}\Big[(\frac{\delta}{2})^2-(\frac{\delta}{2}-e)^2\Big](\frac{\pi}{2}-\alpha)
\end{aligned} \tag{2.69}$$

Pour faciliter l'analyse et la représentation paramétrique des résultats, on met l'équation (2.69) sous forme adimensionnelle en divisant les deux membres de l'équation par $\gamma_m\delta^2$. On obtient ainsi une expression du majorant du paramètre de chargement associé à la charge extrême $Q/\gamma_m\delta^2$ en fonction de $\overline{e} = e/\delta$, $\overline{c_m} = c_m/\gamma_m\delta$, θ_c, θ_n, φ_m et α. On exprime $\omega_1' = (\delta\omega_1)/\ (2U)$ et $\omega_2' = (\delta\omega_2)/\ (2U)$ en fonction des mêmes paramètres.

$$\begin{aligned}
\frac{Q}{\gamma_m\delta^2} \leqslant\ & \overline{c_m}\operatorname{cotan}\varphi_m\overline{e}\big[(\omega_1'+\omega_2') - \cos\alpha - \omega_1'\cos(\alpha-\theta_n) - \omega_2'\cos(\alpha-\theta_c)\big] \\
& + \overline{e}\Big(\frac{1}{2}-\overline{e}+\frac{2}{3}\overline{e}^2\Big)\big[\omega_2'(\sin\theta_c-\sin\alpha) - \omega_1'\sin(\alpha-\theta_n)\big] \\
& + \frac{1}{2}\overline{e}\Big(1-\overline{e}\Big)\big[\omega_1'\cos\theta_n(\alpha-\theta_n) - \omega_2'\cos\theta_c(\theta_c-\alpha) + \frac{\pi}{2} - \alpha\big]
\end{aligned}$$

avec :

$$\omega_1' = \frac{\frac{1}{2}\sin\theta_c - \Big(\frac{1}{2}-\overline{e}\Big)\sin\alpha}{\Big(\frac{1}{2}-\overline{e}\Big)\sin\alpha - \frac{1}{2}\sin\theta_n}\omega_2' \tag{2.70a}$$

$$\frac{1}{\omega_2'} = \frac{\frac{1}{2}\sin\theta_c - \Big(\frac{1}{2}-\overline{e}\Big)\sin\alpha}{\Big(\frac{1}{2}-\overline{e}\Big)\sin\alpha - \frac{1}{2}\sin\theta_n}\Big(\big(1-2\overline{e}\big)\cos\alpha - \cos\theta_n\Big) + \Big(1-2\overline{e}\Big)\cos\alpha - \cos\theta_c \tag{2.70b}$$

On obtient alors une équation de la forme :

$$\frac{Q}{\gamma_m\delta^2} \leqslant f(\overline{e},\theta_c,\theta_n,\alpha,\overline{c_m},\varphi_m) \tag{2.71}$$

Optimisation du paramètre cinématique. Une optimisation sur le paramètre cinématique α détaillée en annexe B.3 permet finalement d'obtenir une estimation par excès du paramètre de chargement qui ne dépend que d'un nombre réduit de paramètres :

$$\Big(\frac{Q}{\gamma_m\delta^2}\Big)^+ \leqslant \min_\alpha f(\overline{e},\theta_c,\theta_n,\overline{c_m},\varphi_m) = f^+(\overline{e},\theta_c,\theta_n,\overline{c_m},\varphi_m) \tag{2.72}$$

2.4.3 Analyse paramétrique et comparaison à la modélisation numérique

2.4.3.1 Présentation du cas d'étude

Dans cette analyse paramétrique, on se propose d'étudier le cas simple d'une voûte plein cintre soumise à un chargement ponctuel vertical exercé sur sa clé. La voûte, d'ouverture $\delta = 20$ m et

d'épaisseur $e = 1$ m, est constituée de 15 voussoirs (figure 2.14). Cette composition impose un angle à la naissance $\theta_n = 0°$ et un angle à la clé $\theta_c = 84°$. Pour l'analyse paramétrique, on étudiera également le cas d'une voûte surbaissée avec $\theta_n = 24°$.

Les voussoirs sont considérés comme infiniment résistants tandis que les joints, d'épaisseur nulle, suivent une loi d'interface de Mohr-Coulomb de cohésion c_m et d'angle de frottement φ_m. Pour fixer ces valeurs, on s'appuie sur des gammes de valeurs courantes issues de la littérature (Idris, 2007; Sarhosis *et al.*, 2015; Moreno Regan, 2016). On retiendra finalement une cohésion allant de 100 à 2500 kPa et un angle de frottement compris entre 0 et 45°. Le poids volumique de la maçonnerie sera pris à $\gamma_m = 20\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$, en cohérence avec celui du calcaire compris entre 18 et 26 $\mathrm{kN \cdot m^{-3}}$ (Popinet, 2018; Venzal, 2020).

Les valeurs des paramètres géométriques et mécaniques retenus pour l'étude sont détaillées au tableau 2.3.

TABLEAU 2.3 – Paramètres géométriques et mécaniques pour l'étude de la voûte seule soumise à une charge ponctuelle en clé sous Optum G2.

Paramètre	**Symbole**	**Unité**	**Valeur**
Épaisseur de la maçonnerie	e	m	1
Diamètre de l'extrados de la voûte	δ	m	20
Angle entre la naissance et l'horizontale	θ_n	°	0
Angle entre la clé et l'horizontale	θ_c	°	84
Poids volumique des blocs	γ_m	$\mathrm{kN \cdot m^{-3}}$	20
Cohésion des joints	c_m	kPa	(100 ; 500 ; 1000 ; 1500 ; 2500)
Angle de frottement des joints	φ_m	°	(25 ; 30 ; 35)

TABLEAU 2.4 – Valeurs obtenues pour la charge maximale supportable par la voûte (N) sur Optum G2.

c_m (kPa) / φ_m (°)	100	500	1000	1500	2500
25	103,8	523,4	1048,0	1572,5	2621,5
30	83,6	422,6	846,2	1269,8	2117,0
35	68,8	348,3	697,6	1046,9	1745,5

2.4.3.2 Modélisation numérique

Des modélisations sont réalisées sur Optum G2 pour différentes valeurs de paramètres de résistance c_m et φ_m.

La voûte plein cintre est modélisée reposant sur un support rigide bloqué en déplacements. Les blocs de maçonnerie sont considérés comme des blocs rigides liés par des joints de Mohr-Coulomb. Le joint entre la naissance de la voûte et le support rigide suit une loi de Mohr-Coulomb. La voûte est soumise à son poids propre et à une charge ponctuelle variable appliquée au centre de sa clé. La symétrie du système est exploitée pour ne représenter qu'un demi problème.

La valeur de la charge maximale supportable calculée par le logiciel et adimensionnée est donnée dans le tableau 2.4. La cinématique de ruine déterminée par le logiciel comprend une translation verticale de la clé de voûte, une rotation et translation verticale d'une partie de la voûte adjacente et une rotation de la naissance de la voûte autour du point à la base en extrados de la voûte (figures 2.14 et 2.15). Ce mécanisme est assimilé à celui proposé dans ce chapitre pour la résolution analytique du problème (figure 2.13).

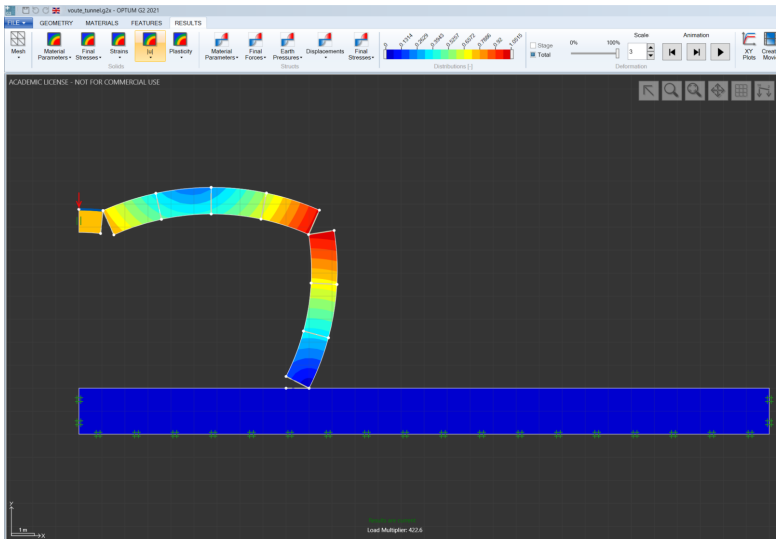


FIGURE 2.14 – Vitesses absolues du système voûte seule soumis à un chargement ponctuel en clé sur Optum G2 pour c_m =500 kPa et $\varphi = 30°$.

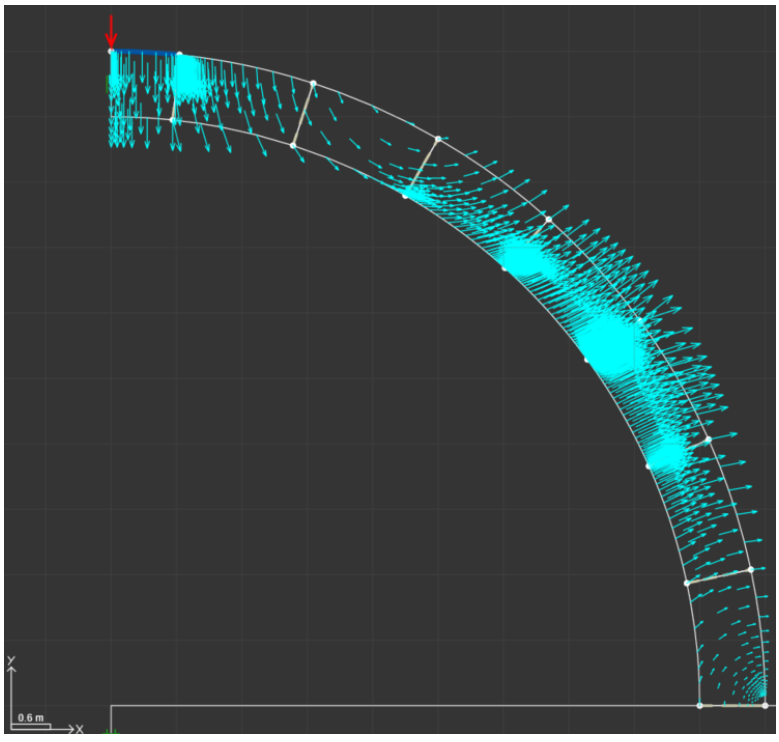
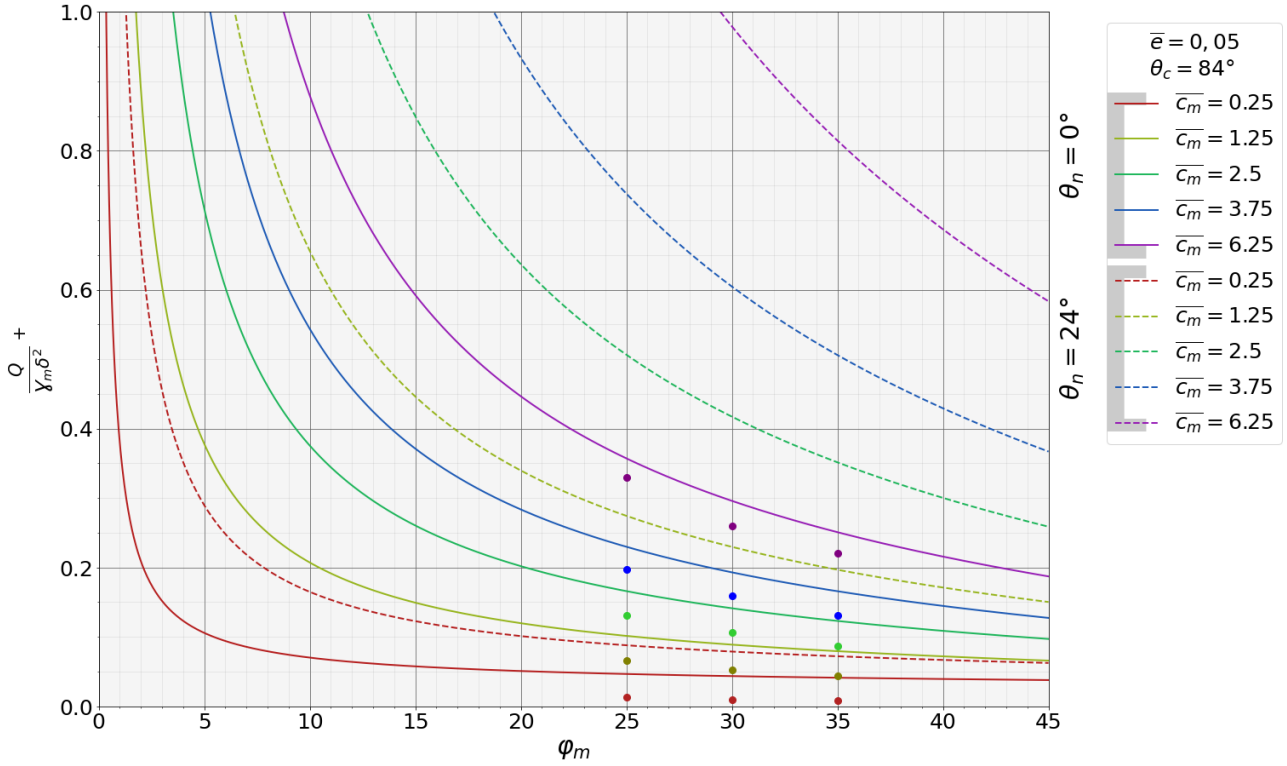
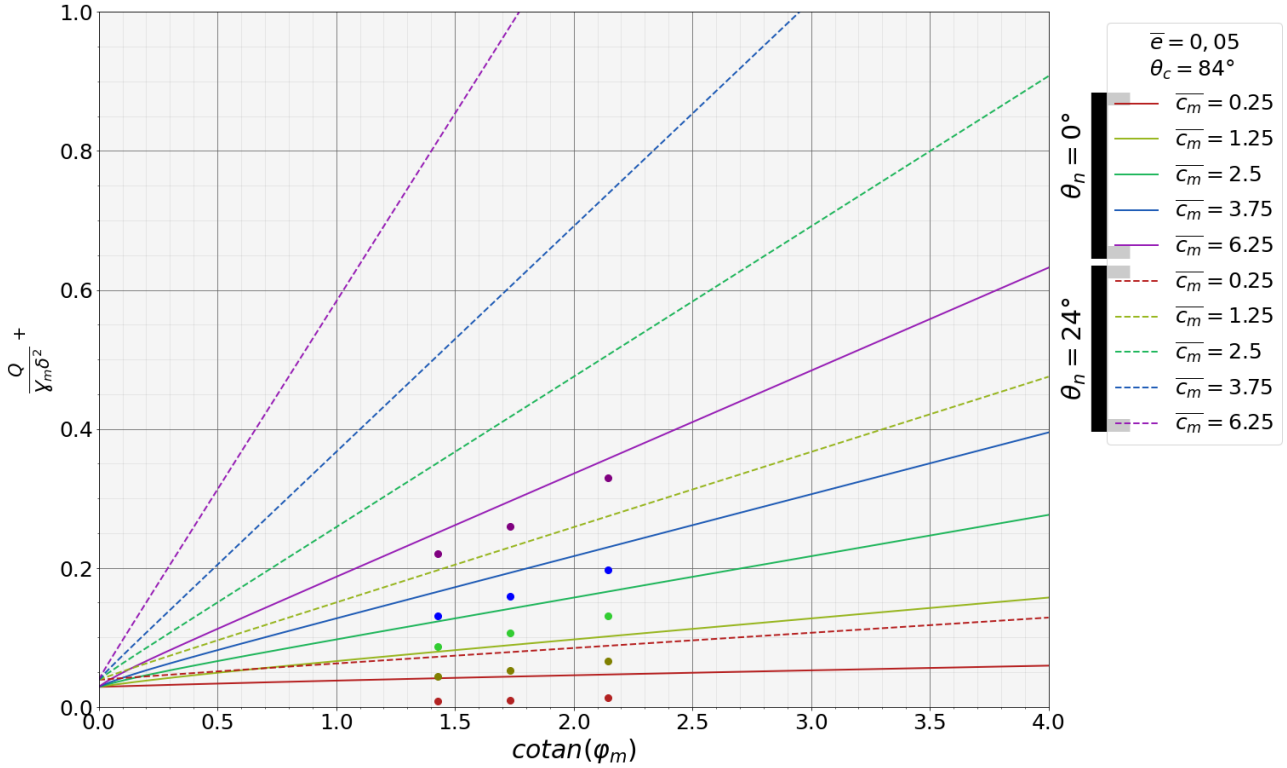


FIGURE 2.15 – Vecteurs vitesses du système voûte seule soumis à un chargement ponctuel en clé sur Optum G2 pour $c_m = 500$ kPa et $\varphi_m = 30°$.



(a)



(b)

FIGURE 2.16 – Charge maximale supportable $\left(\frac{Q}{\gamma_m \delta^2}\right)^+$ sous forme adimensionnelle en fonction de l'angle de frottement interne φ_m (a) ou de cotan (φ_m) (b) d'une voûte soumise à une charge ponctuelle en clé.

2.4.3.3 Comparaison des modèles et étude paramétrique

On représente l'évolution du paramètre de chargement $\left(Q/\gamma_m\delta^2\right)^2$ en fonction des paramètres de résistance $\overline{c_m}$ et φ_m dans le cas d'une voûte plein cintre ($\theta_n = 0°$) et surbaissée ($\theta_n = 24°$). Les traits pleins représentent les résultats pour une voûte plein cintre et les traits pointillés les résultats pour une voûte surbaissée (figures 2.16). Les points correspondent aux résultats obtenus sur Optum G2 pour θ_n nul.

Les résultats obtenus numériquement sont inférieurs à ceux donnés par le calcul analytique. Cela s'explique par le fait qu'Optum G2 peut balayer un très grand nombre de mécanismes de rupture, de déformation comme de discontinuités de vitesses qui lui permet de trouver un plus petit majorant de la charge supportable par le système. La tendance et les valeurs proches entre celles obtenues analytiquement et numériquement sont en concordance avec les similitudes de cinématiques identifiées. L'approche analytique fournit donc des résultats satisfaisants tout en permettant une grande souplesse du choix des paramètres pour une utilisation pratique en ingénierie.

On représente l'évolution du paramètre de chargement en fonction de $\text{cotan}\,(\varphi_m)$ (figure 2.16b), proportionnel à la limite de résistance à la traction au droit des joints de maçonnerie. On constate que le paramètre de chargement est proportionnel à la limite de résistance à la traction des joints.

La valeur associée à la charge maximale supportable augmente avec $\text{cotan}\,(\varphi_m)$ et la cohésion des joints. Ce résultat prouve que la dégradation des propriétés de cohésion et de frottement des joints a des conséquences négatives sur la stabilité de la voûte.

Les résultats graphiques indiquent également que le surbaissement de la voûte augmente la valeur du coefficient adimensionnel associé à la charge maximale supportable. Cela peut être dû au choix du blocage en déplacement des piédroits qui confèrent à la voûte une très grande rigidité. Cette observation sera exploitée dans l'analyse du système complet de tunnel dans son terrain encaissant.

2.5 Stabilité du tunnel

2.5.1 Position du problème

On s'intéresse enfin au système complet de tunnel dans son terrain encaissant présenté en figure 2.2. La configuration retenue pour le tunnel est une voûte plein cintre ou circulaire surbaissée en maçonnerie soutenue par deux piédroits pentagonaux en béton. Les données du problème sont celles exposées en section 2.2.

2.5.2 Stabilité de la voûte soumise à des forces réparties

2.5.2.1 Description du mécanisme

En première approche du système complet du tunnel avec voûte maçonnée, on étudie une voûte plein cintre en maçonnerie soumise à un chargement simulant le confinement exercé par le terrain comme représenté à la figure 2.17. Le chargement est constitué d'une force répartie $\underline{\sigma_v}$ verticale descendante et d'une force répartie $\underline{\sigma_h}$ latéralement à la voûte de manière symétrique. La norme de ce chargement augmente graduellement avec la profondeur.

On considère le mécanisme de rotation de la voûte présenté dans la section 2.4, c'est-à-dire un mécanisme de rupture virtuel à trois rotules N_e, A_i et C_e dans lequel :

- la première portion de la voûte allant des naissances N_iN_e à un joint courant A_iA_e est animée d'une rotation $\underline{W_1}$ de vitesse angulaire ω_1 autour de N_e ;
- la deuxième portion de la voûte allant du joint courant A_iA_e à celui de la clé C_iC_e est animée d'une rotation $\underline{W_2}$ de vitesse angulaire ω_2 autour de C_e, couplée à une translation verticale $\underline{U}$;
- la clé est animée d'une translation verticale $\underline{U}$, imposée par la symétrie du problème.

Les piédroits sont considérés comme immobiles.

De la même manière que pour le mécanisme proposé pour la voûte soumise à un chargement ponctuel en clé présenté en 2.4, la continuité de vitesse imposée en A_i assure la pertinence du mécanisme.

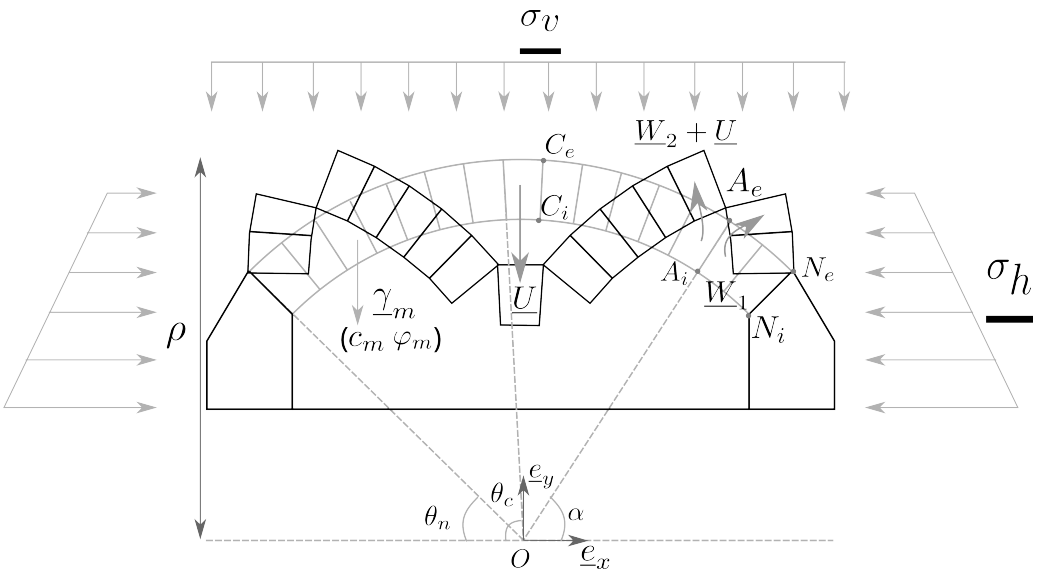


FIGURE 2.17 – Mécanisme de rupture pour une voûte soumise à un chargement simulant le confinement exercé par le terrain.

2.5.2.2 Mise en évidence de la non justification du mécanisme

D'après le théorème cinématique donné par l'expression (2.10), le mode de chargement imposé au système appartient au domaine des chargements de rupture certaine si $\mathcal{P}_{ext}(\underline{Q}, \underline{\dot{q}}) \geq \mathcal{P}_{rm}(\underline{v})$. La puissance résistante maximale est toujours positive. Pour la puissance des efforts extérieurs, le tableau 2.5 détaille le signe de la valeur obtenue sur chaque zone du mécanisme et pour chaque chargement appliqué. Les valeurs positives se trouvent uniquement dans la zone de déplacement virtuel $\underline{U}$. Il s'agit de la clé de voûte dont l'aire peut être considérée comme négligeable comparée au reste de la voûte. On peut en déduire que la puissance des efforts extérieurs est toujours négative. Quels que soient les chargements appliqués au système, ils appartiennent toujours au domaine des chargements potentiellement supportables. La résolution de ce système ne présente donc pas d'intérêt.

La stabilité permanente du système peut être due à l'hypothèse de piédroits immobiles lui conférant une grande rigidité, que l'on ne retrouve pas dans les ouvrages réels. Par la suite, on choisit d'étudier le système complet du tunnel, composé de sa voûte en maçonnerie et de ses deux piédroits en béton, dans son terrain encaissant. Cette modélisation permet de libérer les mouvements des piédroits. S'agissant d'une première approche, le terrain encaissant sera considéré comme purement cohérent suivant un critère de résistance de Tresca.

TABLEAU 2.5 – Signe de la puissance des efforts extérieurs sur chaque zone et pour chaque chargement pour le mécanisme de la voûte soumise à des forces réparties.

chargement \ zone	$\underline{U}$	$\underline{U} + \underline{W}_2$	$\underline{W}_1$
$\underline{\gamma}_m$	≥ 0	≤ 0	≤ 0
$\underline{\sigma}_v$	≥ 0	≤ 0	≤ 0
$\underline{\sigma}_h$	0	≤ 0	≤ 0

2.5.3 Mécanisme de « renversement » du piédroit

Description du mécanisme. On considère un mécanisme de rupture virtuel (figure 2.18) où le volume de sol $\mathcal{V}_{t1}$ situé entre l'extrados de la voûte du tunnel et la surface du terrain délimité par agN_ed est animé d'un mouvement de translation verticale $\underline{U}$ (équation (2.73a)). La voûte de volume $\mathcal{V}_v$ est animée de la même translation $\underline{U}$. Le piédroit de volume $\mathcal{V}_p$ et le volume de terrain $\mathcal{V}_{t2}$ délimité par l'arc de cercle $\widehat{N_e\Omega n}$ de centre Ω, de rayon R_0 et d'angle α_0 sont solidaires et animés d'une rotation

$\underline{W}$ (équation (2.73b)) de centre $\Omega(x_0, y_0)$ et de vitesse angulaire ω.

$$\underline{U} = -U\underline{e}_y \tag{2.73a}$$
$$\underline{W} = \omega(y - y_0)\underline{e}_x - \omega(x - x_0)\underline{e}_y \tag{2.73b}$$

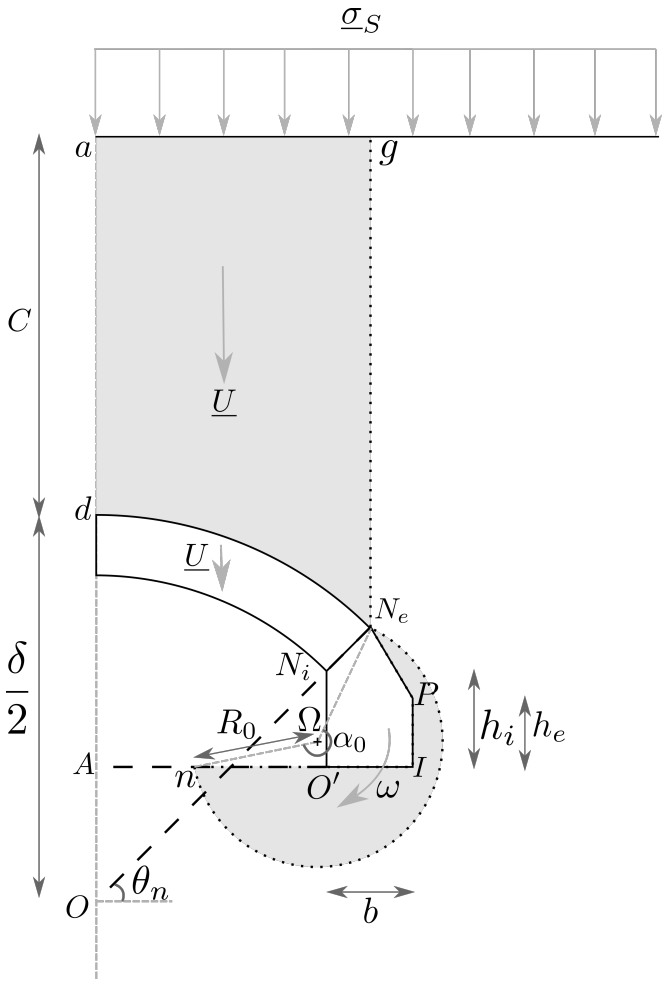


FIGURE 2.18 – Mécanisme de rupture pour un tunnel dans un terrain encaissant purement cohérent : « renversement » du piédroit.

Ce mécanisme met en évidence les volumes remarquables suivants :

$$\begin{aligned}\mathcal{V}_{t1} &= \mathcal{V}_{agN_ed} \\ &= \frac{\delta^2}{8}(4\frac{C}{\delta}\cos\theta_n + 2\cos\theta_n - \cos\theta_n\sin\theta_n - \frac{\pi}{2} + \theta_n)\end{aligned} \tag{2.74a}$$
$$\mathcal{V}_v = \frac{1}{2}e(\delta - e)\big(\frac{\pi}{2} - \theta_n\big) \tag{2.74b}$$

Dans le repère $(O', \underline{e}'_x, \underline{e}'_y)$, les coordonnées du centre de rotation $\Omega(x'_0, y'_0)$ sont définies par :

$$x'_0 = x_0 - \Big(\frac{\delta}{2} - e\Big)\cos\theta_n \tag{2.75a}$$

$$y'_0 = y_0 - \Big(\frac{\delta}{2} - e\Big)\sin\theta_n + h_i \tag{2.75b}$$

Le mécanisme met en évidence les surfaces remarquables suivantes :
— la surface supérieure du terrain $S_s = \overline{ag}$,

$$S_s = \frac{\delta}{2}\cos\theta_n \tag{2.76a}$$

— la surface de discontinuité dans le terrain $\Sigma_1 = \overline{gN_e}$,

$$\Sigma_1 = C + \frac{\delta}{2}(1 - \sin\theta_n) \tag{2.76b}$$

— la surface de discontinuité à la jonction entre la voûte et le piédroit $\Sigma_2 = \overline{N_i N_e}$,

$$\Sigma_2 = e \tag{2.76c}$$

— la surface de discontinuité dans le terrain $\Sigma_3 = \widehat{N_e n}$.

$$\Sigma_3 = R_0\alpha_0 \tag{2.76d}$$

avec :

$$R_0 = \sqrt{\frac{\delta^2}{4} + x_0^2 + y_0^2 - \delta(x_0\cos\theta_n + y_0\sin\theta_n)} \tag{2.76e}$$

$$\alpha_0 = \frac{\pi}{2} + \arctan\left(\frac{\frac{\delta}{2}\sin\theta_n - y_0}{\frac{\delta}{2}\cos\theta_n - x_0}\right) + \arccos\left(\frac{y_0 - \left((\frac{\delta}{2} - e)\sin\theta_n - h_i\right)}{R_0}\right) \tag{2.76f}$$

Pertinence du mécanisme. On ne considère pas de discontinuité de vitesse entre le terrain et le tunnel. Le mécanisme de rupture choisi respecte la pertinence du champ de vitesse dans le terrain puisque Σ_1 est parallèle à $[\![v]\!] = \underline{U}$ et Σ_3 est parallèle à $[\![v]\!] = \underline{W}$. Il reste uniquement à s'assurer de la pertinence à la jonction entre le piédroit et la voûte Σ_2.

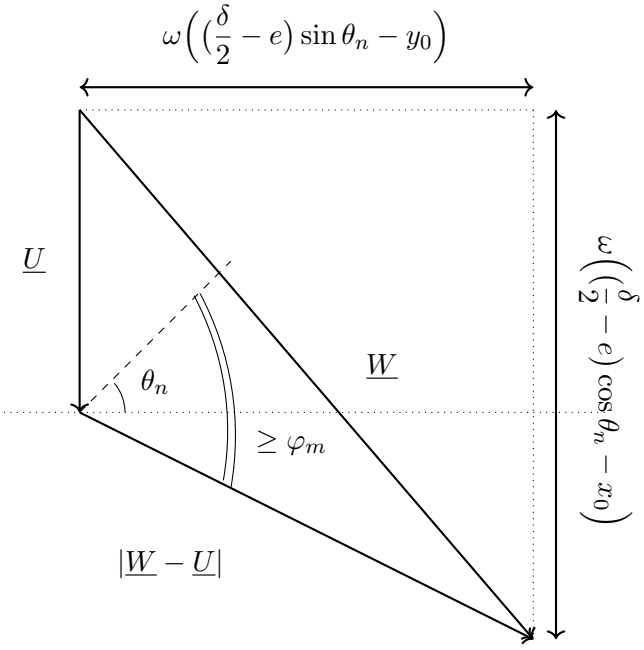


FIGURE 2.19 – Hodographe des vitesses du mécanisme de « renversement » du piédroit.

Sachant que la discontinuité de vitesse $|\underline{W}-\underline{U}|$ doit « décoller » d'au moins φ_m par rapport à la discontinuité Σ_2 pour respecter le critère de Coulomb du joint, l'hodographe des vitesses en N_i à la figure 2.19 impose :

$$\begin{aligned}\tan(\varphi_m-\theta_n) &\leq \frac{\omega\Big((\frac{\delta}{2}-e)\cos\theta_n - x_0\Big)-U}{\omega\Big((\frac{\delta}{2}-e)\sin\theta_n - y_0\Big)}\\ \Rightarrow \omega &\geq \frac{U}{-\Big((\frac{\delta}{2}-e)\sin\theta_n - y_0\Big)\tan(\varphi_m-\theta_n)+(\frac{\delta}{2}-e)\cos\theta_n - x_0}\end{aligned} \tag{2.77}$$

Puissance des efforts extérieurs. À partir de l'expression de la puissance des efforts extérieurs donnée en (2.6) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}$ (2.73a), $\underline{W}$ (2.73b), $\mathcal{V}_{t1}$ (2.74a), $\mathcal{V}_v$ (2.74b) et S_s (2.76a) on obtient :

$$\mathcal{P}_{ext}=\int_{\mathcal{V}_{t1}}\underline{\gamma}.\underline{U}\,\mathrm{d}V+\int_{\mathcal{V}_{t2}}\underline{\gamma}.\underline{W}\,\mathrm{d}V+\int_{\mathcal{V}_v}\underline{\gamma}_m.\underline{U}\,\mathrm{d}V+\int_{\mathcal{V}_p}\underline{\gamma}_m.\underline{W}\,\mathrm{d}V+\int_{S_s}\underline{\sigma}_s.\underline{U}\,\mathrm{d}S \tag{2.78}$$

Dans le volume de terrain $\mathcal{V}_{t1}$ situé au-dessus de la voûte on a :

$$\begin{aligned}\int_{\mathcal{V}_{t1}}\underline{\gamma}.\underline{U}\,\mathrm{d}V &= \gamma U\mathcal{V}_{t1}\\ &= \gamma U\frac{\delta^2}{8}(4\frac{C}{\delta}\cos\theta_n+2\cos\theta_n-\cos\theta_n\sin\theta_n-\frac{\pi}{2}+\theta_n)\end{aligned} \tag{2.79a}$$

Dans le volume de terrain $\mathcal{V}_{t2}$ situé autour du piédroit on se place dans le repère $(O',\underline{e}'_x,\underline{e}'_y)$ et on a ainsi :

$$\begin{aligned}\int_{\mathcal{V}_{t2}}\underline{\gamma}.\underline{W}\,\mathrm{d}V' &= \int_{\mathcal{V}_{t2}}-\gamma W_{y'}\,\mathrm{d}x'\mathrm{d}y'\\ &= \int_{\mathcal{V}_{t2}}\mathrm{div}(-\gamma y'\underline{W})\,\mathrm{d}x'\mathrm{d}y' \qquad \text{détaillé en annexe B.4}\\ &= \int_{\mathcal{S}_{t2}}-\gamma y'\underline{W}.\underline{\mathrm{d}S'} \qquad \text{d'après le théorème de la divergence}\\ &= \int_{\widehat{N_en}}-\gamma y'\underline{W}.\underline{\mathrm{d}S'}+\int_{\overline{nI}}-\gamma y'\underline{W}.\underline{\mathrm{d}S'}+\int_{\overline{IP}}-\gamma y'\underline{W}.\underline{\mathrm{d}S'}+\int_{\overline{PN_e}}-\gamma y'\underline{W}.\underline{\mathrm{d}S'}\end{aligned} \tag{2.79b}$$

où :

$$\int_{\widehat{N_en}}-\gamma y'\underline{W}.\underline{\mathrm{d}S'}=0 \qquad \text{car } \underline{W}\perp\underline{\mathrm{d}S'} \tag{2.79c}$$

$$\int_{\overline{nI}}-\gamma y'\underline{W}.\underline{\mathrm{d}S'}=0 \qquad \text{car } y'=0 \tag{2.79d}$$

$$\begin{aligned}\int_{\overline{IP}}-\gamma y'\underline{W}.\underline{\mathrm{d}S'} &= \int_0^{h_e}\gamma\omega y'(y'-y'_0)\,\mathrm{d}y'\\ &= \frac{\gamma\omega}{6}h_e^2(2h_e-3y'_0)\end{aligned} \tag{2.79e}$$

$$\begin{aligned}\int_{\overline{PN_e}} -\gamma y' \underline{W}.\underline{\mathrm{d}S'} &= \int_{\overline{PN_e}} -\gamma y' \omega \frac{1}{\sqrt{1+k^2}}\big[k(y'-y'_0)-(x'-x'_0)\big]\,\mathrm{d}s \\ &= \frac{\gamma\omega}{\sqrt{1+k^2}}\int_0^1 \big[h_e - t(h_e-h_i-e\sin\theta_n)\big]\big[k(h_e-t(h_e-h_i-e\sin\theta_n) \\ &\quad - y'_0) - (b-t(b-e\cos\theta_n - x'_0)\big]\,\mathrm{d}t \\ &= \frac{\gamma\omega}{6\sqrt{1+k^2}}\big[k\big(h_e(2y'_0+6h_i+6e\sin\theta_n-h_e)-3h_iy'_0+2h_i^2 \\ &\quad + e\sin\theta_n(4h_i-3y'_0+2e\sin\theta_n)\big) - e\cos\theta_n(h_e+2h_i) - 2h_ex'_0 \\ &\quad - h_ib + 3h_ix'_0 + 3bh_e + e\sin\theta_n(3x'_0-b-2e\cos\theta_n)\big] \end{aligned} \tag{2.79f}$$

où :

$$k = \frac{h_i - h_e + e\sin\theta_n}{b - e\cos\theta_n} \tag{2.79g}$$

$$\text{tel que} \qquad \underline{n} = \frac{1}{\sqrt{1+k^2}}\begin{pmatrix} k \\ 1 \end{pmatrix} \qquad \text{avec} \qquad \underline{n}.\underline{N_eP} = 0$$

Dans la voûte on a :

$$\begin{aligned}\int_{\mathcal{V}_v} \underline{\gamma}_m.\underline{U}\,\mathrm{d}V &= \gamma_m U \mathcal{V}_v \\ &= \frac{\gamma_m U}{2} e(\delta - e)\Big(\frac{\pi}{2} - \theta_n\Big)\end{aligned} \tag{2.79h}$$

Dans le piédroit (figure 2.20), on se place dans le repère $(O', \underline{e}'_x, \underline{e}'_y)$ et on a ainsi :

$$\begin{aligned}\int_{\mathcal{V}_p} \underline{\gamma}_m.\underline{W}\,\mathrm{d}V &= \int_{\mathcal{V}_{blanc}} \gamma_m\omega(x'-x'_0)\,\mathrm{d}V + \int_{\mathcal{V}_{hachures}} \gamma_m\omega(x'-x'_0)\,\mathrm{d}V \\ &= \int_0^{e\cos\theta_n}\int_0^{h_i+x'\tan\theta_n} \gamma_m\omega(x'-x'_0)\,\mathrm{d}y'\mathrm{d}x' + \int_{e\cos\theta_n}^{b}\int_0^{h_e+(b-x')k} \gamma_m\omega(x'-x'_0)\,\mathrm{d}y'\mathrm{d}x' \\ &= \int_0^{e\cos\theta_n} \gamma_m\omega(x'-x'_0)(h_i+x'\tan\theta_n)\,\mathrm{d}x' + \int_{e\cos\theta_n}^{b} \gamma_m\omega(x'-x'_0)(h_e+(b-x')k)\,\mathrm{d}x' \\ &= \frac{\gamma_m\omega}{6}\Big[e\cos\theta_n\big(3h_ie\cos\theta_n + 2e^2\sin\theta_n\cos\theta_n - 6h_ix'_o - 3x'_0e\sin\theta_n\big) \\ &\quad + \Big(b-e\cos\theta_n\Big)\Big(3h_e(b+e\cos\theta_n) - 6h_ex'_0\Big) + \big(h_i-h_e+e\sin\theta_n\big) \\ &\quad \big(3(x'_0+b)(b+e\cos\theta_n) - 6bx'_0 - 2b^2 - 2eb\cos\theta_n - 2e^2\cos{\theta_n}^2\big)\Big]\end{aligned} \tag{2.79i}$$

Sur la surface supérieure du terrain on a :

$$\int_{S_s} \underline{\sigma}_s.\underline{U}\,\mathrm{d}S = \frac{\delta}{2}\cos\theta_n U\sigma_s \tag{2.79j}$$

Puissance résistante maximale. À partir de l'expression de la puissance résistante maximale donnée en (2.8) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}$ (2.73a), $\underline{W}$ (2.73b), ω (2.77) et Σ_1 (2.76b), Σ_2 (2.76c), Σ_3 (2.76d), on obtient :

$$\mathcal{P}_{rm} = \int_{\Sigma_1} c_u|\underline{U}|\mathrm{d}S + \int_{\Sigma_2} c_m\,\mathrm{cotan}\,\varphi|\underline{W}-\underline{U}|.\underline{n}\mathrm{d}S + \int_{\Sigma_3} c_u|\underline{W}|\mathrm{d}S \tag{2.80}$$

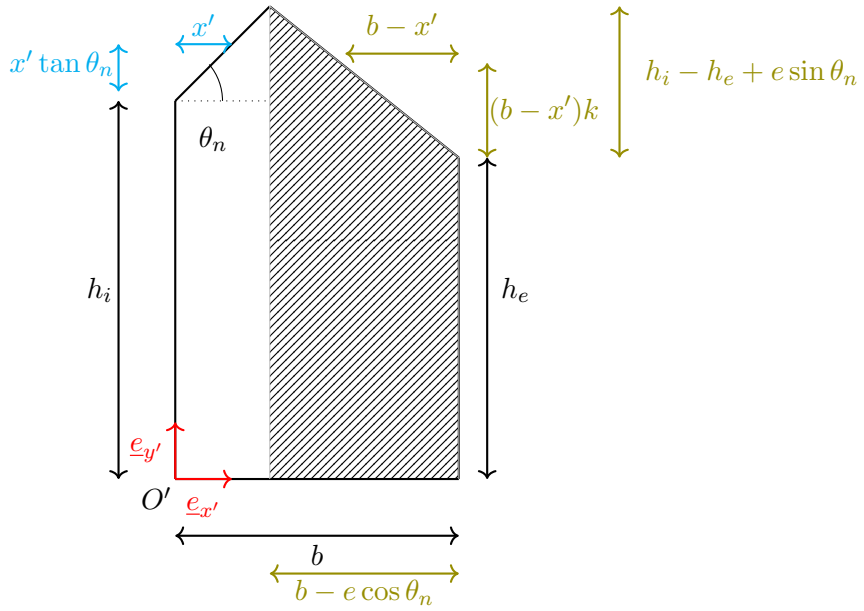


FIGURE 2.20 – Illustration de l'intégration réalisée pour le calcul de la puissance des efforts extérieurs dans le piédroit pour le mécanisme de « renversement » du piédroit.

avec :

$$\begin{aligned}\int_{\Sigma_1} c_t|\underline{U}|\mathrm{d}S &= c_u U \Sigma_1 \\ &= c_u U (C + \frac{\delta}{2} - \frac{\delta}{2}\sin\theta_n)\end{aligned} \tag{2.81a}$$

$$\begin{aligned}\int_{\Sigma_2} c_m \operatorname{cotan}\varphi_m |\underline{W} - \underline{U}|.\underline{n}\mathrm{d}S = \int_{\frac{\delta}{2}-e}^{\frac{\delta}{2}} & c_m \operatorname{cotan}\varphi_m \big[\omega(r\sin\theta_n - y_0)\sin\theta_n \\ & + (\omega(r\cos\theta_n - x_0) - U)\cos\theta_n\big]\mathrm{d}r \\ = & c_m \operatorname{cotan}\varphi_m \Sigma_2 \Big[\omega\big(\frac{\delta - e}{2} - y_0\sin\theta_n - x_0\cos\theta_n\big) - U\cos\theta_n\Big]\end{aligned} \tag{2.81b}$$

$$\begin{aligned}\int_{\Sigma_3} c_u|\underline{W}|\mathrm{d}S &= c_u \omega \Sigma_3 \\ &= c_u \omega R_0^2 \alpha_0\end{aligned} \tag{2.81c}$$

Théorème cinématique. D'après le théorème cinématique du calcul à la rupture décrit en (2.10) et les expressions de la puissance des efforts extérieurs (2.78) et de la puissance résistante maximale (2.80), on obtient :

$$\mathcal{P}_{ext} \leqslant \mathcal{P}_{rm} \quad \Leftrightarrow \quad F = \frac{\mathcal{P}_{rm}}{\mathcal{P}_{ext}} \geqslant 1 \tag{2.82}$$

Le coefficient F représente un coefficient de sécurité à respecter pour assurer la stabilité potentielle du système. En d'autres termes, si F est inférieur à 1 alors la rupture du système est certaine.

Pour faciliter l'analyse et la représentation paramétrique des résultats, on présente l'équation (2.82) sous forme adimensionnelle en divisant les membres de l'équation par $\gamma\delta^2 U$. On applique à tous les paramètres géométriques la notation telle que $\overline{e} = e/\delta$, $\overline{c_u} = c_u/(\delta\gamma)$, $\overline{c_m} = c_m/(\delta\gamma)$, $\overline{\gamma_m} = \gamma_m/\gamma$ et

$\overline{\sigma_s} = \sigma_s/\gamma$. On obtient ainsi :

$$\begin{aligned} F &\geqslant 1 \\ \Rightarrow f\Big(\overline{e}, \overline{C}, \overline{h_i}, \overline{h_e}, \overline{b}, \overline{x_0}, \overline{y_0}, \theta_n, \overline{c_u}, \overline{c_m}, \overline{\gamma_m}, \overline{\sigma_s}, \varphi_m\Big) &\geqslant 1 \end{aligned}$$

avec :

$$\begin{aligned} \frac{\mathcal{P}_{ext}}{\gamma\delta^2 U} = {} & \frac{1}{2}\cos\theta_n\overline{\sigma_s} + \frac{\overline{\gamma_m}}{2}\overline{e}\Big(1-\overline{e}\Big)\Big(\frac{\pi}{2}-\theta_n\Big) + \frac{1}{8}\Big(4\overline{C}\cos\theta_n + 2\cos\theta_n - \cos\theta_n\sin\theta_n - \frac{\pi}{2} + \theta_n\Big) \\ & + \frac{1}{6}\frac{\omega\delta}{U}\overline{h_e}^2(2\overline{h_e} - 3\overline{y_0'}) - \frac{1}{6\sqrt{1+k^2}}\frac{\omega\delta}{U}\big[\overline{k}\big(\overline{h_e}(2\overline{y_0'} + 6\overline{h_i} + 6\overline{e}\sin\theta_n - \overline{h_e}) - 3\overline{h_i}\overline{y_0'} + 2\overline{h_i}^2 \\ & + \overline{e}\sin\theta_n(4\overline{h_i} - 3\overline{y_0'} + 2\overline{e}\sin\theta_n)\big) - \overline{e}\cos\theta_n(\overline{h_e} + 2\overline{h_i}) - 2\overline{h_e}\overline{x_0'} - \overline{h_i b} + 3\overline{h_i}\overline{x_0'} + 3\overline{b}\overline{h_e} \\ & + \overline{e}\sin\theta_n(3\overline{x_0'} - \overline{b} - 2\cos\theta_n)\big] + \frac{\omega\delta}{U}\frac{\overline{\gamma_m}}{6}\Big[\overline{e}\cos\theta_n\big(3\overline{h_i}\overline{e}\cos\theta_n + 2\overline{e}^2\sin\theta_n\cos\theta_n - 6\overline{h_i x_o'} \\ & - 3\overline{x_0'}\overline{e}\sin\theta_n\big) + \Big(\overline{b} - \overline{e}\cos\theta_n\Big)\Big(\big(\overline{h_i} - \overline{h_e} + \overline{e}\sin\theta_n\big)\big(3\overline{b} - 2(\overline{b} - \overline{e}\cos\theta_n) + 3\overline{x_0'}\big) \\ & + 3\overline{h_e}(\overline{b} - \overline{e}\cos\theta_n) - 6\overline{h_e}\overline{x_0'}\Big) - 6\overline{b}\overline{x_0'}(\overline{h_i} - \overline{h_e} + \overline{e}\sin\theta_n)\Big] \end{aligned} \tag{2.83a}$$

$$\begin{aligned} \frac{\mathcal{P}_{rm}}{\gamma\delta^2 U} = {} & \overline{c_u}\Big(\overline{C} + \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\sin\theta_n\Big) + \frac{\overline{c_m}}{2}\operatorname{cotan}\varphi_m\overline{e}\Big[\frac{\omega\delta}{U}\Big(1 - \overline{e} - 2\big(\overline{y_0}\sin\theta_n + \overline{x_0}\cos\theta_n\big)\Big) + 2\cos\theta_n\Big] \\ & + \overline{c_u}\frac{\omega\delta}{U}\overline{R_0}^2\alpha_0 \end{aligned} \tag{2.83b}$$

Optimisation du paramètre cinématique et charge extrême. Un majorant de la charge extrême supportable par le système est estimé par optimisation sur la localisation du centre $\Omega(x_0, y_0)$ de la rotation $\underline{W}$.

Certaines conditions géométriques doivent être respectées pour que le volume de terrain en rotation passe par N_e et comprenne l'ensemble du piédroit tout en ne dépassant pas l'axe de symétrie du problème :

- $\|\underline{\Omega N_e}\| \geqslant \|\underline{\Omega P}\|$;
- $\|\underline{\Omega N_e}\| \geqslant \|\underline{\Omega I}\|$;
- $\|\underline{\Omega N_e}\| \geqslant \|\underline{\Omega O'}\|$
- $\|\underline{\Omega N_e}\| \leqslant \|\underline{\Omega H_\Omega}\|$, H_Ω étant le projeté de Ω sur l'axe de symétrie du tunnel.

Les droites Δ_1 (2.84a), Δ_2 (2.84b) et Δ_3 (2.84c) représentent le respect des trois premières conditions énoncées. La parabole Δ_4 (2.84d) représente la dernière condition géométrique à respecter. Le centre de rotation Ω doit se situer dans la zone indiquée en bleu à la figure 2.21. Les coordonnées de Ω sont déterminées à l'aide de la fonction scipy.optimize.minimize sous Python et des équations ci-dessous présentés adimensionnées par δ.

$$\Delta_1 \ : \overline{y_0} \geqslant \frac{\frac{1}{2}\cos\theta_n - \overline{x_I}}{\overline{h_e} - \overline{h_i} - \overline{e}\sin\theta_n}\overline{x_0} + \frac{1}{2}\Big[(1-\overline{e})\sin\theta_n - \overline{h_i} + \overline{h_e} - \Big(\frac{1}{2}\cos\theta_n + \overline{x_I}\Big)\frac{\frac{1}{2}\cos\theta_n - \overline{x_I}}{\overline{h_e} - \overline{h_i} - \overline{e}\sin\theta_n}\Big] \tag{2.84a}$$

$$\Delta_2 \ : \overline{y_0} \geqslant \frac{\frac{1}{2}\cos\theta_n - \overline{x_I}}{-\overline{h_i} - \overline{e}\sin\theta_n}\overline{x_0} + \frac{1}{2}\Big[(1-\overline{e})\sin\theta_n - \overline{h_i} - \Big(\frac{1}{2}\cos\theta_n + \overline{x_I}\Big)\frac{\frac{1}{2}\cos\theta_n - \overline{x_I}}{-\overline{h_i} - \overline{e}\sin\theta_n}\Big] \tag{2.84b}$$

$$\Delta_3 \ : \overline{y_0} \geqslant \frac{-\overline{e}\cos\theta_n}{\overline{e}\sin\theta_n + \overline{h_i}}\overline{x_0} + \frac{1}{2}\Big[(1-\overline{e})\cos\theta_n\frac{\overline{e}\cos\theta_n}{\overline{e}\sin\theta_n + \overline{h_i}} + (1-\overline{e})\sin\theta_n - \overline{h_i}\Big] \tag{2.84c}$$

$$\Delta_4 \ : \overline{y_0}^2 - \sin\theta_n\overline{y_0} - \cos\theta_n\overline{x_0} + \frac{1}{4} \leqslant 0 \tag{2.84d}$$

$$\text{où} \quad \overline{x_I} = \Big(\frac{1}{2} - \overline{e}\Big)\cos\theta_n + \overline{b} \tag{2.84e}$$

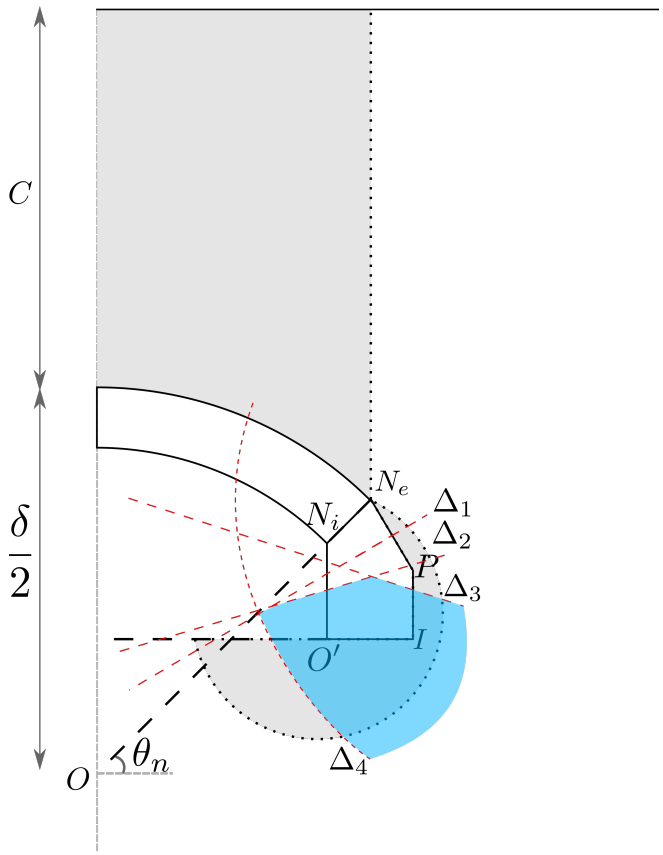


FIGURE 2.21 – Optimisation du paramètre cinématique Ω pour la résolution du mécanisme de « renversement » du piédroit.

On obtient finalement une estimation par excès du coefficient de sécurité qui ne dépend que des paramètres géométriques du joints et de résistance :

$$F^+ = f^+\left(\overline{e}, \overline{C}, \overline{h_i}, \overline{h_e}, \overline{b}, \theta_n, \overline{c_u}, \overline{c_m}, \overline{\gamma_m}, \overline{\sigma_s}, \varphi_m\right) \geqslant 1 \tag{2.85}$$

2.5.4 Mécanisme de « poinçonnement » du piédroit

Description du mécanisme On considère un mécanisme de rupture virtuel (figure 2.22) où le volume de sol $\mathcal{V}_t$ situé entre l'extrados de la voûte du tunnel et la surface du terrain délimité par $acPd$ est animé d'un mouvement de translation verticale $\underline{U}_1$:

$$\underline{U}_1 = -U_1 \underline{e}_y \tag{2.86}$$

La voûte de volume $\mathcal{V}_v$ et les piédroits de volume $\mathcal{V}_p$ sont animés de la même translation $\underline{U}_1$.

Sous le piédroit, on considère que le terrain de volume $\mathcal{V}_{tp}$ est animé par un mécanisme inspiré du mécanisme de poinçonnement décrit par Prandtl (1920). La zone Ijk définie par l'angle α est en translation $\underline{U}_1$. La zone jnm est en translation $\underline{U}_3$ en direction de la surface. La zone intermédiaire jkm est délimitée par les surfaces jk et jm reliées par l'arc de cercle $\widehat{mk}$ d'ouverture β. Cette zone subit une déformation « en éventail » caractérisée par une vitesse $\underline{U}_2$ purement orthoradiale.

Ce mécanisme met en évidence les volumes remarquables suivants :

$$\mathcal{V}_v = \frac{1}{2} e(\delta - e)\left(\frac{\pi}{2} - \theta_n\right) \tag{2.87a}$$

$$\mathcal{V}_p = \frac{1}{2} e\cos\theta_n e\sin\theta_n + e\cos\theta_n h_i + \frac{1}{2}(h_i + h_e + e\sin\theta_n)(b - e\cos\theta_n)$$

$$\mathcal{V}_p = \frac{1}{2}[e(h_i\cos\theta_n - h_e\cos\theta_n + b\sin\theta_n) + b(h_i + h_e)] \tag{2.87b}$$

$$\begin{aligned}\mathcal{V}_t &= \mathcal{V}_{agN_ed} + \mathcal{V}_{gcfN_e} + \mathcal{V}_{N_efP} \\ &= \frac{1}{8}(4\frac{C}{\delta}\cos\theta_n + 2\cos\theta_n - \cos\theta_n\sin\theta_n - \frac{\pi}{2} + \theta_n) + (C + \frac{\delta}{2} - \frac{\delta}{2}\sin\theta_n)(b - e\cos\theta_n) \\ &\quad + \frac{1}{2}(b - e\cos\theta_n)(h_i + e\sin\theta_n - h_e)\end{aligned}$$

$$\mathcal{V}_t = \frac{1}{8}(4\frac{C}{\delta}\cos\theta_n + 2\cos\theta_n - \cos\theta_n\sin\theta_n - \frac{\pi}{2} + \theta_n) + (b - e\cos\theta_n)(C + \frac{\delta}{2} - \frac{\delta}{2}\sin\theta_n + \frac{h_i}{2} + \frac{1}{2}e\sin\theta_n) \tag{2.87c}$$

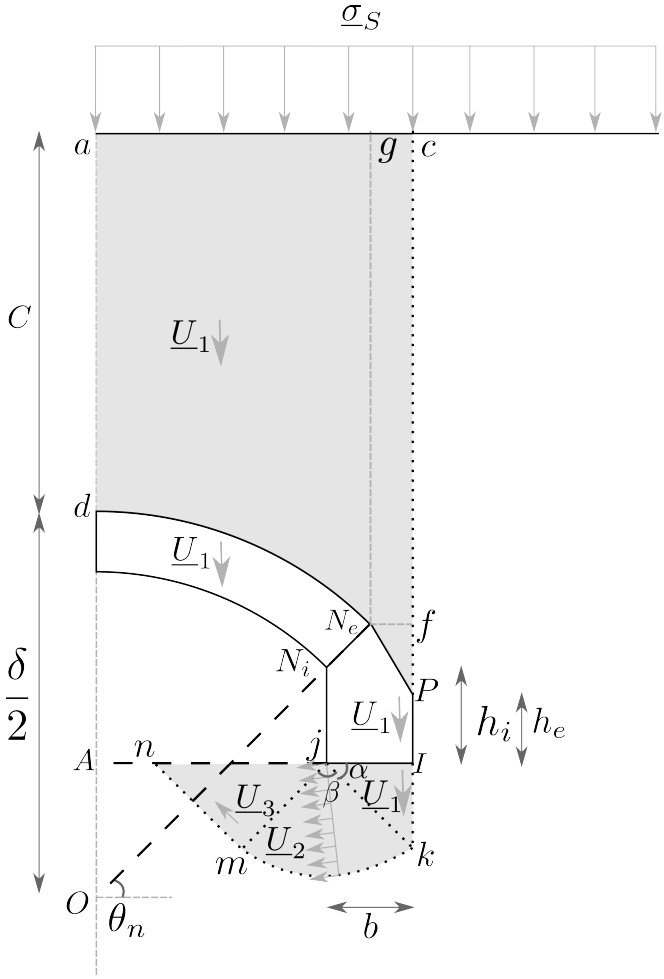


FIGURE 2.22 – Mécanisme de rupture pour un tunnel dans un terrain encaissant purement cohérent : capacité portante d'une fondation.

Ce mécanisme met en évidence les surfaces remarquables suivantes :

— la surface supérieure du terrain $S_s = \overline{ac}$,

$$S_s = \left(\frac{\delta}{2} - e\right)\cos\theta_n + b \tag{2.88a}$$

— la surface de discontinuité dans le terrain $\Sigma_1 = \overline{cP}$,

$$\Sigma_1 = C + \frac{\delta}{2} - \frac{\delta}{2}\sin\theta_n + h_i + e\sin\theta_n - h_e \tag{2.88b}$$

— la surface de discontinuité à la jonction entre le terrain et le piédroit $\Sigma_2 = \overline{PI}$,

$$\Sigma_2 = h_e \tag{2.88c}$$

— la surface de discontinuité dans le terrain $\Sigma_3 = \overline{Ik}$,

$$\Sigma_3 = b \tan \alpha \tag{2.88d}$$

— la surface de discontinuité dans le terrain $\Sigma_4 = \overline{jk}$,

$$\Sigma_4 = \frac{b}{\cos \alpha} \tag{2.88e}$$

— la surface de discontinuité dans le terrain $\Sigma_5 = \overline{jm}$,

$$\Sigma_5 = \frac{b}{\cos \alpha} \tag{2.88f}$$

— la surface de discontinuité dans le terrain $\Sigma_6 = \overline{mn}$,

$$\Sigma_6 = \frac{b}{\cos \alpha} \tan (\pi - \alpha - \beta) \tag{2.88g}$$

— la surface de discontinuité dans le terrain $\Sigma_7 = \widehat{km}$.

$$\Sigma_7 = \frac{b}{\cos \alpha} \beta \tag{2.88h}$$

Pertinence du mécanisme. On ne considère pas de discontinuité entre le terrain et le tunnel ni entre la voûte et le piédroit. Au droit de Σ_2 on fait l'hypothèse que la rupture a strictement lieu dans le terrain. La géométrie du mécanisme impose de respecter $\pi/2 \leq \alpha + \beta \leq \pi$. Le mécanisme de rupture choisi respecte la pertinence du champ de vitesse puisque $\underline{U}_1$ est tangentielle aux discontinuités de vitesse Σ_1 et Σ_3 ; $\underline{U}_2$ est tangentielle à la discontinuité Σ_7 et $\underline{U}_3$ est parallèle à Σ_6.

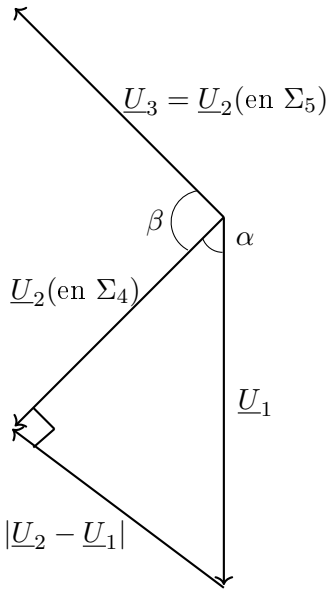


FIGURE 2.23 – Hodographe des vitesses du mécanisme de « poinçonnement » du piédroit sur Σ_4 et Σ_5.

Sur Σ_4 et Σ_5, la pertinence du mécanisme est assurée par l'hodographe des vitesses donné par la figure 2.23 :

$$U_2 = U_3 = U_1 \cos \alpha \tag{2.89a}$$

$$|U_2 - U_1| = U_1 \sin \alpha \tag{2.89b}$$

Dans la zone jkm, la pertinence de la déformation est assurée si $\mathrm{tr}\underline{\underline{d}} = 0$.

$$\underline{\underline{d}} = \frac{1}{2}(\underline{\underline{\mathrm{grad}\underline{v}}} + {}^t\,\underline{\underline{\mathrm{grad}\underline{v}}}) \tag{2.90a}$$

$$\underline{\underline{\mathrm{grad}\underline{v}}} = \begin{pmatrix} 0 & -\dfrac{U_2}{r} \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \tag{2.90b}$$

$$\underline{\underline{d}} = \begin{pmatrix} 0 & -\dfrac{U_2}{2r} \\ -\dfrac{U_2}{2r} & 0 \end{pmatrix} \tag{2.90c}$$

Puissance des efforts extérieurs. À partir de l'expression de la puissance des efforts extérieurs donnée en (2.6) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}_1$ (2.86), S_s (2.88a), $\mathcal{V}_v$ (2.87a), $\mathcal{V}_p$ (2.87b) et $\mathcal{V}_t$ (2.87c), on obtient :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_{ext} &= \int_{\mathcal{V}_v} \underline{\gamma}_m.\underline{U}_1 \,\mathrm{d}V + \int_{\mathcal{V}_p} \underline{\gamma}_m.\underline{U}_1 \,\mathrm{d}V + \int_{\mathcal{V}_t} \underline{\gamma}.\underline{U}_1 \,\mathrm{d}V + \int_{S_s} \underline{\sigma}_s.\underline{U}_1 \,\mathrm{d}S \\ \mathcal{P}_{ext} &= \gamma_m U_1 \mathcal{V}_v + \gamma_m U_1 \mathcal{V}_p + \gamma U_1 \mathcal{V}_t + \sigma_s U_1 S_s \end{aligned} \tag{2.91}$$

On remarque la puissance des efforts extérieurs est nulle dans le volume de terrain qui suit le mécanisme décrit par Prandtl (1920).

Puissance résistante maximale. À partir de l'expression de la puissance résistante maximale donnée en (2.8) et appliquée au mécanisme de rupture en injectant les expressions de $\underline{U}_1$ (2.86), $\underline{U}_2$ (2.89a), $|\underline{U}_2 - \underline{U}_1|$ (2.89b) et Σ_1 (2.88b),Σ_2 (2.88c),Σ_3 (2.88d),Σ_4 (2.88e),Σ_5 (2.88f), Σ_6 (2.88g), Σ_7 (2.88h) on obtient :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_{rm} &= \int_{\Sigma_1} c_u|\underline{U}_1|\mathrm{d}S + \int_{\Sigma_2} c_u|\underline{U}_1|\mathrm{d}S + \int_{\Sigma_3} c_u|\underline{U}_1|\mathrm{d}S + \int_{\Sigma_4} c_u|\underline{U}_2 - \underline{U}_1|\mathrm{d}S + \int_{\Sigma_5} c_u|\underline{U}_3 - \underline{U}_2|\mathrm{d}S \\ &\quad + \int_{\Sigma_6} c_u|\underline{U}_2|\mathrm{d}S + \int_{\Sigma_7} c_u|\underline{U}_2|\mathrm{d}S + \int_{\widehat{kjm}} c_u(|d_{2\mathrm{I}}| + |d_{2\mathrm{II}}|)\mathrm{d}S \\ &= c_u U_1\Sigma_1 + c_u U_1\Sigma_2 + c_u U_1\Sigma_3 + c_u|\underline{U}_2 - \underline{U}_1|\Sigma_4 + c_u U_2\Sigma_6 + c_u U_2\Sigma_7 + \int_0^{\beta}\int_0^{\frac{b}{\cos\alpha}} c_u\frac{U_2}{r} r\mathrm{d}r\mathrm{d}\theta \\ \mathcal{P}_{rm} &= c_u U_1[C + \frac{\delta}{2}(1-\sin\theta_n) + e\sin\theta_n + h_i + b(2\tan\alpha + \tan(\pi-\alpha-\beta) + 2\beta)] \end{aligned} \tag{2.92}$$

Théorème cinématique. D'après le théorème cinématique du calcul à la rupture décrit en (2.10) et les expressions de la puissance des efforts extérieurs (2.91) et de la puissance résistante maximale (2.92), on obtient :

$$\mathcal{P}_{ext} \leqslant \mathcal{P}_{rm} \quad \Leftrightarrow \quad F = \frac{\mathcal{P}_{rm}}{\mathcal{P}_{ext}} \geqslant 1 \tag{2.93}$$

Le coefficient F représente un coefficient de sécurité à respecter pour assurer la stabilité potentielle du système. En d'autres termes, si F est inférieur à 1 alors la rupture du système est certaine.

Pour faciliter l'analyse et la représentation paramétrique des résultats, on présente l'équation (2.93) sous forme adimensionnelle en divisant les membres de l'équation par $\gamma\delta^2 U_1$. On applique à tous les paramètres géométriques la notation telle que $\overline{e} = e/\delta$, $\overline{c_u} = c_u/(\gamma\delta)$ et $\overline{\gamma_m} = \gamma_m/\gamma$. On obtient ainsi :

$$\begin{aligned} F = \quad & \frac{\overline{c_u}\Big[\overline{C} + \dfrac{1}{2}(1-\sin\theta_n) + \overline{e}\sin\theta_n + \overline{h_i} + \overline{b}(2\tan\alpha + \tan(\pi-\alpha-\beta) + 2\beta)\Big]}{\dfrac{\mathcal{P}_{ext}}{\gamma\delta^2 U_1}} \geqslant 1 \\ \Rightarrow \quad & f\Big(\overline{e}, \overline{C}, \overline{h_i}, \overline{h_e}, \overline{b}, \theta_n, \alpha, \beta, \overline{c_u}, \overline{\gamma_m}\Big) \geqslant 1 \end{aligned}$$

avec :

$$\begin{aligned}\frac{\mathcal{P}_{ext}}{\gamma\delta^2 U_1} =& \Big((\frac{1}{2}-\overline{e})\cos\theta_n+\overline{b}\Big)\overline{\sigma_s}+\frac{1}{8}\Big[4\overline{C}\cos\theta_n+2\cos\theta_n-\cos\theta_n\sin\theta_n-\frac{\pi}{2}+\theta_n\Big]\\ &+\frac{1}{2}\Big(\overline{b}-\overline{e}\cos\theta_n\Big)\Big(2\overline{C}+1-\overline{h_e}-\sin\theta_n+\overline{h_i}+\overline{e}\sin\theta_n\Big)+\frac{\overline{\gamma_m}}{2}\Big[\overline{e}(1-\overline{e})\Big(\frac{\pi}{2}-\theta_n\Big)\\ &+\overline{e}\Big(\overline{h_i}\cos\theta_n-\overline{h_e}\cos\theta_n+\overline{b}\sin\theta_n\Big)+\overline{b}\Big(\overline{h_i}+\overline{h_e}\Big)\Big]\end{aligned} \tag{2.94}$$

Optimisation du paramètre cinématique et charge extrême. Un majorant de la charge extrême supportable par le système peut être obtenu par optimisation sur les paramètres cinématiques α et β. On écrit alors F tel que :

$$F(\alpha,\beta)=A\big[2\tan\alpha+\tan(\pi-\alpha-\beta)+2\beta\big]+B \tag{2.95}$$

avec A et B des constantes non nulles. Les extrema locaux d'une fonction différentiable ne pouvant être atteints qu'en un point critique, on calcule les dérivées partielles de F pour déterminer les couples (α,β) des points critiques, s'ils existent.

$$\frac{\partial F}{\partial\beta}=A\Big(2-\frac{1}{\cos^2(\pi-\alpha-\beta)}\Big)=0\Rightarrow\beta=\frac{3\pi}{4}-\alpha \tag{2.96a}$$

$$\frac{\partial F}{\partial\alpha}=A\Big(\frac{2}{\cos^2\alpha}-\frac{1}{\cos^2(\pi-\alpha-\beta)}\Big)=0\Rightarrow\alpha=0 \tag{2.96b}$$

Les équations (2.96b) et (2.96a) s'annulent pour le couple de coordonnées $\alpha=0$ et $\beta=\dfrac{3\pi}{4}$ que l'on considère par la suite comme paramètres optimaux.

On obtient finalement une estimation par excès du coefficient de sécurité qui ne dépend que des paramètres de géométrie, de chargement et de résistance.

$$\boxed{F^+=\frac{\overline{c_u}\Big[\overline{C}+\frac{1}{2}(1-\sin\theta_n)+\overline{e}\sin\theta_n+\overline{h_i}+\overline{b}\big(1+\frac{3\pi}{2}\big)\Big]}{\dfrac{\mathcal{P}_{ext}}{\gamma\delta^2U_1}}\geqslant 1} \tag{2.97}$$

2.5.5 Analyse paramétrique et comparaison à la modélisation numérique

Le calcul à la rupture a permis de proposer deux estimations par excès coefficient de sécurité du tunnel dans son terrain encaissant sous forme semi-analytiques qui ne dépendent que des paramètres de géométrie $\overline{e}$, $\overline{C}$, $\overline{h_i}$, $\overline{h_e}$, $\overline{b}$, θ_n, de résistance $\overline{c_u}$, $\overline{c_m}$, φ_m et de chargement $\overline{\gamma_m}$ et $\overline{\sigma}_s$ (équations (2.85) et (2.97)). On se propose d'évaluer ces deux solutions à travers une analyse paramétrique et la comparaison à des modélisations numériques sous Optum G2.

2.5.5.1 Présentation des cas d'études

Pour le test de notre modèle, on choisit de s'appuyer en premier lieu sur le cas de la section courante du tube nord du tunnel de Saint-Cloud, qui représente l'ouvrage de référence de la thèse et qui a été introduit au paragraphe 1.1 (De Buffevent, 1941; CETU, 1978). Afin d'étudier l'influence de la géométrie du tunnel sur sa sécurité, on retient trois cas d'étude supplémentaires issus de la littérature : la station « Mairie d'Ivry » de la ligne 7 et la section courante de la ligne 3 du métro parisien étudiés par Moreno Regan (2016) ainsi qu'un prototype modélisé par le CEBTP pour tester le renforcement des voûtes en maçonnerie par béton projeté (CEBTP, 1978). Les caractéristiques géométrique retenues pour chaque cas d'étude sont données au tableau 2.6.

Compte tenu du manque d'information disponible sur les caractéristiques physiques et mécaniques de ces tunnels, on choisit de retenir des valeurs forfaitaires réalistes en s'appuyant sur la bibliographie.

Comme indiqué aux paragraphes 2.3.2.3 et 2.4.3.1, le poids volumique des éléments du tunnel présente une faible variation et ne rend pas pertinente l'étude de son influence sur les résultats (Idris, 2007). On les prendra donc constants à $\gamma = 19\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$ pour le terrain et $\gamma_m = 20\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$ pour la maçonnerie et les piédroits.

On étudie enfin l'influence de chaque paramètre de résistance :

— la cohésion du terrain prise en référence à $c_u = 100$ kPa, avec des variations entre 50 et 250 kPa ;
— la cohésion des joints du tunnel prise en référence à $c_m = 500$ kPa, avec des variations entre 100 et 2500 kPa ;
— l'angle de frottement des joints du tunnel pris en référence à $\varphi_m = 30°$, avec des variations entre 20 et 40°.

Les valeurs considérées pour la cohésion du terrain correspondent à un terrain argileux. Des valeurs de $100 - 150$ kPa correspondent à un terrain constitué de fausses glaises ou argiles plastiques.

L'ensemble des valeurs des caractéristiques physiques et mécaniques retenues dans l'analyse paramétrique sont rappelées dans le tableau 2.7.

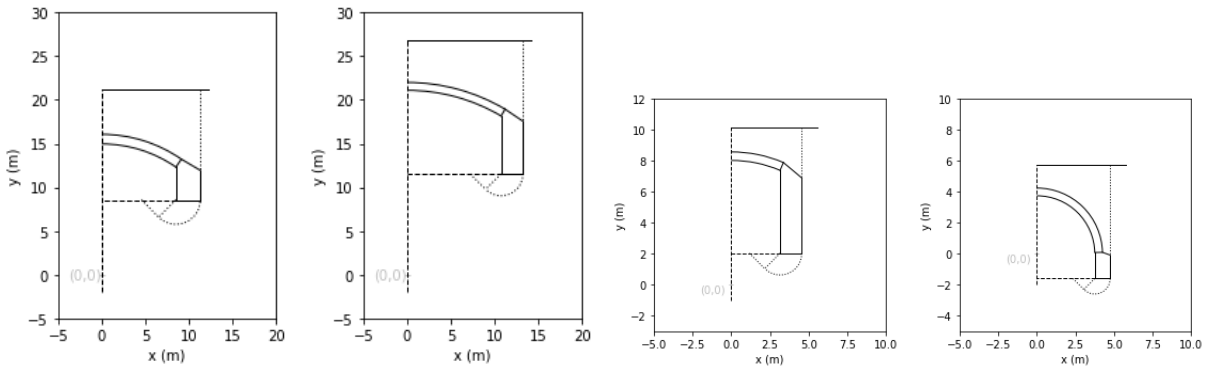
On choisit finalement de représenter le coefficient de sécurité obtenu pour ces différentes configurations en fonction de la couverture C ou du rapport C/δ. Les figures 2.24 et 2.25 illustrent en pointillés les discontinuités de vitesses optimales obtenues par le mécanisme virtuel de « poinçonnement » et par celui de « renversement » du piédroit respectivement, sur les quatre cas d'études considérés.

TABLEAU 2.6 – Paramètres géométriques des différentes configurations de tunnels retenues.

Configuration	**Saint-Cloud**	**Mairie d'Ivry**	**Section L3**	**CEBTP**
δ **(m)**	32,12	44,00	17,17	8,50
e **(m)**	1,10	0,90	0,55	0,50
θ_n **(degrés)**	55,37	59,40	66,93	1,30
h_i **(m)**	3,75	$1{,}1h_e$	$1{,}1h_e$	1,68
h_e **(m)**	$0{,}9h_i$	6,03	4,87	$0{,}9h_i$
b **(m)**	2,80	2,50	1,40	1,00

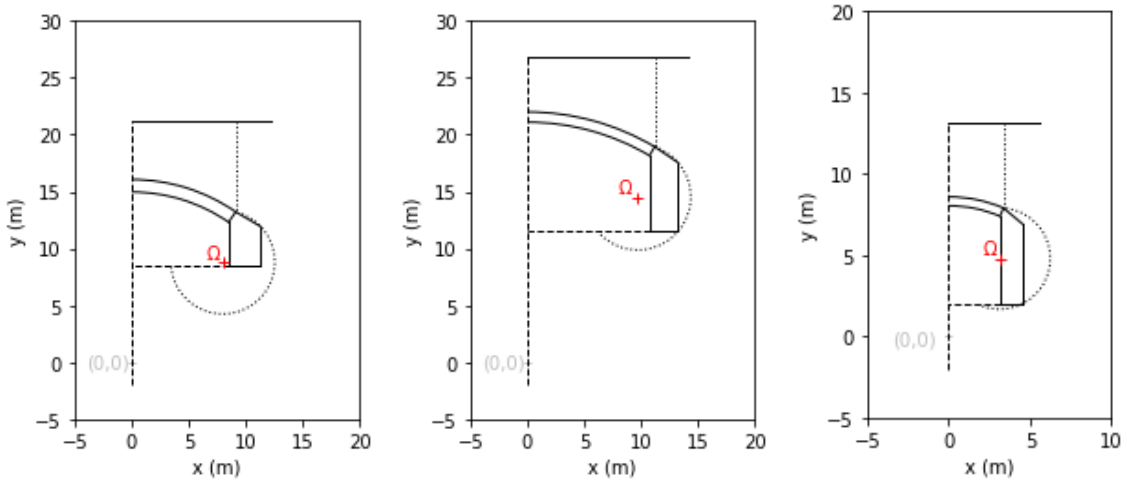
TABLEAU 2.7 – Caractéristiques physiques et mécaniques retenues.

Paramètre	**Symbole**	**Unité**	**Valeurs**
Poids volumique du terrain	γ	$\mathrm{kN \cdot m^{-3}}$	**19**
Cohésion non drainée du terrain	c_u	kPa	[50 ;**100** ;150 ;200 ;250]
Poids volumique des blocs	γ_m	$\mathrm{kN \cdot m^{-3}}$	**20**
Cohésion des joints	c_m	kPa	[100 ;**500** ;1000 ;1500 ;2500]
Angle de frottement des joints	φ_m	°	[20 ;25 ;**30** ;35 ;40]



(a) Saint-Cloud (b) Mairie d'Ivry (c) Section L3 (d) CEBTP

FIGURE 2.24 – Schémas des différentes géométries retenues pour l'analyse des résultats pour les modèles de tunnels avec représentation de la rupture virtuelle de « poinçonnement ».



(a) Saint-Cloud (b) Mairie d'Ivry (c) Section L3

FIGURE 2.25 – Schémas des différentes géométries retenues pour l'analyse des résultats pour les modèles de tunnels avec représentation de la rupture virtuelle de « renversement ».

2.5.5.2 Modélisation numérique

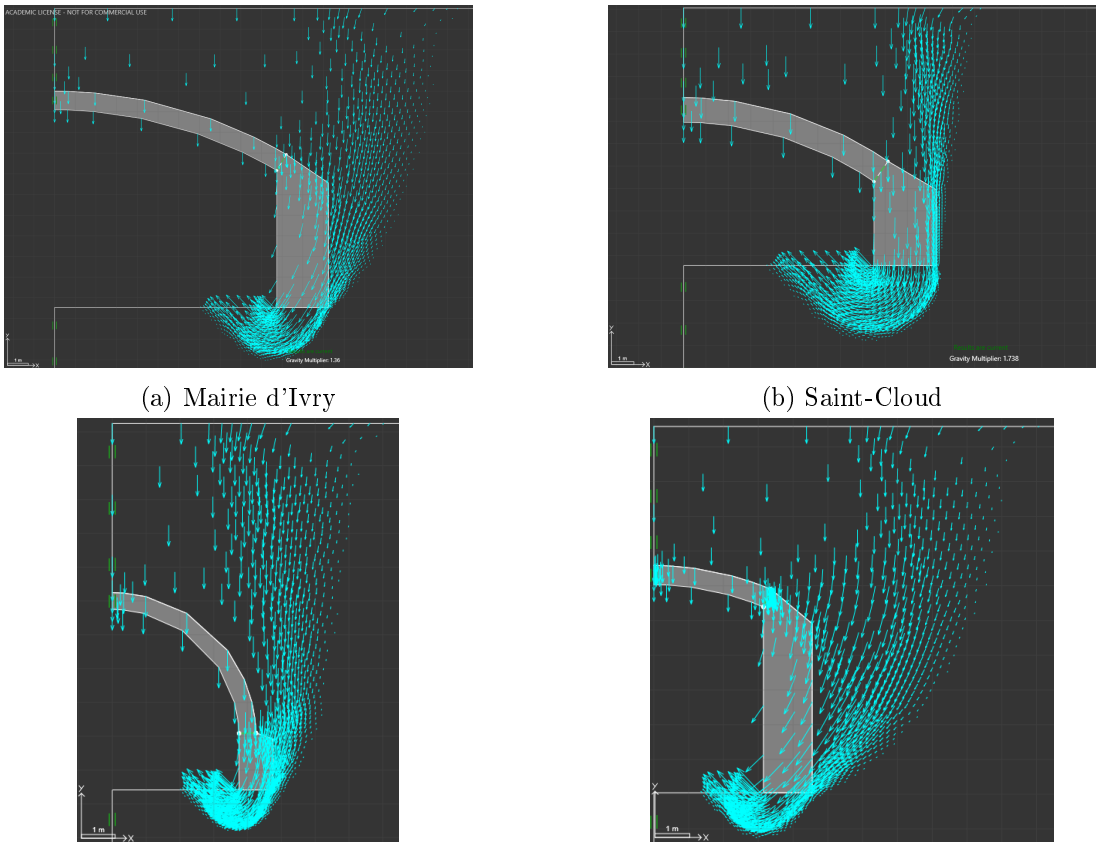
On réalise des modèles numériques avec Optum G2 des quatre cas d'étude considérés. Une analyse paramétrique des caractéristiques mécaniques est également réalisée de manière à pouvoir superposer les résultats numériques à ceux obtenus analytiquement. On réalise une modélisation similaire à celles proposées pour le terrain purement cohérent et la voûte seule en tirant profit de la symétrie du système pour ne représenter que des demi-problèmes. Le contact entre le tunnel et le terrain, suivant un critère de Tresca, est supposé parfaitement adhérent. Pour le tunnel, on considère un joint ayant un comportement de Mohr-Coulomb uniquement à la jonction entre le piédroit et la voûte modélisés par des blocs rigides. Pour la résolution, on considère 1000 éléments de maillage avec une adaptivité du maillage en 3 itérations. La figure 2.26 représente les vecteurs déplacements obtenus numériquement pour les quatre configurations et une hauteur de couverture de 4 m.

On observe des similitudes entre le mécanisme déterminé par le logiciel et le mécanisme de « poinçonnement » considérant l'un et l'autre une translation verticale la voûte et du terrain sus-jacent et le poinçonnement du terrain situé sous le piédroit faisant remonter ce dernier dans la lumière du tunnel.

Le modèle numérique considère néanmoins la mobilisation d'une zone dans le terrain derrière le piédroit qui est considérée immobile dans notre mécanisme. On identifie un mécanisme de poussée active sur le piédroit, particulièrement visible pour les configurations de la Mairie d'Ivry et la section L3. On observe également une forte densité du maillage au droit du joint situé entre le piédroit et la voûte indiquant une contribution de ce dernier dans le mécanisme utilisé par le logiciel.

La modélisation numérique permet ainsi de retrouver un mécanisme proche de celui proposé analytiquement pour la configuration du tunnel de Saint-Cloud tandis que les trois autres configurations prouvent que ce mécanisme n'est pas le plus optimal.

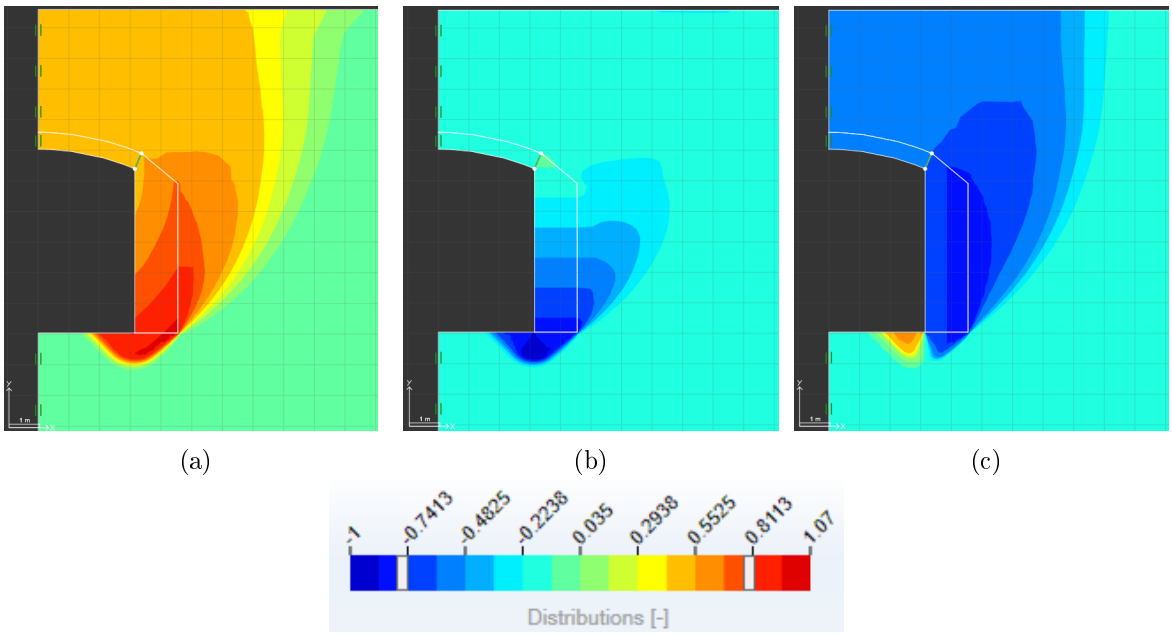
On étudie plus en détail le mécanisme se produisant dans le cas de la configuration de section L3 pour proposer des pistes de définition d'un mécanisme plus performant (figure 2.27). Le mécanisme proposé par Optum G2 pour la configuration L3 (figure 2.27) comprend une translation verticale du terrain situé entre l'extrados de la voûte et la surface ainsi que le poinçonnement du terrain situé sous le piédroit. L'ouverture du joint situé entre le piédroit et la voûte ainsi que la rotation du piédroit s'ajoutent aux déplacements précédemment identifiés. Les déplacements selon l'axe horizontal (figure 2.27b) permettent de confirmer la translation purement verticale du terrain hormis dans la zone directement située auprès du piédroit. Le mécanisme qui semble se dégager ici reprend le mécanisme de « poinçonnement » proposé dans ce chapitre auquel s'ajoute une rotation du piédroit semblable à celle proposé par notre mécanisme de « renversement » du piédroit. En première approximation, et avec la condition du respect de la pertinence du mécanisme qui doit être vérifiée, une combinaison de nos deux mécanismes pourrait apporter de meilleurs résultats dans les cas où le piédroit est élancé.



(a) Mairie d'Ivry (b) Saint-Cloud

(c) CEBTP (d) Section L3

FIGURE 2.26 – Vecteurs vitesses donnés par les modèles sous Optum G2 pour des hauteurs de couverture de 4 m.



(a) (b) (c)

(d)

FIGURE 2.27 – Déplacements absolus (a), selon $\underline{e}_x$ (b) et $\underline{e}_y$ (c) à la rupture donnés par le modèle sous Optum G2 pour la configuration de la section L3 avec une couverture de 4 m.

2.5.5.3 Influence de la géométrie du tunnel sur le coefficient de sécurité

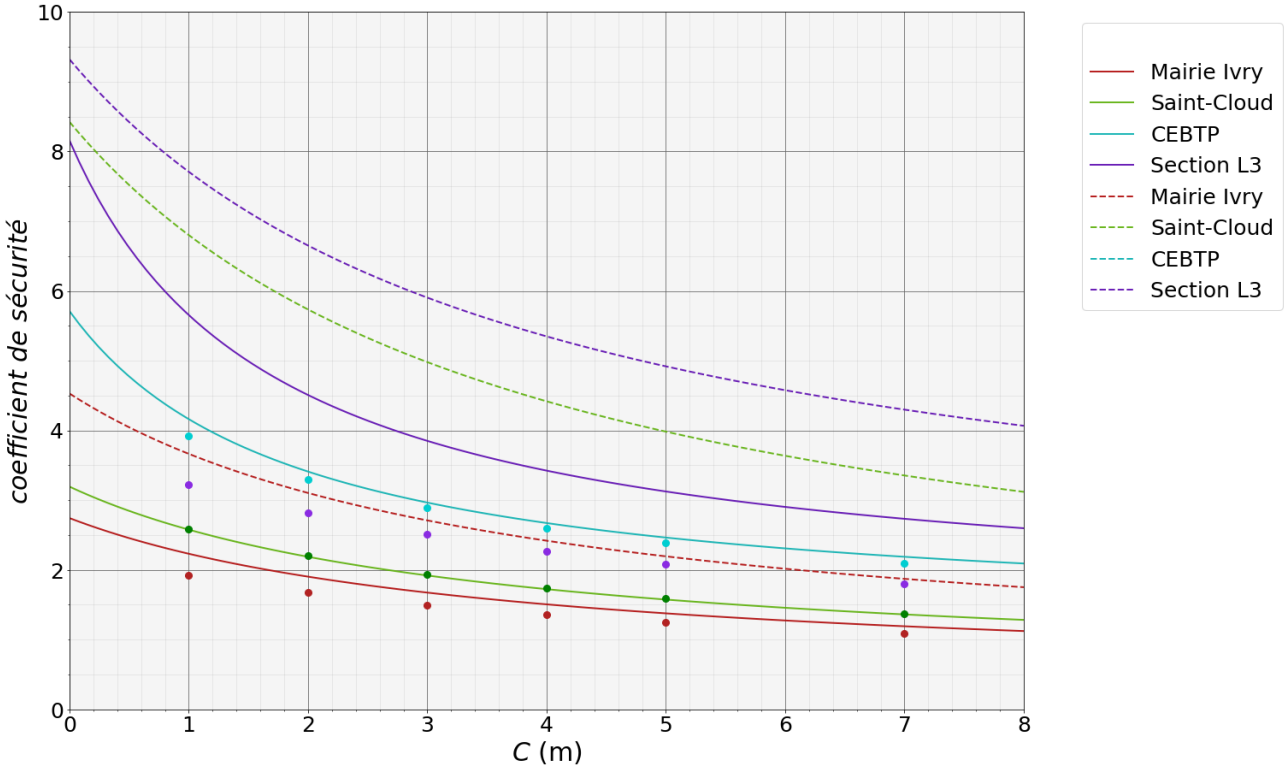


FIGURE 2.28 – Coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de couverture pour plusieurs configurations géométriques de tunnel.

Pour étudier l'influence de la géométrie du tunnel sur sa stabilité, on trace le coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de couverture de terrain pour chaque cas d'étude (figure 2.28). On représente en trait plein les résultats obtenus pour le mécanisme de « poinçonnement », en trait pointillé le mécanisme de « renversement » du piédroit et par des points les résultats de la modélisation numérique. Les résultats étant tous supérieurs à 1, la stabilité potentielle des systèmes est justifiée compte-tenu des hypothèses et paramètres considérés. La valeur du coefficient de sécurité diminue avec l'augmentation de la hauteur de couverture, le tunnel est d'autant plus stable qu'il se trouve à faible profondeur. Pour les quatre cas d'étude proposés, le mécanisme de « poinçonnement » donne le plus petit majorant du coefficient de sécurité. Ce mécanisme donne une meilleure estimation de la charge maximale supportable par le système que celui de « renversement » du piédroit. Les représentations numériques par Optum G2 donnent une meilleure estimation de la charge maximale supportable. Pour les valeurs testées et trois des cas d'étude et dans une moindre mesure pour celle de la section L3, le mécanisme de « poinçonnement » donne des résultats proches de ceux obtenus numériquement, validant le mécanisme proposé. Les résultats obtenus numériquement pour la configuration de la section L3 présente un plus grand écart avec les valeurs calculées, le mécanisme proposé est loin de l'optimal (figure 2.26).

Dans le cas du mécanisme de « poinçonnement » et à hauteur de couverture équivalente, la valeur du coefficient de sécurité est toujours classé identiquement au mécanisme de « renversement » du piédroit, c'est-à-dire dans l'ordre croissant, par le tunnel de la station mairie d'Ivry, le tunnel de Saint-Cloud, le tunnel prototype du CEBTP et la section L3. On suppose que cela est principalement lié au rapport entre volume de terrain en translation au-dessus de la clé et largeur de piédroit valant respectivement 138,2 ; 82,5 ; 43,5 et 36,9. Plus ce rapport est élevé, plus le chargement appliqué par le piédroit, lié au poids volumique du terrain, est élevé. Un rapport élevé induit une diminution de la valeur du coefficient de sécurité défini comme le rapport entre la puissance résistante maximale et la puissance des efforts extérieurs.

Pour le mécanisme de « renversement » du piédroit et à hauteur de couverture équivalente, la valeur du coefficient de sécurité est classée dans le même ordre que pour le mécanisme de « poinçonnement ».

Les résultats ne sont pas présentés pour le cas du prototype du CEBTP car les paramètres considérés pour cette configuration ne permettent pas de construire un mécanisme de rotation du piédroit assurant le respect de la pertinence donnée à l'équation (2.77) et des restrictions géométriques décrites à la figure 2.21.

2.5.5.4 Influence des paramètres de résistance sur le coefficient de sécurité

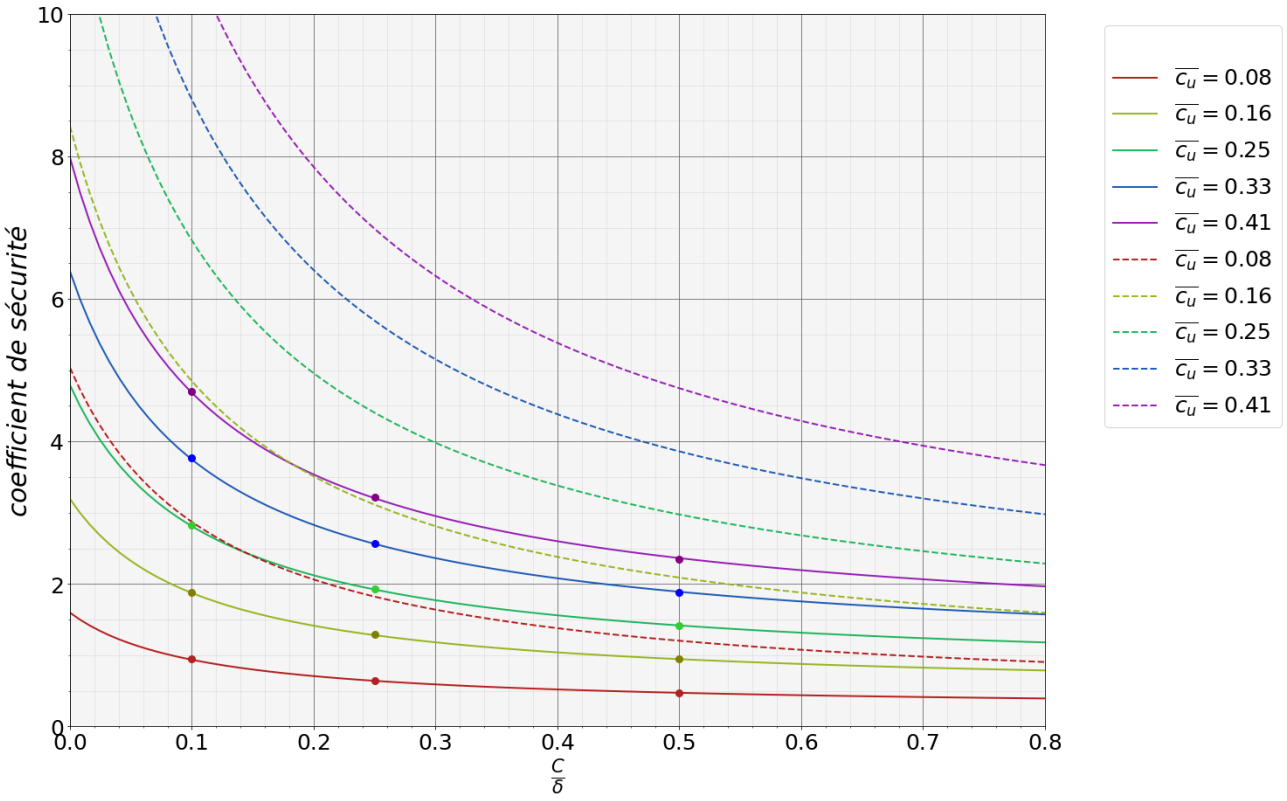


FIGURE 2.29 – Coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de couverture sous forme adimensionnelle pour plusieurs valeurs de cohésion du terrain sous forme adimensionnelle.

On s'intéresse finalement à l'influence des paramètres de résistance sur la stabilité du tunnel. Cette analyse est d'autant plus importante que, pour un ouvrage réel, ces propriétés sont parfois difficiles à déterminer. La figure 2.29 représente la valeur du coefficient de sécurité en fonction du rapport entre la hauteur de couverture et le diamètre de la voûte pour diverses valeurs de cohésion du terrain. Pour les deux mécanismes étudiés, la stabilité du système augmente avec la valeur de la cohésion du terrain, paramètre de résistance du système, et diminue à mesure que la hauteur de couverture, liée au chargement du système, augmente.

Les figures 2.30 et 2.31 représentent la valeur du coefficient de sécurité en fonction du paramètre de couverture adimensionnelle pour diverses valeurs de cohésion et valeurs d'angle de frottement du joint de maçonnerie respectivement. Dans un ouvrage réel, ces paramètres peuvent diminuer au cours du temps par altération des joints. Le mécanisme de « poinçonnement » comporte une translation de l'ensemble voûte-piédroit. Il n'implique pas d'ouverture de joint de maçonnerie, ainsi les paramètres de résistance liés aux joints c_m et φ_m n'influent pas sur la valeur du coefficient de sécurité. Cela explique la superposition des courbes pour ce mécanisme.

Pour l'étude de l'influence des paramètres de résistance, le mécanisme de « poinçonnement » donne toujours le plus petit majorant de la charge extrême pour les cas étudiés. Ce mécanisme est également celui qui donne les résultats les plus proches de ceux donnés par le modèle numérique. Les paramètres c_m et φ_m ne faisant pas varier la valeur du coefficient de sécurité donné par le modèle numérique et compte-tenu des comparaisons effectuées entre les mécanismes proposés par le modèle numérique et nos modèles analytiques, le mécanisme de rupture numérique semble être en concordance avec le mécanisme

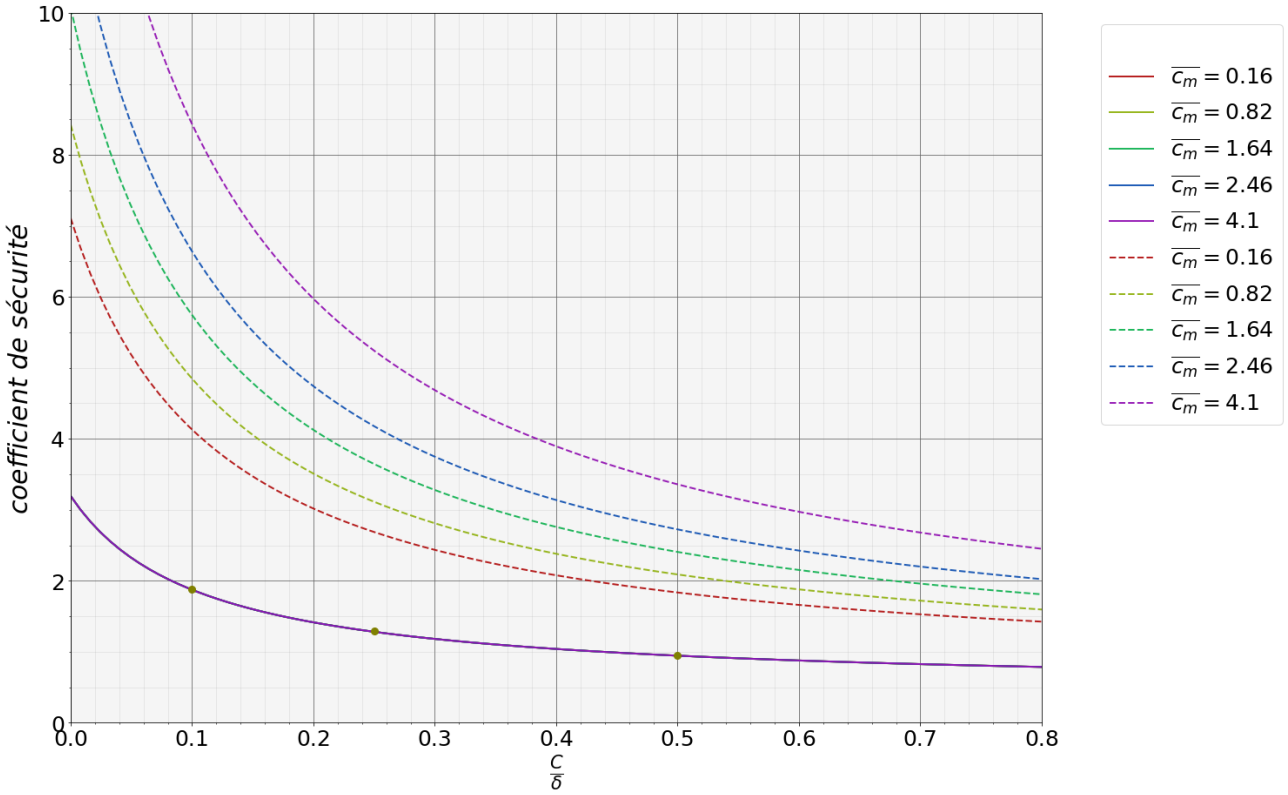


FIGURE 2.30 – Coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de couverture sous forme adimensionnelle pour plusieurs valeurs de cohésion du joint de maçonnerie sous forme adimensionnelle.

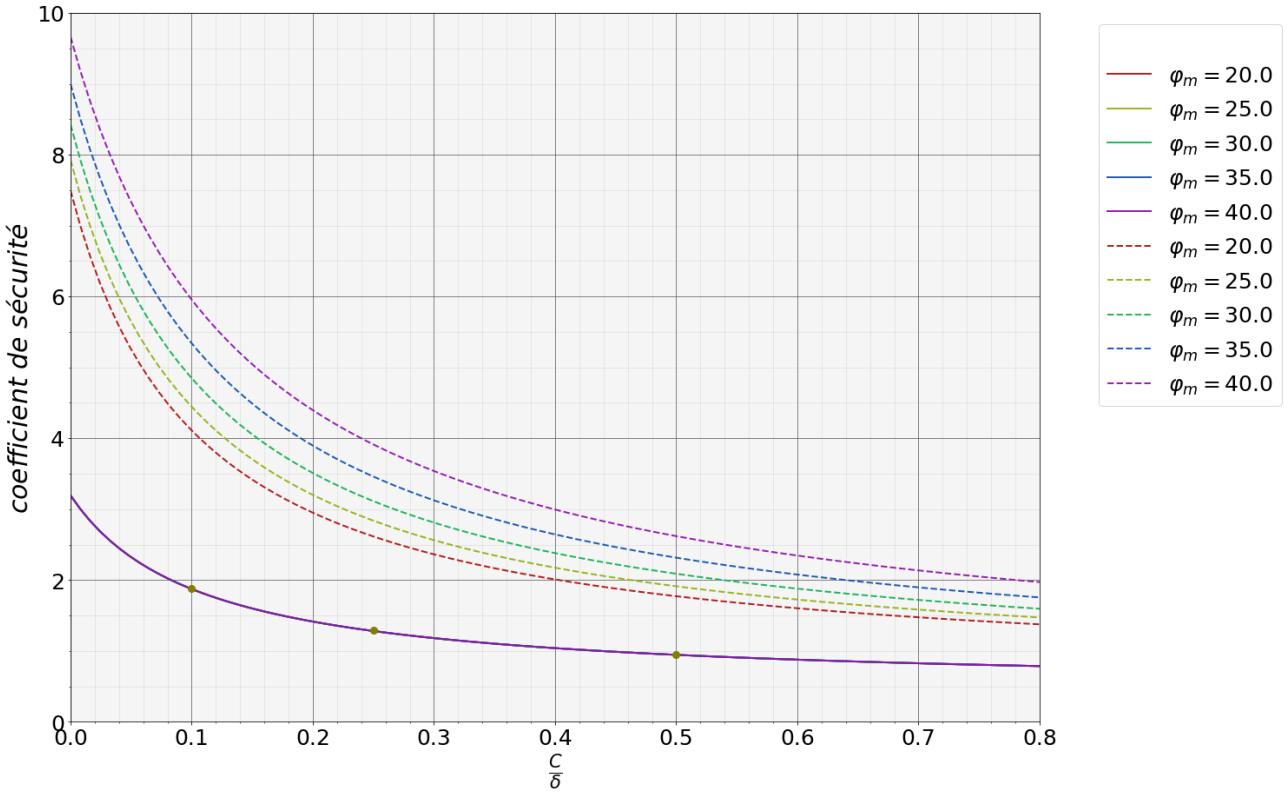


FIGURE 2.31 – Coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de couverture sous forme adimensionnelle pour plusieurs valeurs de coefficient de frottement interne du joint de maçonnerie.

de « poinçonnement » n'impliquant pas d'ouverture de joints à la rupture. Cette conclusion est à mettre en perspective avec les résultats trouvés par Idris (2007) qui trouve que pour le comportement des tunnels en maçonnerie, la cohésion est le facteur le plus influant du comportement du revêtement en maçonnerie suivi par l'angle de frottement.

2.6 Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, nous avons développé une formulation analytique ou semi-analytique permettant d'évaluer la sécurité d'un tunnel en maçonnerie, en se basant sur l'approche par l'extérieur de la théorie du calcul à la rupture. Les calculs menés en explorant différents mécanismes de rupture virtuels fournissent les coefficients de sécurité de trois systèmes d'étude complémentaires :

— une excavation circulaire dans un terrain purement cohérent, purement frottant et cohérent frottant ;
— une voûte en maçonnerie plein-cintre ou surbaissée ;
— un tunnel avec voûte en maçonnerie et piédroits en béton dans un terrain encaissant purement cohérent.

Ils ont été mis en application pour évaluer la stabilité de tunnels sur quatre cas d'étude : la section courante du tube nord du tunnel de Saint-Cloud, la station « Mairie d'Ivry » de la ligne 7 et la section courante de la ligne 3 de métro parisien, ainsi qu'un prototype de voûte de tunnel du CEBTP. De plus, la formulation analytique du calcul à la rupture a permis de déployer une importante analyse paramétrique sur l'influence de la géométrie du tunnel mais aussi des paramètres de résistance du joint de maçonnerie et du terrain encaissant. Ces résultats analytiques ont finalement été comparés à des résultats numériques obtenus grâce au logiciel Optum G2.

Les résultats obtenus pour le tunnel montrent que le mécanisme de rupture par « poinçonnement » permet d'obtenir une bonne estimation du majorant de la charge maximale supportable, proche des résultats numériques tout en présentant une forme analytique facilement manipulable pour l'ingénieur. Ils indiquent qu'une géométrie limitant le volume de terrain situé au-dessus du tunnel, c'est-à-dire avec une ouverture et une couverture réduites, est la meilleure configuration du point de vue de la stabilité. Avec ce mécanisme, les paramètres mécaniques des joints de maçonnerie n'ont pas d'incidence sur la stabilité du système tandis que l'augmentation de valeur de la cohésion du terrain lui apporte de la stabilité.

Ces modèles se limitent toutefois à plusieurs hypothèses :

— la maçonnerie est constituée de blocs idéaux infiniment rigides liés par des joints d'épaisseur nulle ;
— les piédroits en béton sont infiniment rigides ;
— la contribution du radier est négligée ;
— le terrain modélisé est homogène et suit un comportement de Tresca représentatif des argiles.

En perspective, les mécanismes proposés pourraient être améliorés de manière à prendre en compte à la fois un poinçonnement du terrain par le piédroit et une rotation du piédroit avec ouverture du joint le liant à la voûte. On peut également sans difficulté de conception envisager de construire un mécanisme virtuel adapté à un terrain suivant un comportement de Mohr-Coulomb, plus réaliste des terrains rencontrés dans les ouvrages réels. L'apport majeur de ce travail reposerait sur la définition des volumes optimaux à mobiliser dans le mécanisme. Il serait alors intéressant de comparer les résultats obtenus pour les deux types de comportement de terrain.

Chapitre 3

Instrumentation par fibre optique d'une maquette de tunnel maçonné

L'étude du comportement d'un tunnel existant peut s'appuyer à la fois sur des observations *in situ* en complément d'une modélisation spécifique de l'ouvrage et sur des expérimentations en laboratoire à l'aide de modèles réduits. L'instrumentation permet de suivre l'évolution de certaines pathologies locales ou d'identifier la cinématique globale de tout ou partie du tunnel et de son environnement.

Les méthodes actuelles de suivi des déformations des tunnels existants, bien que fiables, présentent des limites en terme de répartition spatiale et/ou de facilité de mise en œuvre dans un ouvrage en circulation. Le suivi des déformations par fibre optique peut offrir une solution palliant ces limitations.

On se propose dans ce chapitre d'étudier l'opportunité de l'instrumentation par fibre optique pour suivre le comportement d'un tunnel en maçonnerie existant.

On s'intéresse dans un premier temps à sa mise en œuvre sur un ouvrage réel. Sur l'exemple du tube Nord du tunnel de Saint Cloud, on propose un plan de pose d'une instrumentation par fibre optique permettant de mieux comprendre les évolutions observées sur l'ouvrage.

On évalue ensuite les possibilités d'exploitation des résultats issus de l'instrumentation à partir d'essais sur maquettes. Pour ce faire, on conçoit une campagne expérimentale sur des maquettes de voûtes maçonnées instrumentées par fibre optique et enterrées dans un sol pulvérulent, que l'on sollicite par l'intermédiaire d'un chargement surfacique ou linéique à la surface du terrain pour étudier la réponse de la fibre optique. Ces essais sont finalement également utilisés pour évaluer les mécanismes de rupture proposés au chapitre 2.

Plan du chapitre

3.1 Proposition technique sur un ouvrage réel . . . 105
3.1.1 Description et suivi du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud . . . 105
3.1.2 Matériel de prise de mesure par fibre optique . . . 107
3.1.3 Zones envisagées pour l'instrumentation . . . 107
3.1.4 Conception de l'instrumentation . . . 111
3.2 Conception d'une expérimentation sur maquette . . . 113
3.2.1 Conception du dispositif expérimental . . . 113
3.2.1.1 Boîte d'expérimentation . . . 113
3.2.1.2 Voûte de tunnel . . . 114
3.2.1.3 Terrain encaissant . . . 114
3.2.1.4 Mode de chargement . . . 114
3.2.2 Instrumentation . . . 115
3.2.2.1 Suivi du chargement . . . 115
3.2.2.2 Suivi de la cinématique par analyse d'images . . . 117
3.2.2.3 Suivi de la cinématique par fibre optique . . . 117
3.2.3 Retour d'expérience des essais préliminaires . . . 119
3.2.4 Plan d'expérience et protocole expérimental . . . 121
3.2.4.1 Plan d'expérience . . . 121
3.2.4.2 Protocole expérimental . . . 121
3.2.4.3 Procédure d'application du chargement . . . 121
3.3 Méthodes d'analyse de la cinématique des maquettes . . . 123
3.3.1 Suivi de la voûte par Tracker . . . 123
3.3.2 Suivi du terrain par GeoPIV-RG . . . 124
3.3.3 Suivi de la voûte par fibre optique . . . 126
3.4 Résultats et analyses des essais sur maquettes . . . 126
3.4.1 Analyse détaillée de l'essai surfacique réparti 01_04_R*_GG . . . 126
3.4.1.1 Étude de la cinématique de la voûte par Tracker . . . 128
3.4.1.2 Étude de la cinématique du terrain par GeoPIV-RG . . . 130
3.4.1.3 Étude de la cinématique de la voûte par fibre optique . . . 132
3.4.1.4 Synthèse de la cinématique du tunnel . . . 135
3.4.2 Analyse de l'essai réparti 01_01_R_NG . . . 136
3.4.3 Analyse des essais avec chargement excentré 01_02_E_NG et 01_03_E_GG 142
3.5 Conclusion du chapitre . . . 150

3.1 Proposition technique sur un ouvrage réel

On étudie l'opportunité de l'utilisation de la fibre optique pour le suivi des déformations d'un tunnel en maçonnerie en exploitation à partir de l'exemple du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud. Comme présenté au paragraphe 1.1, le tube Nord du tunnel de Saint-Cloud est un ouvrage ancien composé d'une voûte en maçonnerie et de piédroits en béton. Il est suivi depuis plus de 50 ans en section transversale par la mesure annuelle des convergences horizontale et verticale dans le cadre de son suivi normal. Ces mesures sont complétées par un suivi « renforcé » quinquennal comprenant des mesures de bases transversales et longitudinales en piédroits. On formule ici une proposition technique de pose de fibre optique pour le suivi de cet ouvrage.

3.1.1 Description et suivi du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud



FIGURE 3.1 – Vue en plan du tunnel de Saint-Cloud d'après les descriptions de CETU (1978) et la photographie aérienne de Géoportail (2018).

Dans ce chapitre, on s'intéresse plus particulièrement à la zone du tube Nord située entre les PM0 (tête Paris) et PM200 (situé entre les profils D et E) (voir figures 1.2 et 3.1).

La surveillance de l'ouvrage se fait via des inspections réalisées par le CETU, qui permettent d'identifier les désordres et pathologies, et des auscultations réalisées par le CEREMA de Lyon, qui permettent de relever des mesures via une instrumentation. Une surveillance renforcée du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud a été mise en place depuis 1972, peu avant le début de la construction du tube Sud. Compte-tenu de la géologie complexe du côté Paris de l'ouvrage, cette surveillance a été maintenue dans le temps et étendue aux deux tubes.

Le suivi normal ou mesures légères est constitué de :

— fissuromètres fixés de part et d'autre d'une fissure longitudinale présente tout le long de la clé de voûte - ils permettent le suivi du mouvement des compartiments adjacents selon les trois directions (ouverture, glissement dans le plan et désaffleurement) - dont les mesures initiales datent de 1994 ;

— sept profils de convergence, nommés de A à G suivis depuis 1972 avec une mesure remise à zéro en 1987 (figure 3.1) ;

— un profil de huit repères de type distancemètre au fil invar dans la double voûte au PM127, à proximité du profil G, permettant la mesure de vingt-trois bases et la détermination des déformations de la double voûte. Les coordonnées initiales des huit repères sont relevées en 1980.

Le suivi « renforcé » est constitué du suivi normal auquel s'ajoute la mesure des bases transversales et longitudinales qui équipent le tube en piédroit entre les PM0 et PM400.

En 2018, le rythme des mesures normales est annuel et le rythme des mesures renforcées, quinquennal (CETU, 2018).

Les sept profils de mesures de convergence comportent chacun une base verticale entre le centre de la chaussée, relié au radier, et la clé de voûte et une base horizontale allant d'un piédroit à l'autre. Les profils sont nommés A, B, C, D, E, F et sont situés respectivement aux PM22, 43, 75, 165, 280, 400 (figures 1.3 et 3.1). Suite à un incident provoqué par la chute de quelques mètres carrés de parement, un profil G identique aux autres profils a été ajouté au droit de la double voûte au PM130 en 1994.

Le suivi renforcé d'août 2004 comparé aux mesures initiales de 1980 montre des mouvements de divergence sur toutes les bases transversales. Les mouvements les plus importants sont situés dans la zone de double voûte. Ils restent faibles, avec une vitesse annuelle moyenne maximale inférieure au millimètre, mais évoluent continûment depuis plusieurs décennies. Les déformations longitudinales sont tantôt divergentes et tantôt convergentes selon les plots de revêtement concernés : elles semblent en lien avec des mouvements vers l'aval du versant de Saint-Cloud.

Des mesures de nivellement du radier ont été réalisées avec des mesures au théodolite de précision entre 2004 et 2009. Les cibles étaient fixées sur des repères implantés en radier au niveau des sept profils de mesure de convergence. Les premières campagnes de mesures indiquent un affaissement millimétrique du radier pour les profils proches de la tête Paris. Les déplacements relevés lors des campagnes suivantes sont inférieures au millimètre par rapport aux mesures initiales. Cela pourrait être en lien avec d'importants travaux d'étanchéité sur les bassins et les réseaux du parc de Saint-Cloud situé au-dessus du tunnel qui ont été réalisés à l'automne 2006. La modification du régime hydraulique autour du tunnel semble avoir une influence positive sur le comportement et la stabilité de la voûte et du radier.

Le tube a bénéficié d'un suivi par télésurveillance à partir de 1994. Le système, comprenant des fissuromètres automatiques et des sondes de température reliées à une centrale d'acquisition située dans la double voûte n'indiquant pas de mouvements significatifs hormis ceux influencés par les variations climatiques, est devenu obsolète et inutilisable au fil des années.

Après la remise en place de nouveaux repères avec la restauration de la chaussée et les mesures du nouvel état zéro en 2018, de nouvelles campagnes de mesures renforcées sont prévues.

Des analyses des données issues des mesures du CEREMA ont permis de déterminer les vitesses de convergence transversale et verticale moyennes dans le tube Nord depuis la mise en place du dispositif en 1972 (Menil, 2021). Les données utilisées, qui ont fait l'objet d'une correction en température, sont issues :

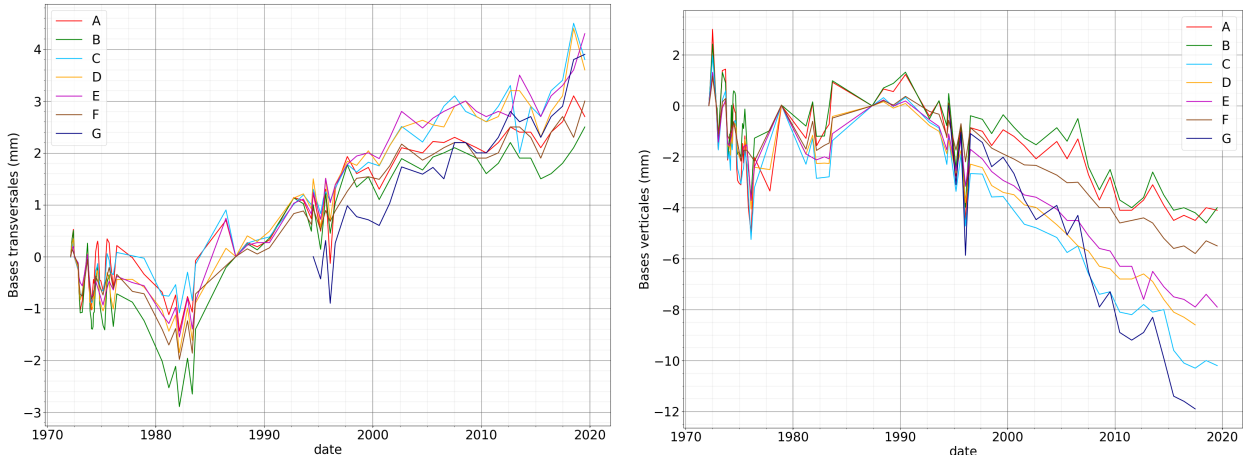
— du rapport d'auscultation de 1983 qui regroupe les mesures effectuées entre 1972 et 1983 sur les deux tubes (CETE, 1983) ;
— des données compilées d'après les rapports de synthèse de 1994 du CETE ainsi que les rapports annuels de 1995 à 2020 du CEREMA.

Les figures 3.2a et 3.2b représentent l'évolution des données relevées pour les variations des bases transversales et verticales au cours des années pour les profils instrumentés du tube Nord.

La dérive observée sur le tube Nord, avec des vitesses transversales positives et verticales négatives, décrit une cinématique globale avec écartement des piédroits et affaissement de la voûte.

Les vitesses de convergence dans les tubes du tunnel de Saint-Cloud ne présentent pas de valeurs importantes. Cependant le suivi de ces mesures montre que ces vitesses conservent une valeur stable depuis des décennies susceptibles d'entraîner des modifications de contraintes dans l'ouvrage qui pourraient *in fine* conduire à des conditions dégradées de stabilité. En effet, aucune tendance de diminution de vitesse de déformation ne semble se profiler.

Ces résultats ont été obtenus grâce aux prises de mesures longitudinales et transversales réalisées dans le tunnel au droit des profils instrumentés, c'est-à-dire deux mesures entre deux points au droit de chaque section. La prise de mesure est ponctuelle et ne donne de l'information que sur la déformation en ces points, ne permettant ainsi pas la compréhension globale du mécanisme. Une prise de mesure continue et distribuée de la micro déformée permettrait de se rendre compte des mécanismes qui se produisent en section transversale et aussi dans la direction longitudinale.



(a) (b)

FIGURE 3.2 – Variations des bases transversales (a) et verticales (b) en fonction du temps dans le tube Nord du tunnel de Saint-Cloud (Menil, 2021).

3.1.2 Matériel de prise de mesure par fibre optique

Une instrumentation par capteur à fibre optique distribuée nécessite l'utilisation de câble à fibre optique et d'un interrogateur. Pour l'instrumentation du tube Nord comme présentée dans les paragraphes suivants, on sélectionne une fibre gainée BRUsens strain V1 de diamètre $2,8$ mm spécialement conçue pour le suivi en déformation d'ouvrages (Dimione, 2019). Le câble (figure 3.3a) est composé d'une fibre optique monomode à détection de déformations (1), d'un tampon multicouche, d'une couche de transfert de la déformation (2), d'une couche de protection en plastique (3) et d'une gaine extérieure en éthylène-propylène (matériau usuellement utilisé comme isolant de câbles électriques) (4).

La compilation des données peut être réalisée via un interrogateur ODiSI 6000 (Optical Distributed Sensor Interrogator) (Dimione, 2024) en Rayleigh pour le suivi des déformations (figure 3.3b). Il doit être connecté à un ordinateur qui sert d'interface visuelle et de disque dur pour le stockage des mesures. L'ODiSI 6000 permet une acquisition de données de déformation sur 100 m au plus avec 200 m de fibre de liaison non mesurante, cela limite la distance entre l'interrogateur et la zone de prise de mesure. L'incertitude sur la mesure est de $\pm$ 2 $\mu\varepsilon$.



(a) (b)

FIGURE 3.3 – Schéma de la fibre optique BRUsens strain V1 (Dimione, 2019) (a) et ODiSI 6000 Rayleigh pour la déformation avec ordinateur (Dimione, 2024)(b).

3.1.3 Zones envisagées pour l'instrumentation

On se propose finalement d'identifier les zones à instrumenter. Pour ce faire, on s'appuie sur les rapports d'inspection de l'ouvrage. Les descriptions suivantes sont tirées du rapport de l'inspection détaillée périodique de juillet 2018 du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud (CETU, 2018) en particulier

du levé de l'intrados, complété par les visites réalisées le 29 juin et le 30 août 2022 avec l'équipe du CEREMA de Lyon, la DIRIF et SOGEA. Ce document permet notamment de localiser les différents équipements ainsi que les zones humides et fissurées du tube Nord.

Zones d'intérêt. Le tube présente des sections sensibles, notamment au droit de la double voûte, dans un contexte géologique complexe. On observe un écartement des piédroits et un affaissement de la voûte ainsi qu'un glissement longitudinal décrits au paragraphe 3.1.1. Ces sont ces mouvements que l'on souhaite mieux caractériser. Notre objectif est donc le développement d'une méthode d'instrumentation pour la compréhension de ce mécanisme tridimensionnel. Il est également intéressant de suivre les déformations de l'ouvrage en section courante pour une comparaison des profils de déformée et de vitesses de déformation entre zone courante et zone sensible. De plus, les 200 premiers mètres de l'ouvrage sont situés dans un site sensible sujet à des mouvements potentiels de versant de Saint-Cloud vers l'aval en direction de la Seine (CETU, 1978). Le suivi longitudinal des mouvements de cette zone permettrait de préciser la cinématique d'ensemble.

Galeries d'évacuation. Des galeries d'évacuation (figure 3.4) sont implantées à l'intérieur du tunnel le long du piédroit nord du tube (côté voie lente). Leurs axes longitudinaux sont parallèles à celui du tunnel. La position du PM0 de la galerie « est » correspond à la position du PM0 du tube Nord. La galerie « est » est présente depuis le côté Paris jusqu'à l'issue de secours 451 (figure 3.4a) soit du PM-32 au PM155 et permet un accès à l'ouvrage, même sous circulation depuis un parking. La galerie « ouest » est présente depuis l'issue de secours 451 jusqu'à la tête côté Province. L'issue de secours 451 sépare les deux galeries entre les profils G et D. En section courante, la largeur intérieure varie de $1,50$ m à $3,08$ m et la hauteur sous plafond varie de $2,60$ m à $3,75$ m. Les joints de dilatation du mur des galeries d'évacuation sont protégés au feu par des plaques Promatec T25.

Un habillage préfabriqué encore présent dans la galerie « ouest » a été démoli dans la galerie « est » en 2014. Le parement initial constitué de carreaux de cérame émaillé est visible. Les zones de carrelages en mauvais état et la partie basse de l'habillage sur une hauteur d'environ 1 m ont été réparées avec un mortier de ragréage (figure 3.4b). Lors de l'inspection de 2018, celui-ci, malgré quelques zones de son creux ponctuelles, est en bon état et sans désordre notable.

Compte-tenu de la présence d'un habillage en coques préfabriquées, de l'humidité ambiante de la galerie « ouest » et de l'accessibilité même sous circulation de la galerie « est », c'est dans cette dernière galerie qu'il semble le plus pertinent d'installer l'interrogateur lors des prises de mesure. L'interrogateur ne pouvant se situer à plus de 200 m de l'extrêmité de la fibre optique mesurante, la zone instrumentée du tunnel doit se situer au niveau de la galerie « est », soit entre la tête Paris et l'issue de secours 451.



(a) (b)

FIGURE 3.4 – Issue de secours 451 (a) et intérieur de la galerie d'évacuation « est »au PM100 (b).

Équipements. Les équipements identifiés dans le tube et décrits ci-après doivent être pris en compte dans les étapes de mise en œuvre de l'instrumentation.

Le parement intérieur du tunnel est à l'origine constitué de carreaux cérame émaillés collés au mortier-colle. Suite à la chute d'une plaque de carrelage en 1994, ce parement est retiré par rabotage sur toute la partie de voûte surmontant les voies de circulation.

Entre 1998 et 1999, les piédroits ont été habillés par des coques préfabriquées en béton armé, carrelées sur la quasi-totalité du linéaire (figure 3.5). Ces coques préfabriquées sont toujours en place sur tout le linéaire du piédroit sud. Le revêtement en béton est masqué. Les coques sont posées sur une longrine en béton armé et ancrée en partie haute sur le piédroit.



(a) (b)

FIGURE 3.5 – Coques préfabriquées reposant sur une longrine en béton en piédroit Sud.



FIGURE 3.6 – Obstacles et équipements en voûte du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud.

La fissure longitudinale présente en clé et visible depuis la tête Paris, largement ouverte et épaufrée et de petits débris susceptibles de tomber, elle est protégée par un couvre-joint en résille de verre métallisée en intrados de la fausse voûte, de 20 cm de large, boulonné d'un côté et tenu de l'autre par des plaques, de façon à permettre les mouvements liés aux variations thermiques (figure 3.6).

Lors des travaux réalisés en 1973-1974 préalablement au creusement du second tube, du PM99 au PM155, la fausse voûte a été renforcée par la mise en place en intrados de tôles d'acier de 7 m par 1 m et de 8 mm d'épaisseur tous les 4 m environ d'axe en axe. Les tôles sont précintrées au rayon de la calotte, collées à la résine et boulonnées. Les zones tendues en extrados, aux reins, sont renforcées par des tôles d'acier, de $6,5$ m par $0,5$ m et de 4 mm d'épaisseur. Les extrémités des tôles d'intrados et d'extrados se superposent et sont liées entre elles par des boulons traversant la voûte. Une étanchéité en résine organique appliquée au pinceau est présente sur l'extrados de la fausse voûte.

Une protection passive au feu en calotte existe sur 100 m. Elle est constituée de plaques de Promatec T25 au droit des 26 tôles de renforts de voûte collées et ancrées par 12 boulons chacune, régulièrement espacées d'environ 4 m. Les bandes de protection mesurent $7,00$ m de long et $1,30$ m de large. Entre ces bandes, il n'y a pas de protection au feu.

Le tunnel est éclairé par deux files luminaires au pas de 9 m placées à environ 3 m de part et d'autre de la clé de voûte de l'ouvrage. Des niches aménagées pour l'éclairage d'origine sont situées dans les

piédroits à 3, 15 m au-dessus des trottoirs avec un espacement variant de 2, 80 m aux têtes et à 6, 25 m dans la partie centrale. Elles sont visibles dans les sections de la galerie où les coques d'habillage des piédroits ont été retirées (figure 3.4b).

Humidité. La zone située autour du profil D, en section courante, s'avère située dans une zone très humide pouvant devenir problématique pour la réalisation du collage de la fibre et nuire à la bonne adhérence de la fibre à la structure (figure 3.7).



(a) (b)

FIGURE 3.7 – Photos au droit du profil D soulignant l'humidité de la zone.

Zones choisies. La condition de la galerie « ouest », les équipements présents en piédroits et en voûte ainsi que l'humidité importante de certaines portions du tube nous imposent de choisir une zone du tunnel circulé située le long de la galerie d'évacuation « est », c'est-à-dire avant le PM155, et qui évite la zone de la double voûte située du PM100 au PM 155 ainsi que la zone humide du PM 165 pour le suivi en section courante. On propose alors d'instrumenter sur 10 m une zone comprise entre le PM80 et le PM100 à proximité du profil C. Le profil G, en zone de double voûte au PM 130, est le plus évolutif de l'ouvrage et s'avère ainsi être indispensable à suivre. Le suivi des 200 premiers mètres de l'ouvrage situés à proximité de la Seine bénéficie également d'un accès aisé à la galerie « est ».

Le profil C est situé dans une zone de tunnel creusé, dans la zone du coteau au PM75 (figure 1.3). Son profil en travers moyen est voûté en forme d'anse de panier à 3 centres (figures 3.8).

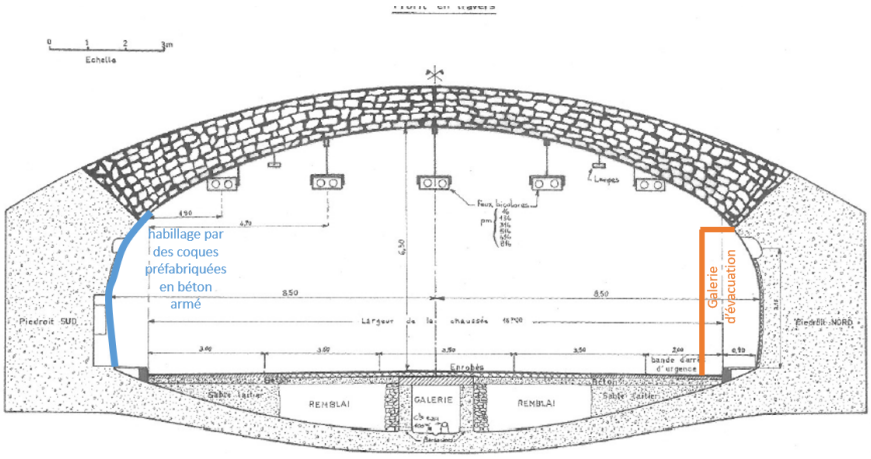


FIGURE 3.8 – Profil en travers théorique au droit du profil C (PM 75) en section courante (CETU, 1978).

Le profil G est situé dans la zone des anciennes carrières de calcaire et de la double voûte constituée d'une voûte de décharge de 21 m d'ouverture soutenant le ciel des carrières et reportant les poussées

sur la masse saine du calcaire grossier et d'une fausse voûte en béton maintenant l'uniformité du profil intérieur (figure 3.9). Avec 0,50 m d'épaisseur à la clé, cette fausse-voûte se prolonge par des piédroits de 2 m d'épaisseur réunis par un radier en béton armé et fondés au niveau des fausses glaises sur des puits descendus jusqu'aux marnes de Meudon et espacés de 4,50 m d'axe en axe (figure 1.3). Le revêtement et le sol de la double-voûte sont couverts d'une forte humidité nous incitant à ne pas envisager d'instrumentation possible de cette structure. Au PM133, une cloche de fontis a été ceinturée par des murs bétonnés surmontés d'une voûte elliptique (figure 3.9).

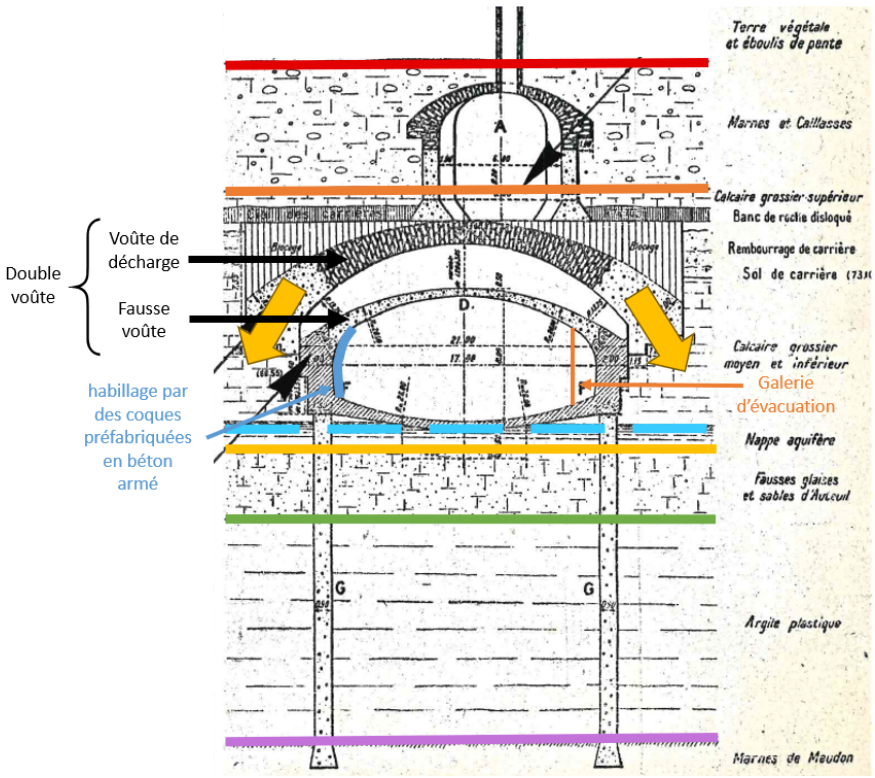


FIGURE 3.9 – Profil en travers théorique à proximité du profil G (PM 130) en section à double voûte avec cloche de fontis, modifié à partir du schéma de CETU (1978).

3.1.4 Conception de l'instrumentation

Pour limiter la logistique du suivi, on propose de considérer une instrumentation par deux câbles à fibre optique. La fibre choisie adaptée à ce type d'ouvrage a une limite de prise de mesure sur 100 m. L'instrumentation envisagée se compose de deux câble à fibre optique représentés en rouge et vert. La figure 3.10 décrit la disposition envisagée pour la fibre optique au niveau des sections C et G. Le volume orange représente la galerie d'évacuation située le long du piédroit Nord. Les coques préfabriquées en piédroit Sud sont représentées en bleu. La localisation de l'interrogateur est représentée par un carré noir.

De manière à suivre les déformations globales du tube, il est envisagé de suivre des sections longitudinales de l'ouvrage en complément des sections transversales précédemment identifiées. On suggère d'instrumenter le haut des piédroits, au-dessus des coques préfabriquées et en haut de la galerie d'évacuation. Cela permet de suivre le mouvement longitudinal ainsi que de vérifier ou non la symétrie des déplacements entre les piédroits Nord et Sud.

Pour la mise en œuvre de cette instrumentation, il faut à la fois n'endommager aucun équipement tel que les ventilateurs ou les protections au feu et permettre un collage adhérent de la fibre à l'ouvrage. Par conséquent, un dépoussiérage et nettoyage sont nécessaires. Les passages de la fibre sur le couvre-joint en clé de voûte, sur les tôles d'acier en voûte, sous les luminaires, de la voie circulée à la galerie d'évacuation, le rainurage de la voûte ne peut être réalisé. Une fixation ponctuelle de la fibre doit être

réalisée conduisant à des mesures de moins bonne résolution.

Un relevé topographique complet de l'installation des fibres est à effectuer pour connaître leur positionnement tridimensionnel dans l'espace du tunnel. Il est à noter que l'ensemble des étapes de pose de l'instrumentation dans l'ouvrage doivent être réalisées sans circulation.

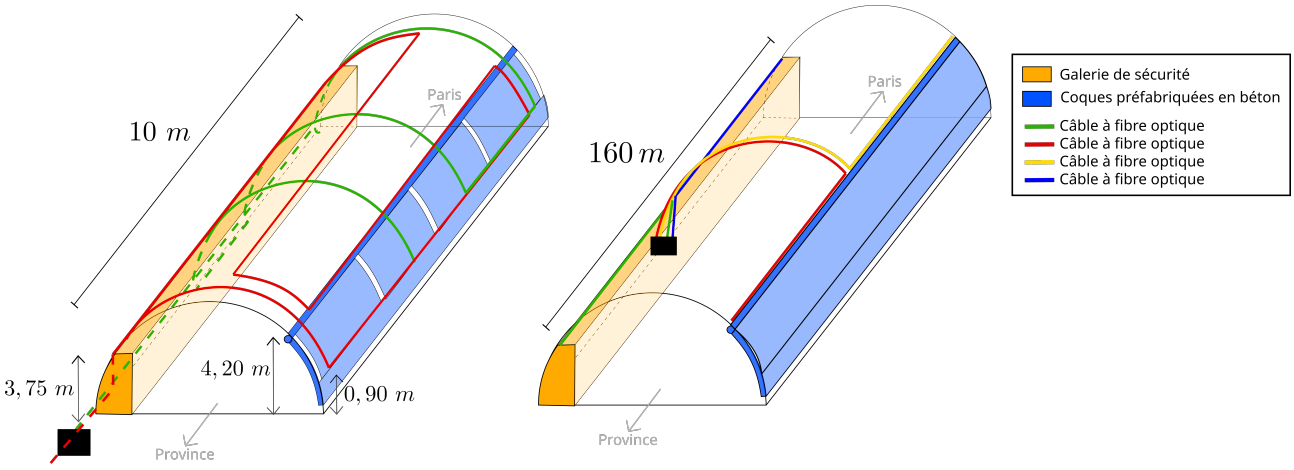


FIGURE 3.10 – Plan de pose des câbles à fibre optique dans le tube Nord du tunnel de Saint-Cloud.

Le phasage envisagé pour la mise en place du dispositif est le suivant :

— Démontage de 4 coques préfabriquées en piédroit Sud sur chaque tronçon de 10 m instrumenté ;
— Percement du toit de la galerie d'évacuation aux zones de passage de la fibre du tube circulé à la galerie d'évacuation ;
— Démontage des plaques de protection passives au feu situées au droit du passage de la fibre ;
— Purge des éléments instables, lavage à l'eau et au savon des graisses et pollutions déposées par les échappements des véhicules au cours du temps ;
— Rainurage du revêtement d'un diamètre de 3 mm environ en voûte puis dépoussiérage ;
— Rabotage du carrelage en piédroit Nord puis rainurage et dépoussiérage ;
— Collage de la fibre dans les rainures préalablement réalisées ;
— Séchage de la colle ;
— Ajout d'un joint ignifugé aux trous réalisés en toit de galerie de sécurité ;
— Mise en place de nouvelles plaques de protection passives au feu dans les zones de retrait de ces dernières ;
— Pose d'une protection sur la fibre (scotch par exemple (Gómez *et al.*, 2020)) ;
— Raccordement aux appareils d'acquisition laissés en place au niveau de la double voûte ou dans la galerie de sécurité.

Cette phase d'étude préliminaire a permis l'élaboration d'un plan d'instrumentation du tunnel de Saint-Cloud reposant sur l'utilisation de capteurs à fibre optique distribuée. L'ensemble des contraintes techniques liées à la géométrie et aux équipements de l'ouvrage, à son accessibilité ainsi qu'aux conditions d'exploitation en service a été pris en compte afin d'évaluer la faisabilité concrète du dispositif proposé. En raison des contraintes d'intervention et de financement pour l'installation de l'instrumentation par fibre optique sur un ouvrage réel, il n'a pas été possible dans le cadre de ce travail de concrétiser l'instrumentation sur site. Cette étude constitue ainsi une étape préalable essentielle à la mise en œuvre d'un suivi pérenne de l'ouvrage qui pourra être mobilisée dans le cadre d'un déploiement effectif de l'instrumentation.

3.2 Conception d'une expérimentation sur maquette

En parallèle des réflexions exposées précédemment sur la mise en place de l'instrumentation sur un ouvrage réel, des essais conçus en laboratoire ont été conduit pour évaluer la faisabilité et la pertinence de cette instrumentation par fibre optique sur une maquette de tunnel. Pour ce faire, un dispositif expérimental a été mis au point pour simuler un tunnel en maçonnerie et son terrain encaissant et lui imposer de grands déplacements.

Cette expérimentation vise en premier lieu à tester l'instrumentation par capteurs à fibre optique distribuée d'une structure semi-circulaire discontinue, et plus particulièrement la capacité de la fibre à rendre compte des déformations locales et à renseigner sur les déplacements tridimensionnels de la voûte. Elle sera également exploitée pour identifier les mécanismes de ruine dans la voûte et le terrain encaissant, afin de les comparer avec les champs de vitesse virtuels mis en œuvre dans l'approche cinématique du calcul (cf. chapitre 2).

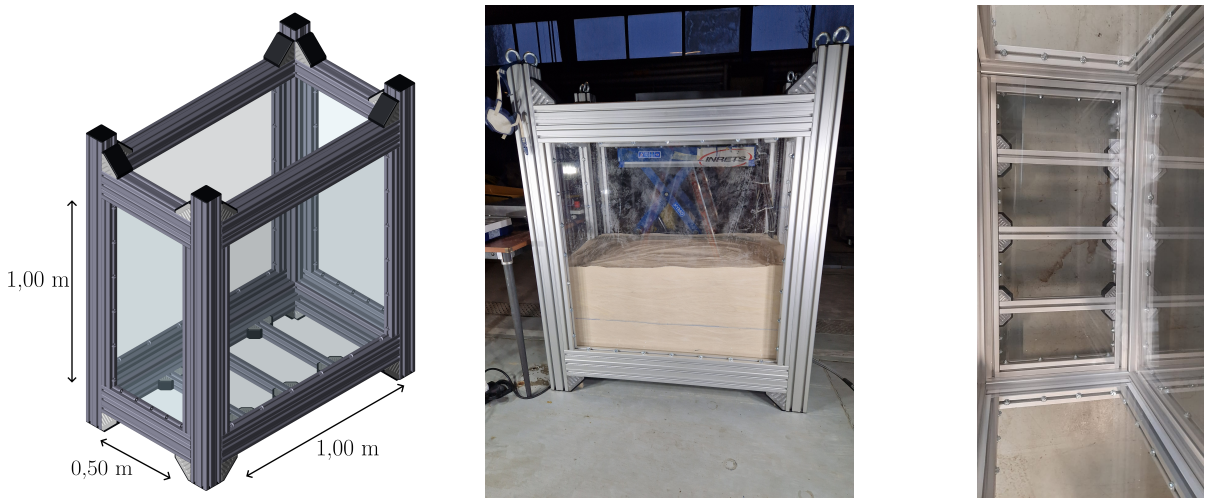
Dans cette section, on se propose de décrire la conception du dispositif expérimental, l'instrumentation mise en place, le plan d'expérience retenu et le protocole expérimental de la campagne d'essais réalisée.

3.2.1 Conception du dispositif expérimental

3.2.1.1 Boîte d'expérimentation

La boîte d'expérimentation (figure 3.11) est destinée à accueillir une maquette de tunnel et son terrain encaissant. Les dimensions retenues sont de 1 m x 1 m x 0, 5 m, afin de permettre sa manutention au laboratoire. Elle doit être capable de retenir le volume de terrain encaissant choisi et de supporter un chargement appliqué en surface tout en restant rigide. Elle doit également permettre un suivi visuel des déformations de la voûte et du terrain.

La boîte est ainsi constituée d'une structure principale en profilés d'aluminium liés avec des équerres, qui supportent cinq plaques de plexiglas de 30 mm, assurant à la fois une bonne rigidité à la structure et une bonne visibilité pour les enregistrements vidéos. Les profilés choisis pour l'armature ont l'avantage de permettre une fixation solide du dispositif de chargement en surface tout en laissant une liberté dans son positionnement (figure 3.14a et 3.14b). La face inférieure de la boîte est renforcée par trois traverses (figure 3.11c). L'étude réalisée pour le dimensionnement de la boîte d'expérimentation est présentée à l'annexe C.1 (Lamarche, 2024).

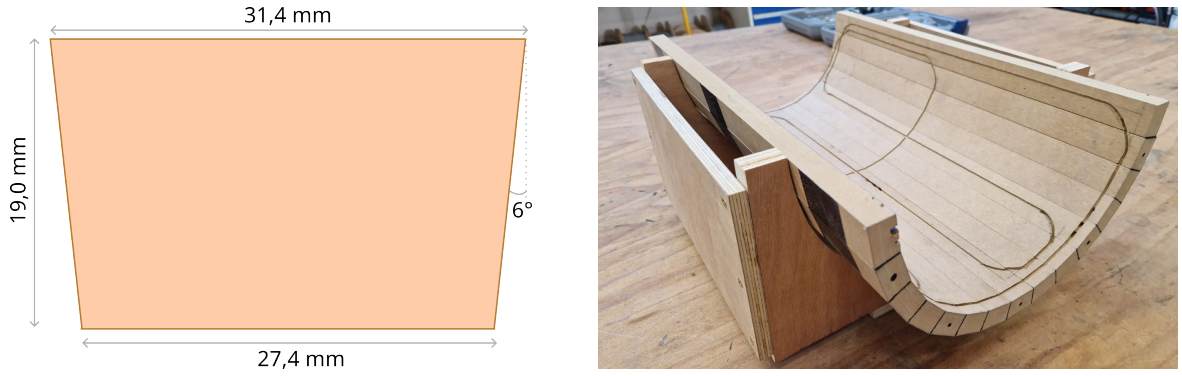


(a) (b) (c)

FIGURE 3.11 – Présentation de la boîte d'expérimentation : schéma de principe (Lamarche, 2024) (a), vue d'ensemble (b) et vue de l'intérieur de la boîte (c).

3.2.1.2 Voûte de tunnel

La maquette est constituée d'une voûte plein cintre de $0,30$ m de diamètre, pour ménager une largeur de terrain encaissant au moins égale à ce diamètre de part et d'autre du tunnel, et ainsi limiter les effets de bord induits pour un ouvrage situé à faible profondeur (Yu *et al.*, 2021; Zhu *et al.*, 2022b; Liu *et al.*, 2023a). La voûte est constituée de 15 voussoirs de section trapézoïdale de petit côté $27,4$ mm, de grand côté $31,4$ mm, de hauteur $19,0$ mm et de longueur 500 mm, correspondant à la largeur de la boîte d'expérimentation. On cherche ainsi à se placer dans l'hypothèse des déformations planes. Les voussoirs sont constitués de bois MDF (Medium Density Fiberboard), un matériau composite constitué de fibres de bois et de résine présentant l'avantage d'être isotrope, rigide et facile à usiner et rainurer avec précision pour la pose de l'instrumentation par fibre optique. Le poids volumique des voussoirs ainsi formés est de $6,1\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$, et l'angle de frottement entre deux voussoirs, mesuré au plan incliné, est de $45,1°$. Ces propriétés ne permettent pas de respecter les règles de similitude. Toutefois, l'objectif de notre modèle n'étant pas de reproduire quantitativement le comportement d'un ouvrage réel mais d'étudier qualitativement le comportement d'une structure voûtée à revêtement hétérogène dans un terrain homogène, on s'affranchit volontairement de ces règles de similitude. Il convient également de noter que des effets d'échelle pourront être introduits par cette expérimentation.



(a) (b)

FIGURE 3.12 – Schéma en coupe (a) et photo (b) des voussoirs constituant la voûte.

3.2.1.3 Terrain encaissant

Le terrain encaissant est constitué de sable d'Hostun HN 31 sec, matériau classiquement utilisé pour les essais géotechniques en laboratoire (Berthoz, 2013; Terrade, 2017). Les simulations numériques des essais (annexe C.2) mettent en évidence que l'augmentation de l'angle de frottement interne du terrain entraîne une augmentation significative des chargements à appliquer pour atteindre la rupture de la maquette. Afin de garantir l'intégrité de la boîte d'expérimentation, il a ainsi été décidé de faire des essais avec un sable lâche afin de limiter son angle de frottement interne.

Le poids volumique moyen du sable mis en place est de $13,4 \pm 0,9\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$ (annexe C.3), ce qui correspond, selon les essais de cisaillement direct réalisés par Terrade (2017) à la boîte de Casagrande sur le même sable d'Hostun HN 31 à un angle de forttement interne de $36,4 \pm 1,5°$.

3.2.1.4 Mode de chargement

Dans cette campagne expérimentale, deux modes de chargement ont été explorés :

— un chargement surfacique uniformément réparti en surface du terrain encaissant, correspondant soit au chargement σ_s proposé à la figure 2.2, soit à une augmentation de la hauteur de couverture (figure 3.13a) ;

— un chargement linéique excentré s'exerçant en surface du terrain sur toute la largeur de la boîte au droit du quart du diamètre de la voûte, permettant d'explorer un chargement dissymétrique défavorable pour la voûte (figure 3.13b) ; sous l'hypothèse des déformations planes, ce chargement s'apparente à un chargement ponctuel en section transversale.

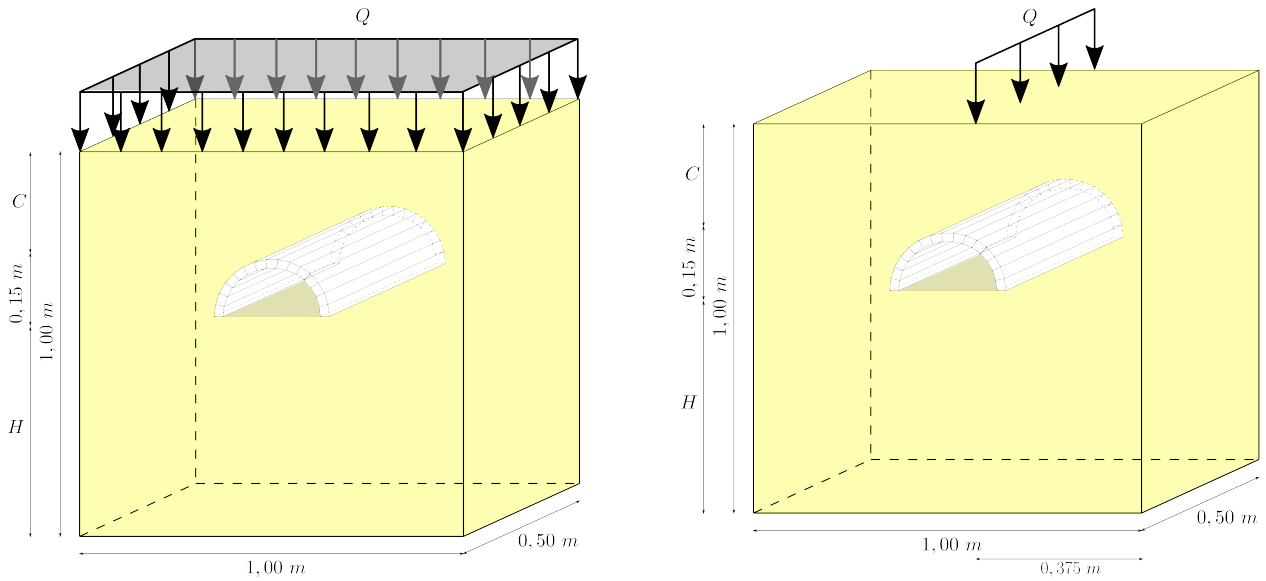


FIGURE 3.13 – Schéma du dispositif expérimental du modèle réduit pour un chargement surfacique réparti (a) et linéique excentré (b).

Le chargement surfacique uniformément réparti a été appliqué via deux dispositifs de chargement successifs :

— un dispositif avec l'actionnement de quatre vis de presse reliées à une plaque rigide de 1 m × 0,5 m, correspondant à la surface de la boîte d'expérimentation (3.14b) ;
— un vérin souple de 1 m × 0,5 m (figures 3.14c et 3.14d), dont le déplacement vertical vers le haut est bloqué par une plaque rigide maintenue par les vis de serrage.

Le second dispositif de chargement par vérin souple a été introduit pour pallier les problèmes de répartition uniforme de la charge observés avec le premier dispositif ; nous reviendrons sur ce point dans l'analyse des essais (paragraphe 3.4.2).

Le chargement linéique excentré a été exercé par l'action de deux vis de presse reliées à un profilé en aluminium de 0,06 m de largeur et 0,5 m de longueur, correspondant à la largeur de la boîte d'expérimentation (figure 3.14a).

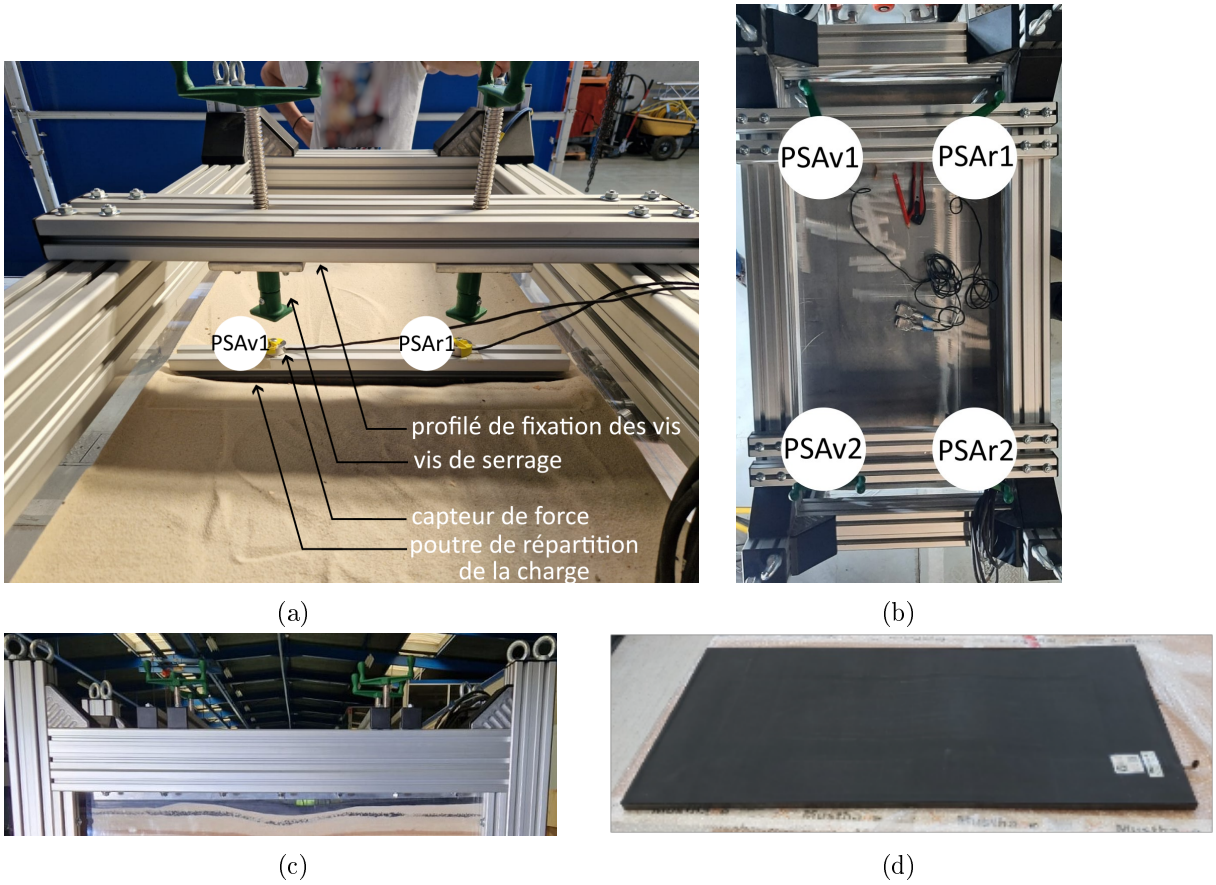
3.2.2 Instrumentation

3.2.2.1 Suivi du chargement

Le chargement est suivi à l'aide de capteurs de force positionnés entre les vis de serrage et le dispositif de chargement (figures 3.14a et 3.14b). Ces capteurs ont une capacité maximale de 100 kN (Techniques Modernes dÉxtensiométrie, 2014). Le nombre de capteurs dépend du type de chargement imposé :

— quatre capteurs pour le chargement réparti, deux (numérotés PSAv1 et PSAv2) positionnés à proximité de la face avant visible de la boîte d'expérimentation et deux (numérotés PSAr1 et PSAr2) positionnés à proximité de la face arrière (figure 3.14b) ;
— deux capteurs pour le chargement excentré, un (numéroté PSAv1) positionné à proximité de la face avant de la boîte d'expérimentation et un (numéroté PSAr1) positionné à proximité de la face arrière (figure 3.14a).

De plus, huit capteurs de pression de 200 mm de diamètre et de capacité maximale de 2 MPa sont disposés au fond de la boîte (Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., 2024). Ce dispositif permet de suivre les efforts transmis au fond de la boite d'expérimentation. Les capteurs notés PFAv1 à PFAv4 sont situés à proximité de la face avant de la boîte d'expérimentation tandis que les capteurs notés PFAr1 à PFAr4 sont situés à proximité de la face arrière (figure 3.15).



(a) (b)

(c) (d)

FIGURE 3.14 – Photos du matériel pour le chargement excentré (a), réparti (essai 01_01_R_NG) (b) et réparti avec vérin souple (essai 01_04_R*_GG) (c,d).



FIGURE 3.15 – Numérotation des capteurs situés au fond de la boîte d'expérimentation.

3.2.2.2 Suivi de la cinématique par analyse d'images

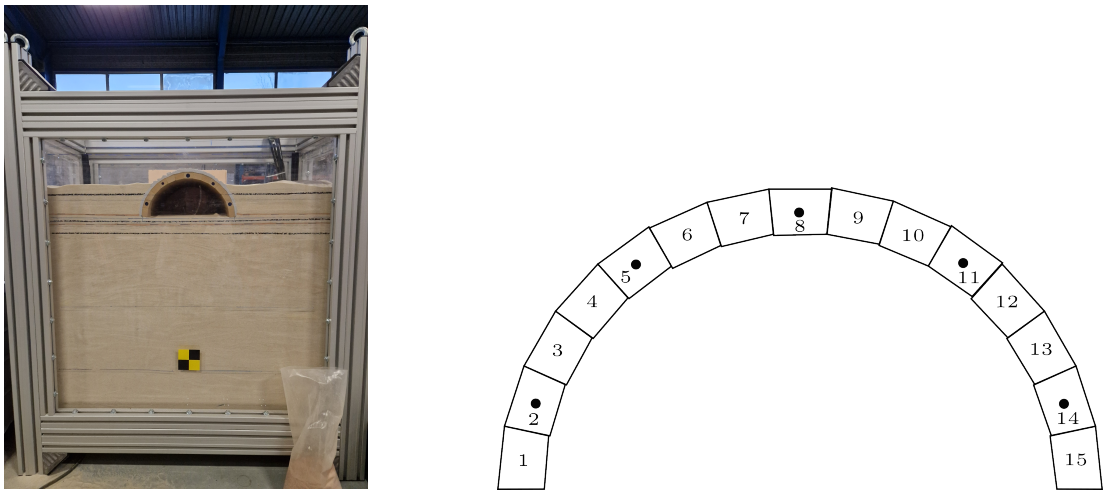
Pour suivre la cinématique du tunnel et de son terrain encaissant, une caméra et un appareil photo sont positionnés perpendiculairement à la face avant de la boîte d'expérimentation, appelée aussi par la suite « face filmée » (figure 3.16). L'appareil photo est réglé sur une résolution de 1536 px × 1536 px et peut prendre jusqu'à 125 images par seconde tandis que la caméra présente une résolution de 3840 px × 2160 px (4K) et une fréquence de 25 images par seconde.

Pour faciliter le post traitement des images, des bandes de sable coloré sont introduites dans le terrain (figure 3.17a) et le centre de cinq des quinze voussoirs (n°2, 5, 8, 11 et 14 sur la figure 3.17b) est repéré par un marquage.

Le suivi de la cinématique de la voûte et de son terrain encaissant est réalisé à l'aide des logiciels Tracker et GeoPIV-RG dont les principes sont présentés au paragraphe 3.3.



FIGURE 3.16 – Disposition de la maquette en laboratoire.

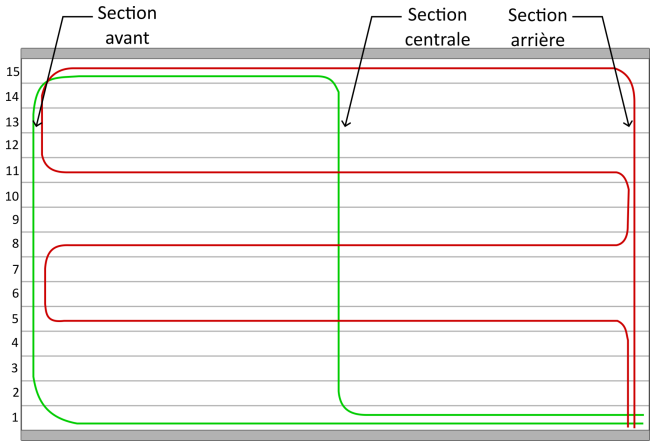


(a) (b)

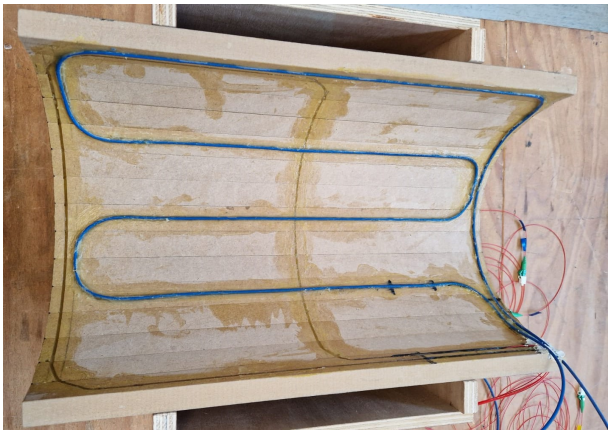
FIGURE 3.17 – Mise en œuvre de sable coloré dans le terrain (a) et numérotation des voussoirs de la voûte sur la face filmée du modèle (b).

3.2.2.3 Suivi de la cinématique par fibre optique

Le suivi des déformations par fibre optique se fait à l'aide d'une fibre monomode, c'est-à-dire une fibre permettant une propagation rectiligne de l'onde lumineuse grâce à son faible diamètre et donnant ainsi une mesure peu atténuée (Fenta *et al.*, 2021). Deux types de fibres optiques monomodes sont testées lors des essais :



(a) Vue du dessous



(b) Première voûte



(c) Seconde voûte

FIGURE 3.18 – Schéma (a) et photos (b,c) du positionnement de la fibre optique de mesure à l'intrados de la voûte : la fibre « transversale » est représentée en vert et la fibre « longitudinale » en rouge.

— une fibre nue de diamètre 125 µm et constituée uniquement de la fibre optique elle-même : ce dispositif permet une lecture précise et non atténuée de la déformation mais présente une grande fragilité ;
— une fibre gainée de diamètre 2,8 mm conçue pour le suivi en déformation d'ouvrages en vraie grandeur, décrite au paragraphe 3.1.2 et qui avait été retenue pour l'instrumentation sur ouvrage réel.

Les fibres sont mises en place à l'intrados de la voûte après rainurage des voussoirs suivant le plan de pose donné en figure 3.18. Ce schéma est similaire à celui proposé pour le suivi de l'ouvrage réel (figure 3.10). Il est constitué de deux fibres :

— une fibre dite « transversale » représentée en vert, destinée principalement au suivi des déformations transversales de la section centrale et de la section avant filmée de la voûte ; elle permet également le suivi des déformations longitudinales d'une portion des voussoirs à la base des piédroits (figure 3.17b) ;
— une fibre dite « longitudinale » représentée en rouge, destinée principalement au suivi des déformations longitudinales du voussoir n°8 situé en clé de voûte, des voussoirs n°5 et n°11 de part et d'autre de la clé et du voussoir n°15 en base du piédroit droit (figure 3.17b) ; elle permet également le suivi des déformations transversales de la section arrière non visible.

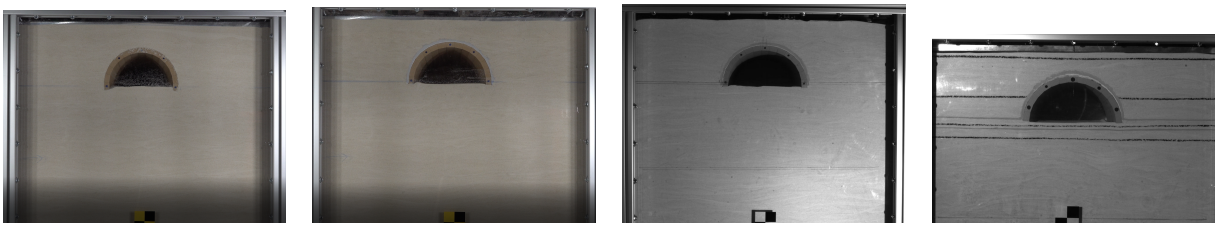
La fibre est collée à la voûte par de la résine. Il n'existe pas de liant recommandé pour le collage de fibre sur du bois MDF. Le matériau étant constitué de résine et de fibres de bois, l'hypothèse a été faite qu'un collage entre résines assure une adhérence totale. Une résine spécialisée dans le collage de fibres optiques dans les ouvrages de génie civil, l'Araldite 2021, a été sélectionnée (Gue *et al.*, 2015; Sui *et al.*, 2021). Les joints entre les voussoirs sont laissés secs, la mise en place et le collage de la fibre permettant la manipulation de la voûte du gabarit de pose de la fibre optique à la boîte d'expérimentation. Si

cette disposition permet ainsi de respecter le caractère fusible des joints de la maçonnerie (Lourenco, 1996; Acary, 2001), le renforcement apporté par la fibre sur les maquettes de voûte sera discuté dans l'analyse finale.

3.2.3 Retour d'expérience des essais préliminaires

TABLEAU 3.1 – Identification des essais préliminaires réalisés et de leur chargement associé.

Nom de l'essai	Chargement	Fibre optique mise en œuvre
00_00_R_XX	Réparti	∅
00_01_R_XX	Réparti	∅
00_02_E_XX	Excentré	∅
00_03_R_XX	Réparti	∅



(a) (b) (c) (d)

FIGURE 3.19 – Essais 00_00_R_XX (a), 00_01_R_XX (b),00_02_E_XX (c) et 00_03_R_XX (d) avant application du chargement.



(a) (b) (c) (d)

FIGURE 3.20 – Essais 00_00_R_XX (a), 00_01_R_XX (b),00_02_E_XX (c) et 00_03_R_XX (d) après application du chargement.

Dans un premier temps, quatre essais préliminaires sans instrumentation par fibre optique sont réalisés afin d'affiner le protocole expérimental. Ils sont répertoriés dans le tableau 3.1 et identifiés selon une nomenclature indiquant :

— le type d'essai : 00 pour ces essais préliminaires de mise en place du protocole ;
— le numéro d'essai : de 00 à 03 ;
— le type de chargement : R pour réparti, E pour excentré ;
— l'absence de fibre optique : XX.

Pour ces essais préliminaires, en l'absence de fibre optique, les joints des voussoirs sont collés sur leur surface en contact avec un scotch double-face pour permettre leur mise en place dans la boîte d'expérimentation. Le scotch apporte une certaine cohésion entre les blocs sans que l'on puisse pour autant considérer le contact comme parfaitement adhérent.

Dès l'initiation du chargement lors de l'essai 00_00_R_XX, le sable d'Hostun, très fin, s'est infiltré entre la voûte et la plaque de plexiglas comme illustré à la figure 3.20a. Pour pallier ce problème, il a été décidé de positionner une bande de mastic à la jonction entre la voûte et le plexiglas lors du montage.

L'essai 00_01_R_XX (figures 3.19b et 3.20b) permet de tester et valider cette solution. On souhaite tester le suivi photo à l'aide de la caméra rapide sur des paliers de chargement, ainsi un chargement surfacique réparti a été appliqué en 10 paliers de 120 s avec des incréments de 2,0 kPa jusqu'à atteindre 20 kPa. Compte-tenu de la durée nécessaire à la réalisation des essais et dans le but de tester le comportement du dispositif à l'application d'un plus fort incrément, les incréments de paliers sont ensuite augmentés. On applique 2 paliers d'incréments 10 kPa jusqu'à atteindre 40 kPa (figure 3.20b). La durée de palier testée est suffisante pour la prise de photo à l'aide de la caméra rapide. La forte déformation du mastic permet de valider que son ajout n'influe pas sur le comportement de la structure. De plus, le marquage des voussoirs par un repère coloré est testé avec succès pour le suivi sous Tracker des déplacements de la voûte.

La mise en œuvre pratique du chargement linéique excentré est testée avec l'essai 00_02_E_XX (figures 3.19c et 3.20c). Le chargement a été appliqué en 10 paliers de 120 s avec des incréments de 0,04 kPa jusqu'à atteindre 0,4 kPa puis un chargement continu jusqu'à atteindre 2,0 kPa (figure 3.20c).

Le traitement des images par GeoPIV-RG permet de visualiser les déplacements du terrain sans l'utilisation de lignes de sable coloré. Néanmoins, les prises de vues présentées ne permettent pas de rendre compte visuellement des déformations du terrain. L'essai 00_03_R_XX (figures 3.19d et 3.20d) teste la mise en œuvre de sable coloré, orange et noir, le long de la plaque de plexiglas pour un meilleur suivi visuel et vidéo de la cinématique du terrain. L'introduction des couches de sable coloré permet d'obtenir un contraste suffisant pour observer les déformations dans le terrain notamment sous les piédroits. Le chargement a été appliqué en 5 paliers de 120 s avec des incréments de 0,8 kPa jusqu'à atteindre 4,0 kPa puis 2 paliers d'incréments 4,0 kPa jusqu'à atteindre 12 kPa et enfin 9 paliers d'incréments 8,0 kPa jusqu'à atteindre 84 kPa (figure 3.20d). Ce chargement a montré une absence de déplacements de la voûte au cours de l'application de petits paliers de chargements. L'augmentation des incréments de chargement a été mis en œuvre de manière à optimiser la durée de l'essai tout en atteignant un point de ruine du système survenu par le déversement de sable entre la voûte et le plexiglas. Cet essai confirme une fois de plus l'efficacité du mastic : une cuvette localisée apparaît en surface du terrain au-dessus de la voûte, précisément à l'endroit où le mastic s'est décollé pendant le chargement.

La mise en place de la voûte dans la boîte d'expérimentation nécessite d'avoir une longueur de voûte légèrement moins grande que l'épaisseur de la boîte. Ces essais préliminaires ont également permis de tester plusieurs dispositifs pour maintenir la voûte dans le sens longitudinal. Le dispositif retenu (figure 3.21) est celui qui a le moins contraint les mouvements verticaux de la voûte tout en évitant l'effet de sablier obtenu lors de l'essai 00_00_R_XX : une plaque en contreplaqué est ainsi positionnée sur le long de la section arrière de la voûte. Compte-tenu de l'opacité de cette plaque, le suivi visuel des déformations de cette section n'est pas permis.

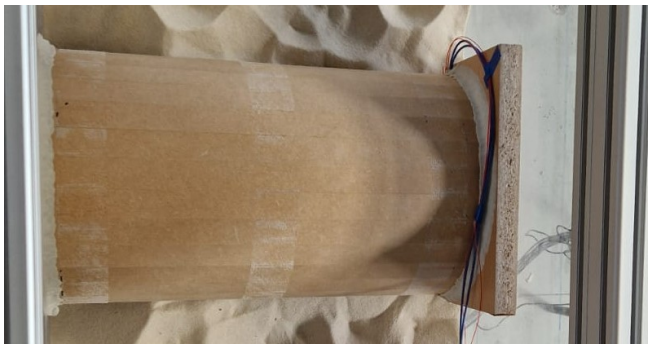


FIGURE 3.21 – Calage en longueur de la voûte, de la face avant (gauche) à la face arrière (droite) : bord de la boîte d'expérimentation, mastic, voussoirs en MDF, mastic, plaque en contreplaqué, bord de la boîte d'expérimentation.

3.2.4 Plan d'expérience et protocole expérimental

3.2.4.1 Plan d'expérience

Au total, quatre essais instrumentés sont réalisés. Si la géométrie du système et le type de matériaux constitutifs restent identiques, ils diffèrent en fonction du type de chargement appliqué (réparti ou excentré) et du type de fibre optique utilisée. Sur ces quatre essais, deux voûtes instrumentées ont été utilisées :

— une première voûte comprenant une fibre nue « transversale » et une fibre gainée « longitudinale » utilisée pour les essais 01_01_R_NG et 01_02_E_NG ;
— une seconde voûte comprenant deux fibres gainées « longitudinale » et « transversale » utilisée pour les essais 01_03_E_GG et 01_04_R*_GG.

Les caractéristiques principales de ces essais sont rappelées au tableau 3.2, selon une nomenclature indiquant :

— le type d'essai : 01 pour ces essais avec voûte instrumentée ;
— le numéro d'essai : de 01 à 04 ;
— le type de chargement : R pour réparti, R* pour réparti à l'aide d'un vérin souple, E pour excentré ;
— le type de fibre optique : N pour fibre nue et G pour fibre gainée.

TABLEAU 3.2 – Identification des essais réalisés, de leur chargement associé et de l'instrumentation par fibre optique mise en œuvre.

Nom de l'essai	Chargement	Fibre optique mise en œuvre
01_01_R_NG	Réparti	Fibre nue et fibre gainée
01_02_E_NG	Excentré	Fibre nue et fibre gainée
01_03_E_GG	Excentré	Fibres gainées
01_04_R*_GG	Réparti avec vérin	Fibres gainées

3.2.4.2 Protocole expérimental

Pour chaque essai, la voûte de tunnel est constituée de 15 voussoirs. Les voussoirs sont tout d'abord rainurés en intrados pour permettre la mise en place de la fibre (figure 3.18a). La voûte est ensuite mise en place à l'envers sur un gabarit semi-circulaire (figure 3.12b) qui permet de maintenir la voûte en forme lors du collage de la fibre.

En parallèle de la mise en forme de la voûte, le sable constituant le terrain encaissant est mis en place dans la boîte d'expérimentation par pluviation d'une hauteur de chute quasi-nulle, pour garantir le caractère lâche du sol, par couches successives de 100 mm, et l'uniformité de sa mise en œuvre (annexe C.3).

La maquette de tunnel est placée dans le terrain de manière à maintenir *a minima* l'équivalent d'un diamètre sous ses piédroits et un rapport entre la hauteur de couverture C et le diamètre de la voûte δ correspondant à un tunnel à faible profondeur. On choisit un rapport C/δ égal à $0,25$. La maquette est ainsi placée sur une couche de sable de hauteur $H = 725$ mm puis enterrée de part et d'autre et en surface d'une couverture $C = 75$ mm (figure 3.13).

Le chargement est ensuite mis en place en surface du terrain selon le processus présenté au paragraphe 3.2.1.4.

3.2.4.3 Procédure d'application du chargement

Pour cette campagne expérimentale, le chargement du tunnel est appliqué progressivement par paliers, afin de permettre des prises de vue régulières pour l'analyse d'images.

Chargement surfacique réparti. Pour les deux essais avec chargement surfacique réparti (référencés 01_01_R_NG et 01_04_R*_GG), le chargement a été appliqué en 15 paliers de 120 s avec des incréments de $2,0$ kPa ($1,0$ kN répartis sur la surface du terrain de $0,5$ m^2). À partir du seuil de

30 kPa (15 kN), le chargement a ensuite été appliqué par incrément de 10 kPa (5,0 kN). Ce choix a été motivé par la volonté d'imposer à la voûte de grands déplacements, alors que la limite de stockage de la caméra rapide utilisée pour le suivi vidéo était pratiquement atteinte. Par soucis de comparaison entre les essais, le même schéma de chargement est reconduit pour l'essai 01_04_R*_GG, bien que ce dernier ait enregistré de grands déplacements avant le changement de niveau d'incrément. Le chargement maximal appliqué est finalement de 60 kPa pour l'essai 01_01_R_NG et de 40 kPa pour l'essai 01_04_R*_GG. L'arrêt du chargement de l'essai 01_01_R_NG a été motivé par l'atteinte d'un niveau élevé de déformation enregistrée par la fibre nue qui risquait de l'endommager.

La figure 3.22 représente le trajet de chargement mesuré par les capteurs de force PSAv1, PSAv2, PSAr1 et PSAr2 au cours du temps pour les essais avec chargement réparti 01_01_R_NG (pointillés) et 01_04_R*_GG (tirets). Les croix magenta repèrent les paliers de chargement de 2 kPa, 10 kPa, 20 kPa, 30 kPa et 40 kPa pour lesquels les prises de vue et les mesures par fibre optique sont extraites et présentées pour l'analyse des essais aux 3.4.1 et 3.4.2.

Le chargement diffère entre ces deux essais. Le temps nécessaire à l'application d'un même incrément de charge est plus important par la méthode « manuelle » avec les vis de serrage (essai 01_01_R_NG) que par le vérin pneumatique (essai 01_04_R*_GG).

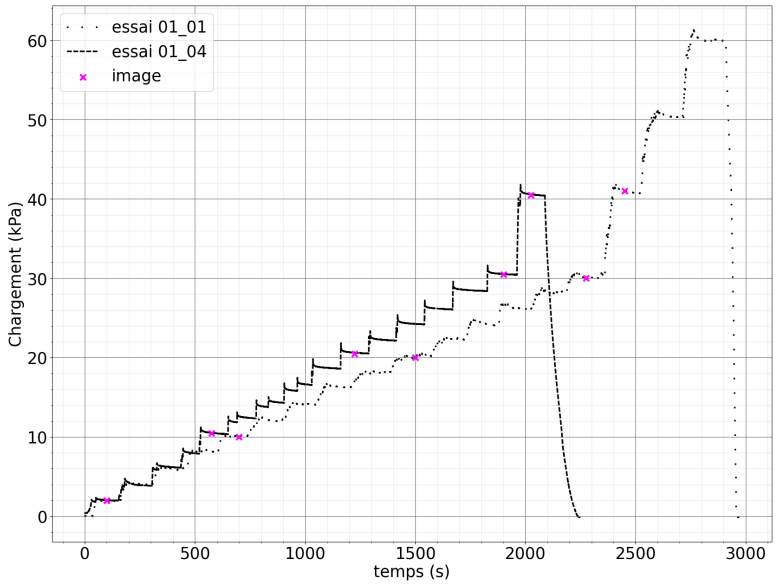


FIGURE 3.22 – Données des capteurs de chargement pour les essais répartis 01_01 et 01_04.

Chargement linéique excentré. La figure 3.23 représente le trajet de chargement mesuré par les capteurs PSAv1 et PSAr1 au cours du temps pour les essais excentrés 01_02_E_NG (pointillés) et 01_03_E_GG (tirets). Les croix magenta repèrent les paliers de chargement 1,7 kPa (uniquement pour l'essai 01_03), 6,9 kPa, 12,1 kPa (uniquement pour l'essai 01_03), 13,8 kPa kPa (uniquement pour l'essai 01_02), 17,2 kPa kPa et 27,6 kPa (uniquement pour l'essai 01_02), pour lesquels les prises de vue et les mesures par fibre optique sont extraites et présentées pour l'analyse des essais au 3.4.3.

Pour l'essai 01_02_E_NG, le chargement a été appliqué en 5 paliers de 120 s avec des incréments de 6,7 kPa (0,2 kN répartis sur la surface du profilé de 0,03 m^2). Dès le second palier, on observe des perturbations sur la valeur du chargement appliqué. Cela provient de la nécessité, pour l'opérateur en charge d'activer le chargement, de resserrer les vis au cours du palier pour maintenir la charge car le terrain s'est enfoncée de manière localisée sous la zone d'application de la charge. Le chargement maximal pour cet essai atteint 33,5 kPa. La voûte n'étant pas destinée à être utilisée à nouveau, le chargement a ensuite été augmenté en continu jusqu'à sa ruine totale.

Pour limiter les perturbations, il a été décidé de diminuer le niveau d'incrément des paliers de chargement pour l'essai 01_03_E_GG. Il comporte 10 paliers de 120 s avec des incréments de 1,7 kPa (0,05 kN), soit un chargement maximal de 17 kPa. La voûte utilisée lors de l'essai 01_03_E_GG ayant vocation a être utilisée pour l'essai 01_04_R*_GG, il n'était pas permis d'endommager la fibre optique

installée dans la voûte. Cela explique pourquoi le chargement maximal est plus faible que pour l'essai 01_02_E_NG.

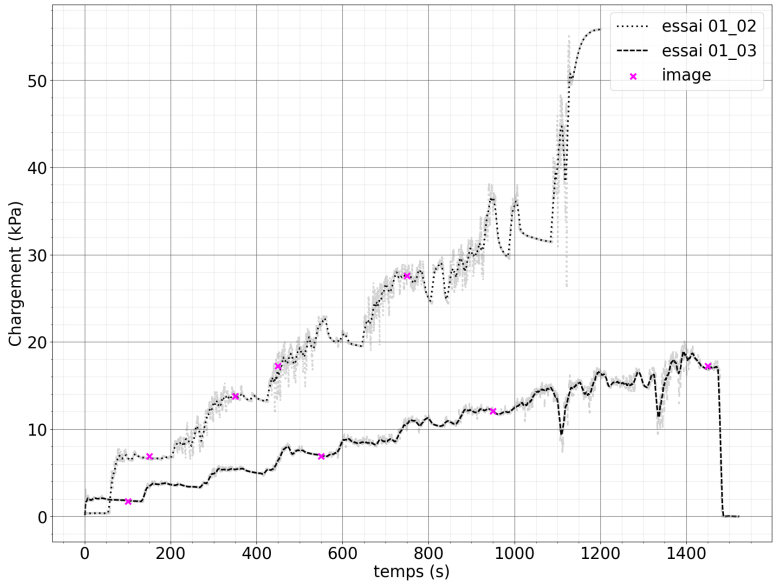


FIGURE 3.23 – Données des capteurs de chargement pour les essais excentrés 01_02 et 01_03.

3.3 Méthodes d'analyse de la cinématique des maquettes

3.3.1 Suivi de la voûte par Tracker

Tracker est un logiciel Open Source de suivi point par point sur images ou vidéo dans un repère orthonormé. Tracker a été conçu dans un but pédagogique pour le suivi de la cinématique de corps physiques lors d'essais en laboratoire (Brown *et al.*, 2024).

Dans un premier temps, nous avons choisi de suivre le déplacement des extrémités inférieures de chaque voussoir afin de suivre la déformée de l'intrados de la voûte au cours de l'expérimentation. La figure 3.24a illustre les deux profils de l'intrados de la voûte au début (en beige) et à un chargement de 20 kPa (en vert), superposés sur une image de la voûte dans son état initial lors de l'essai 01_04_R*_GG, en considérant ces profils comme linéaires par morceaux.

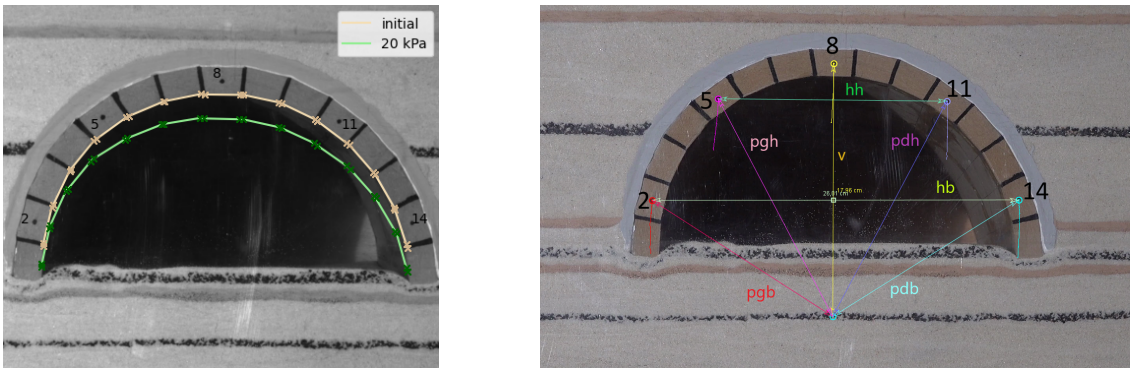
Pour étudier plus en détail et de manière moins chronophage la cinématique de la voûte, on a suivi le déplacement vertical et horizontal des voussoirs marqués n°2, 5, 8, 11 et 14 au cours de l'expérimentation (figure 3.24). L'évolution de ces déplacements est représentée en fonction du chargement. Dans ces représentations, les déplacements verticaux seront comptés positivement vers le bas tandis que les déplacements horizontaux seront comptés positivement vers la droite.

Ce suivi est complété par l'étude de l'évolution de la distance entre deux points prédéfinis au cours du temps, afin de se rapprocher de la mesure de convergence des bases verticales et horizontales réalisées dans le cadre de l'instrumentation du tunnel de Saint-Cloud (section 3.1.1). On a ainsi choisi de suivre 7 bases représentées en figure 3.24b :

— une base verticale, notée « v », reliant le centre de la clé de voûte (voussoir n°8) et un point fixe de référence dans le terrain situé sous le radier ;
— deux bases horizontales, une notée « hb », reliant le voussoir n°2 et le voussoir n°14 et une notée « hh », reliant le voussoir n°5 et le voussoir n°11 ;
— quatre bases inclinées reliées au point fixe de référence, une notée 'pgb', reliant le voussoir n°2, une notée « pgh », reliant le voussoir n°5, une notée « pdh », reliant le voussoir n°11 et une notée « pdb », reliant le voussoir n°14.

L'absence de déplacement du point de référence choisi est démontrée à la figure 3.24. L'évolution de ces bases au cours de l'expérimentation est représentée en fonction du chargement appliqué, en comptant positivement la diminution de leur longueur.

Le suivi point par point proposé par Tracker, bien adapté au suivi des déplacements des voussoirs, est difficilement applicable au suivi du terrain constitué de sable fin.



(a) (b)

FIGURE 3.24 – Position des joints de voussoirs en intrados repérés (a) et illustration des bases suivies (b) sous Tracker pour l'essai 01_04.

3.3.2 Suivi du terrain par GeoPIV-RG

GeoPIV-RG (Geotechnical Particule Image Velocimetry – Reliability-Guided) est un module open source d'analyse d'images sur MATLAB conçu pour les applications de recherche en géotechnique et génie civil (Stanier, 2015; Stanier *et al.*, 2016; De Sauvage, 2018). Il permet de déterminer le déplacement de volumes élémentaires de terrain entre deux images. Il s'inspire pour cela des méthodes de suivi des déplacements utilisées en mécanique des fluides en s'affranchissant de l'utilisation de repères colorés, la granularité du sol offrant un contraste suffisant au suivi des déplacements.

La méthode consiste à diviser l'image n en volumes élémentaires de la taille définie par l'utilisateur (maillage). Le déplacement de chaque volume entre l'image n et $n+1$ est déterminé par un algorithme de corrélation d'images (figure 3.25). Cette détermination se base sur la technique de la vélocimétrie par image de particule (PIV) dont le principe est décrit par Adrian (1991). Le processus se répète ensuite en considérant l'ensemble des images fournies au logiciel et suivant la cinématique de l'essai étudié.

Pour notre analyse, trois maillages ont été testés afin de déterminer le plus adapté au suivi de la cinématique du terrain (figure 3.26) : 10, 15 et 25 pixels. La position du centre de chaque volume élémentaire suivi est représenté par un point allant au cours du chargement du rose clair au violet foncé. Le maillage le plus fin (pas de 10 pixels) localise des zones de terrain dans l'espace vide au centre de la voûte. Ces aberrations ne sont plus obtenues avec les autres maillages. Le maillage à 15 pixels permet de mettre en évidence la cinématique du terrain mais la densité des points représentant les volumes élémentaires rend difficile leur lecture. Le maillage à 25 pixels donne des résultats identiques au maillage à 15 pixels tout en ayant une densité lisible, on choisit ce maillage pour le traitement de l'ensemble des essais. Pour chacun des essais, on fournit au module les images prises à l'aide de la caméra rapide qui ont été prises avec un incrément de 30 s au cours des essais.

Deux types de représentations des résultats obtenus sont effectuées en superposition sur une image montrant l'état initial du système :

— des points rouges repèrent les volumes élémentaires dont le déplacement est supérieur à un seuil défini comme égal au centième de l'ouverture de la voûte (*i.e.* 3 mm) ;
— des vecteurs violet du plus clair au plus foncé en fonction du niveau de chargement croissant et dont la norme est proportionnelle au déplacement du volume élémentaire décrivent les déplacements du terrain.

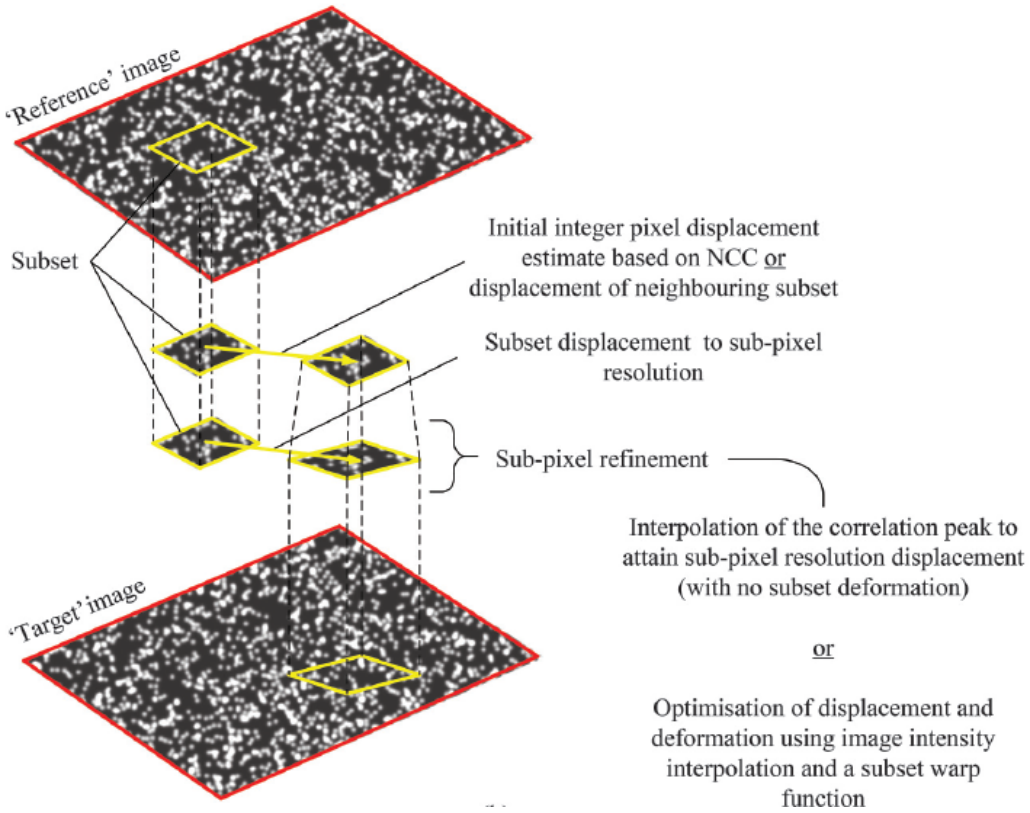
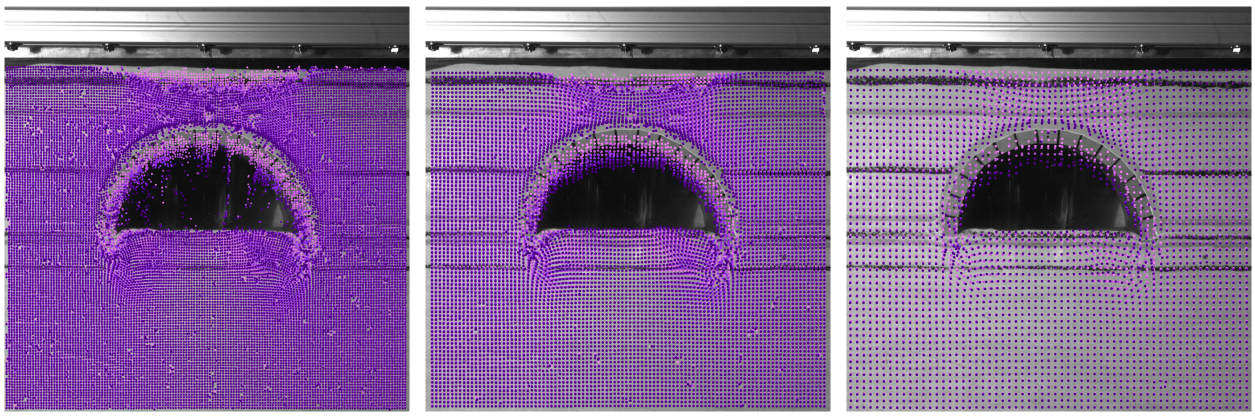


FIGURE 3.25 – Principe général de la méthode geoPIV-RG (Stanier *et al.*, 2016).



(a) (b) (c)

FIGURE 3.26 – Déplacement point par point sous GeoPIV-RG de l'essai 01_04 pour un pas de 10 pixels (a), 15 pixels (b) et 25 pixels (c).

3.3.3 Suivi de la voûte par fibre optique

Comme exposé au paragraphe 1.3, les capteurs à fibre optique distribuée permettent de mesurer de manière continue les déformations le long de l'axe curviligne de câbles à fibre optique attachés à la structure suivie (Floris *et al.*, 2021).

Comme détaillé au paragraphe 3.2.2.3, deux fibres ont été mises en place sur nos voûtes instrumentées (figure 3.27) :

— une fibre « longitudinale » représentée en rouge et destinée principalement au suivi des déformations des voussoirs n°5, 8, 11 et 15 et de la section arrière de la voûte ;
— une fibre « transversale » représentée en vert et destinée principalement au suivi des déformations des sections avant et centrale et du voussoir n°1.

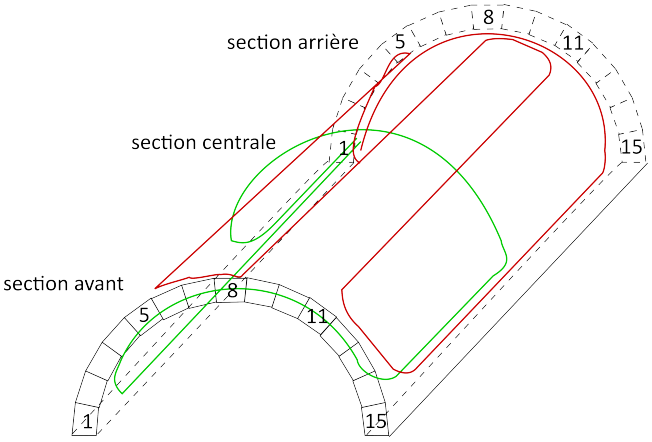


FIGURE 3.27 – Représentation tridimensionnelle de l'instrumentation par fibre optique de la maquette.

Dans un premier temps, on analyse les résultats bruts de chaque fibre en représentant la déformation mesurée en fonction de l'abscisse curviligne de la fibre pour les paliers décrits au paragraphe 3.2.4.3. Sur chaque profil de déformation, on identifie sur fond beige les zones pour lesquelles la fibre se situe en section transversale et en blanc les zones de déformation longitudinale. Le croisement physique entre les deux fibres est identifié par des lignes verticales pointillées.

Pour aller plus loin dans l'analyse, on isole les déformations transversales des trois sections instrumentées (sections avant, centrale et arrière) que l'on représente, pour chaque palier de chargement, en fonction de l'abscisse curviligne de l'intrados. Les 15 voussoirs sont repérés selon la numérotation décrite à la figure 3.17b et les joints entre chaque voussoir sont matérialisés par des lignes pointillées verticales. Les zones sur fond gris mettent en évidence les valeurs négatives de déformation de la fibre optique associées à de la compression, tandis que les zones sur fond blanc correspondent aux valeurs positives associées à de la traction.

3.4 Résultats et analyses des essais sur maquettes

On se propose de détailler l'analyse de l'essai 01_04_R*_G. Les trois autres essais seront présentés plus succinctement, en insistant sur leurs spécificités. Des compléments pour ces trois essais sont renvoyés en annexe E.

3.4.1 Analyse détaillée de l'essai surfacique réparti 01_04_R*_GG

L'essai 01_04_R*_GG est réalisé sur la seconde voûte instrumentée, utilisée précédemment pour l'essai linéique excentré 01_03_E_GG, avec deux fibres gainées et sollicitée par un chargement surfacique uniformément réparti sur la surface du terrain au moyen du vérin pneumatique. Il intègre ainsi les deux évolutions mises en place suite au retour d'expérience de l'essai 01_01_R_NG :

— le remplacement de la fibre nue transversale par une fibre gainée, pour éviter les fortes perturbations de mesure et les pertes de signal observées sur la fibre nue ;



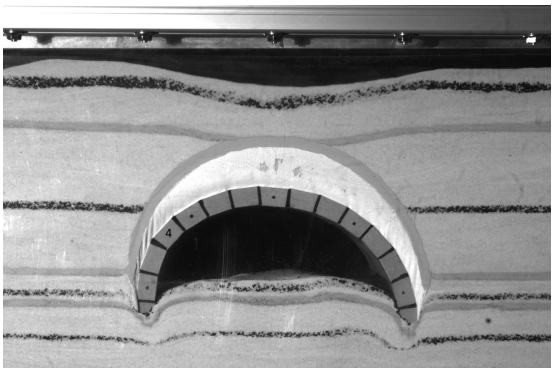
(a) 2 kPa



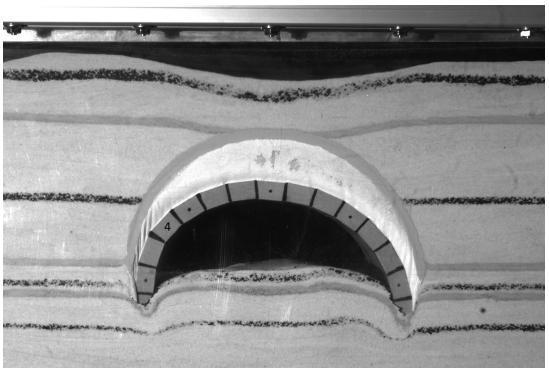
(b) 10 kPa



(c) 20 kPa

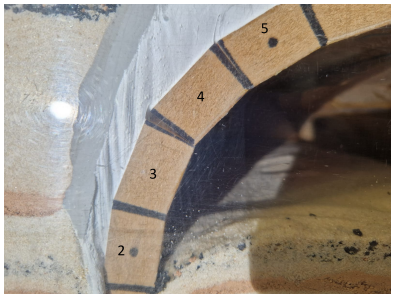


(d) 30 kPa

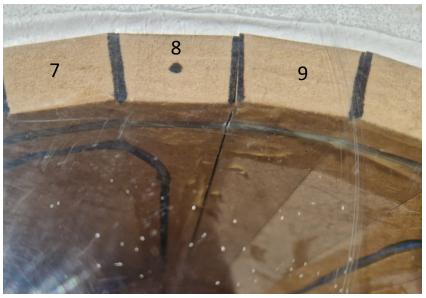


(e) 40 kPa

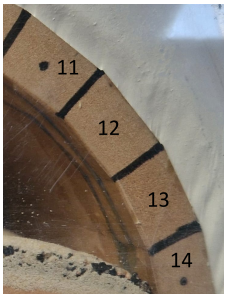
FIGURE 3.28 – Photos de la maquette sous chargement réparti au vérin 01_04_R*_GG.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 3.29 – Photos de l'essai 01_04_R*_GG au droit du voussoir n°4 (a) n°8 (b) et n°12 (c) à la fin du chargement.

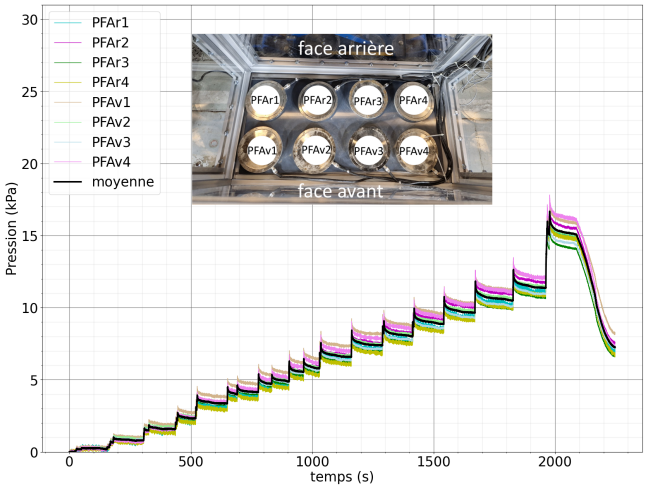


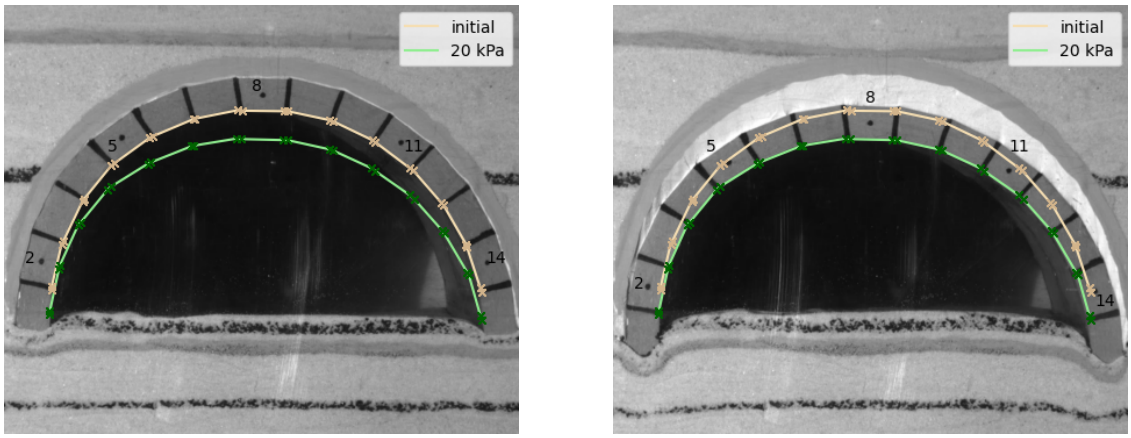
FIGURE 3.30 – Données des capteurs de chargement en fond de boite pour l'essai 01_04_R*_GG.

— le remplacement du dispositif de chargement par vis de serrage au profit d'un vérin pneumatique pour assurer une répartition homogène de la charge sur la surface du terrain, quelle que soit l'évolution de son profil durant l'essai.

La figure 3.28 présente l'évolution de la voûte et de son terrain encaissant au cours du chargement. L'observation visuelle montre un déplacement vertical général vers le bas de la voûte ainsi qu'une ouverture en intrados des joints situés de part et d'autre de la clé de voûte (figure 3.29b), indiquant un déplacement par translation verticale vers le bas de la clé de voûte. Le mécanisme visible n'est pas symétrique, avec l'ouverture générale en intrados de joints du côté du piédroit droit et l'ouverture en extrados de joints du côté du piédroit gauche. On observe parallèlement une ouverture en extrados des joints situés de part et d'autre du voussoir n°4 (figure 3.29a). On observe la même chose de part et d'autre du voussoir n°12 mais de manière beaucoup plus atténuée (figure 3.29c). Le terrain situé au-dessus de la voûte et sous les piédroits suit également un mouvement vertical vers le bas tandis que celui situé à la surface libre à l'intérieur du tunnel « remonte » à l'intérieur.

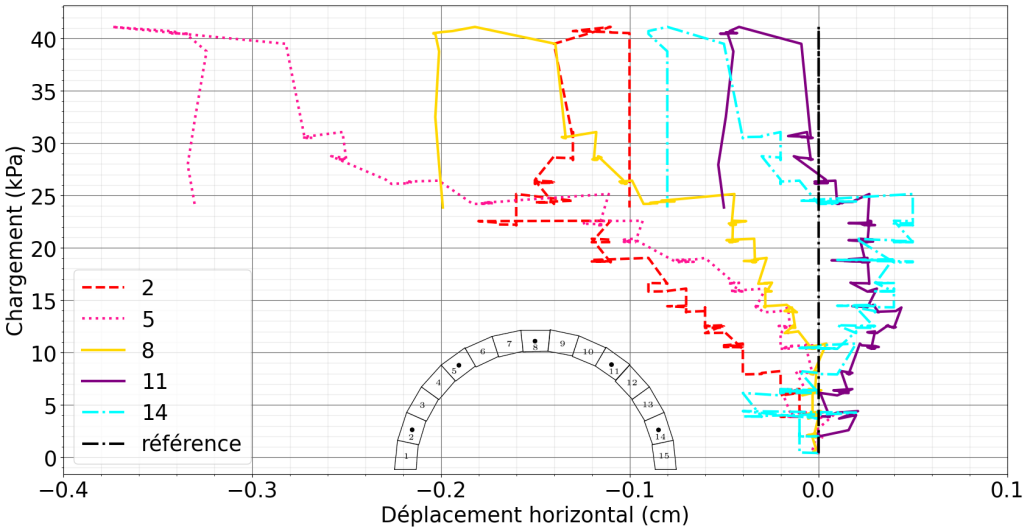
La figure 3.30 donne l'évolution de la pression enregistrée par les capteurs disposés en fond de boîte tels que numérotés à la figure 3.15 au cours du temps. Le suivi de la pression au fond de la boîte d'expérimentation montre la bonne homogénéité de la répartition du chargement sur l'ensemble du terrain au cours de l'expérimentation.

3.4.1.1 Étude de la cinématique de la voûte par Tracker

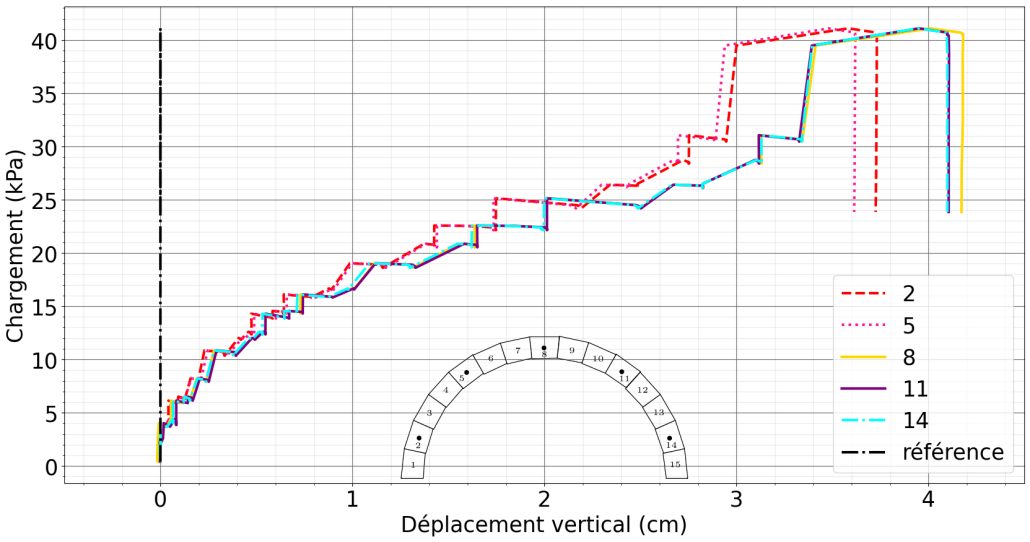


(a) (b)

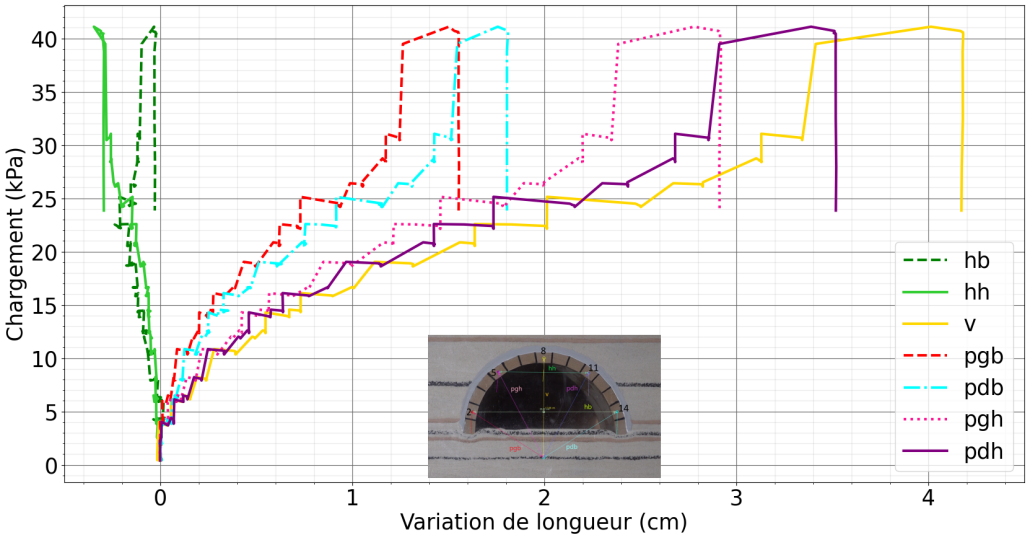
FIGURE 3.31 – Position des joints de voussoirs en intrados repérés sous Tracker de l'essai 01_04 superposé avec une photo à l'état initial (a) et déformé sous 20 kPa (b).



(a)



(b)



(c)

FIGURE 3.32 – Déplacements horizontal (a) et vertical (b) (cm) des voussoirs marqués et variations de longueurs (cm) sur Tracker pour l'essai 01_04_R*_GG au cours du chargement (kPa).

L'analyse d'images sous Tracker est conduite selon la méthode présentée au paragraphe 3.3.1. Elle permet d'affiner et de quantifier la cinématique identifiée lors des observations visuelles préliminaires sur la voûte.

La figure 3.31 représente l'évolution de l'intrados entre l'état initial (a) et le chargement 20 kPa (b). En relevant les coordonnées des extrémités de chaque voussoir et chaque joint, on peut alors calculer la variation de largeur des voussoirs et des joints entre les états initial et déformé. Pour les voussoirs, elle est inférieure à 2 % tandis qu'elle varie de 0 à 27 % en valeurs absolues pour les joints. Considérant la mesure sous Tracker précise au millième de millimètre, les mesures de variation de largeur des voussoirs valident l'hypothèse d'un comportement avec blocs rigides. Les déformations les plus importantes sont relevées au droit des joints entre les voussoirs n°1 et n°2 (22 %), n°3 et n°4 (26 %), n°6 et n°7 (15 %), n°8 et n°9 (27 %), n°11 et n°12 (20 %) et n°14 et n°15 (-11 %). La valeur relevée positivement entre le voussoir n°8 et n°9 traduit l'ouverture observée du joint tandis que les valeurs relevées en piédroits correspondent à un mouvement de cisaillement.

Le suivi du déplacement vertical des 5 voussoirs marqués de la voûte au cours de l'essai en fonction du chargement à la figure 3.32b montre que l'ensemble des voussoirs suivis ont eu un mouvement global de translation verticale. Le piédroit droit (voussoir n°14) s'est enfoncé dans le terrain avec une plus grande amplitude que le piédroit gauche (voussoir n°2), le déplacement vertical atteignant $2,5$ mm et $3,3$ mm pour le piédroit droit contre $2,2$ mm et $2,9$ mm pour le piédroit gauche à la fin de l'application des paliers de chargement 25 kPa et 30 kPa respectivement. La clé (voussoir n°8) s'est enfoncée avec la même amplitude que le piédroit droit tout au long de l'essai. Le suivi des bases inclinées *pgb* et *pdb* (figure 3.32c) montre que les piédroits se rapprochent du point fixe situé dans le terrain sous le radier, avec un piédroit droit plus proche du point fixe que le piédroit gauche, coïncidant ainsi avec la déformée dissymétrique observée visuellement. Les amplitudes des déplacements horizontaux dans des sens opposés des voussoirs n°2 et n°14, respectivement de $0,12$ mm et $0,02$ mm au chargement 20 kPa (figure 3.32a), confirment l'existence d'une dissymétrie de la déformée.

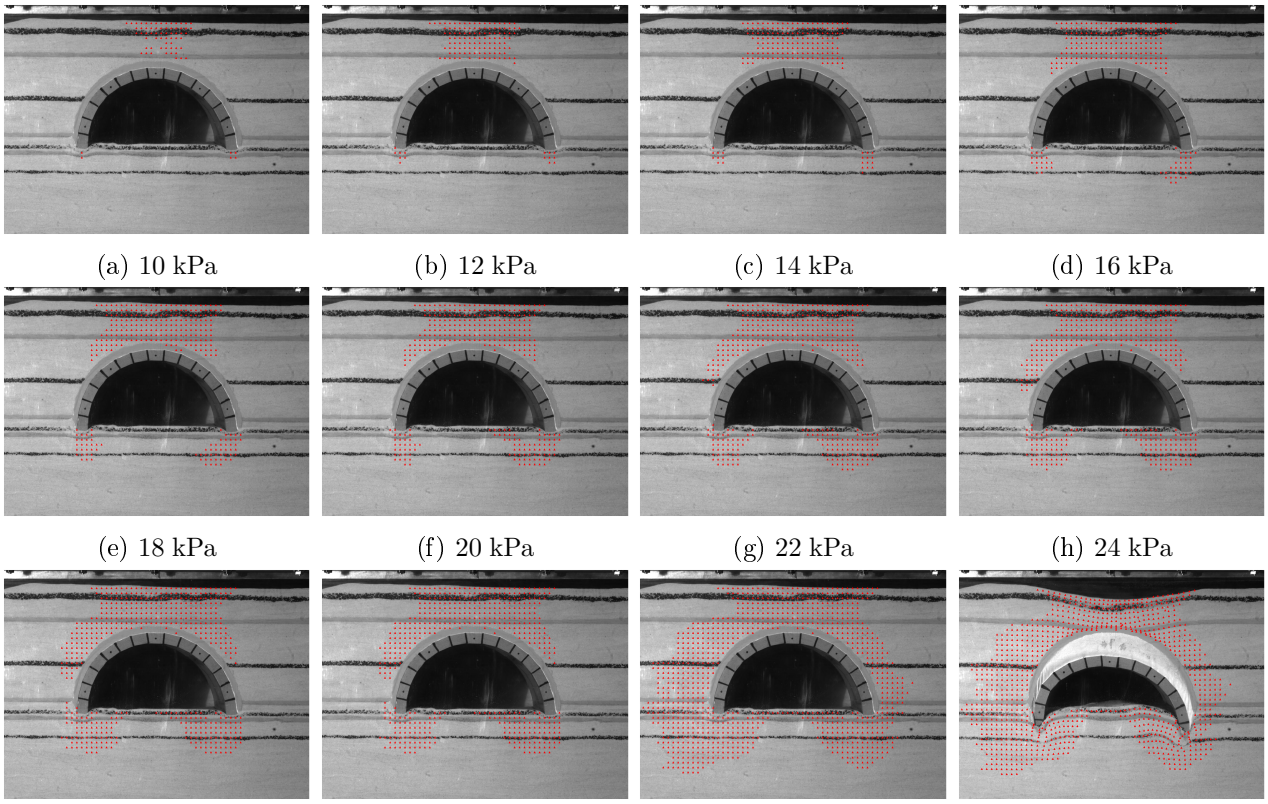
On identifie deux chargements pour lesquels les mesures présentent des variations significatives : les paliers 25 kPa et 30 kPa. L'absence de déplacement observée entre le chargement 30 kPa et 40 kPa est liée au mode de chargement avec l'application en un seul incrément entre ces deux valeurs de chargement de 10 kPa. Avant 30 kPa, les déplacements sont stabilisés à la fin de chaque palier de chargement (figure E.2 en annexe E.1). Les déplacements verticaux enregistrés augmentent de manière significative lorsque le chargement atteint 25 kPa, avec un changement dans le comportement horizontal du piédroit droit de la voûte, sans qu'il ne soit possible pour autant d'identifier clairement le caractère réversible ou non de la déformation. Nous proposons néanmoins d'assimiler ce seuil de chargement à la rupture. La décharge réalisée à la fin de l'essai n'est accompagnée d'aucun déplacement, ni vertical, ni horizontal sur l'ensemble des voussoirs. Cela corrobore l'hypothèse selon laquelle la rupture du système a été atteinte.

Les mécanismes se produisant dans la voûte peuvent ainsi être découplés entre une phase située avant le chargement 25 kPa assimilé à la rupture et une phase située après ce chargement. On constate que la voûte présente un comportement non-linéaire tout au long du chargement. Avant l'atteinte de la valeur seuil de chargement de 25 kPa, les piédroits s'écartent vers l'extérieur de la voûte, avec une amplitude inférieure à $0,2$ mm (figure 3.32a). Au-delà de 25 kPa, on observe un déplacement vers la gauche pour l'ensemble des points suivis hormis le voussoir n°2. Le suivi de l'évolution des 7 bases de mesures (figure 3.32c) permet de mettre en évidence un rapprochement global des bases verticales (nommées *hb* et *hh*) de l'initiation du chargement jusqu'au niveau de chargement de 25 kPa. Au-delà de ce chargement, les voussoirs n°5 et 11 continuent de s'écarter (base *hh*) tandis que les voussoirs n°2 et 14 tendent à se rapprocher (base *hb*), indiquant une « ovalisation » de la voûte.

Le déplacement horizontal dans des directions opposées des voussoirs n°2 et n°5 après le chargement 25 kPa (figure 3.32a) est en adéquation avec la présence d'une rotule entre ces deux voussoirs et est à relier avec l'ouverture en extrados du joint du voussoir n°4 (figure 3.29a).

3.4.1.2 Étude de la cinématique du terrain par GeoPIV-RG

Le suivi de la cinématique du terrain est réalisé grâce au logiciel GeoPIV-RG selon la méthode présentée au paragraphe 3.3.2. Il permet d'affiner les observations visuelles préliminaires et d'identifier

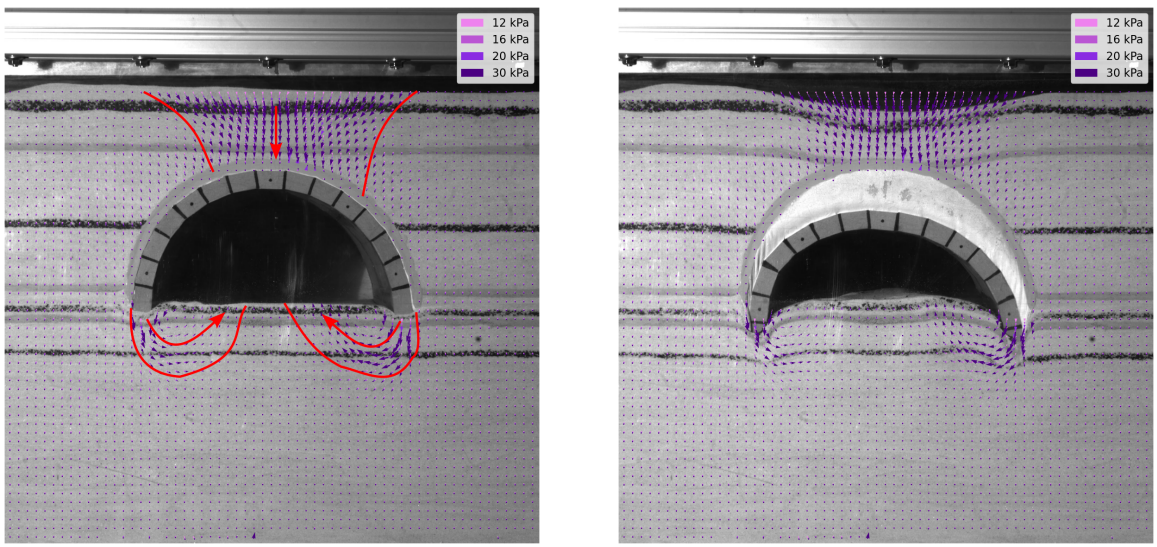


(a) 10 kPa (b) 12 kPa (c) 14 kPa (d) 16 kPa

(e) 18 kPa (f) 20 kPa (g) 22 kPa (h) 24 kPa

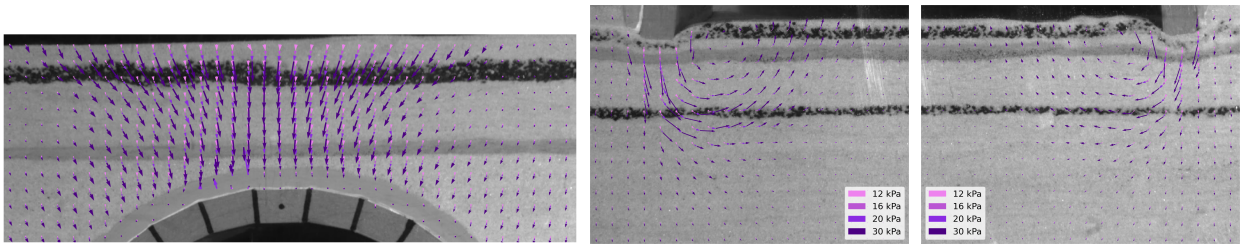
(i) 26 kPa (j) 28 kPa (k) 30 kPa (l) 40 kPa

FIGURE 3.33 – Evolution des zones de terrain en déplacement sous GeoPIV-RG au cours de l'essai 01_04_R*_GG au cours du chargement.



(a) (b)

FIGURE 3.34 – Déplacement point par point des volumes élémentaires de terrain au cours de l'essai 01_04_R*_GG superposés à l'image de l'état initial (a) et déformé (b).



(a) (b) (c)

FIGURE 3.35 – Mouvements du terrain au cours de l'essai 01_04_R*_GG en clé (a) et en piédroits (b,c).

et caractériser les mécanismes de ruine dans le terrain.

La figure 3.33 représente les zones du terrain où les déplacements sont les plus significatifs, *i.e.* dont le déplacement par rapport à l'état initial est supérieur à 3 mm correspondant à 1/100 du diamètre de la voûte, pour tous les paliers à partir du chargement 10 kPa. Il n'y a pas de mouvement dans le terrain avant ce chargement. Les données sont prises pour une image située entre le temps médian et final d'application du palier indiqué sous chaque image.

Cette représentation permet de confirmer l'observation visuelle : le terrain est essentiellement mobilisé au-dessus de la voûte et au niveau des piédroits de la voûte jusqu'au chargement 28 kPa. Au-delà, on observe une mobilisation de toute la zone de terrain environnant le tunnel. L'analyse des données obtenues sous Tracker a permis d'identifier la rupture de la voûte pour le palier de chargement 25 kPa. La rupture dans le terrain semble se produire de manière différée avec celle de la voûte.

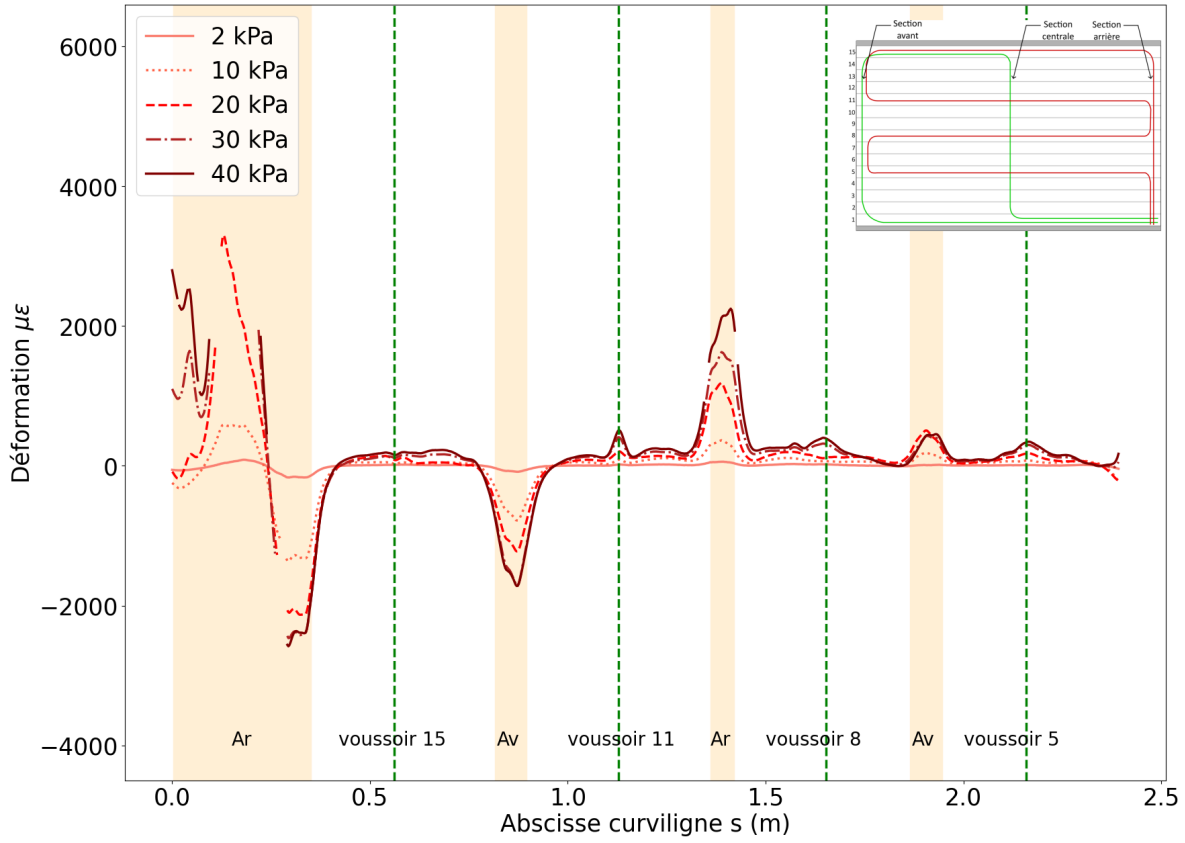
La figure 3.34 présente l'évolution des déplacements des volumes élémentaires du terrain au cours de l'essai superposés à l'image du système dans son état initial (a) et dans son état déformé sous 40 kPa (b) pour les paliers de chargement 12 kPa, 16 kPa, 20 kPa et 30 kPa. On observe plus en détail la zone de terrain située au-dessus de la clé de voûte et au niveau des piédroits en présentant des zooms en figure 3.35. On peut remarquer qu'une zone trapézoïdale de terrain située au dessus de la voûte (figure 3.35a) est mobilisée dans un déplacement vertical vers le bas. C'est la conséquence de l'affaissement plus marqué de la clé par rapport au reste de la voûte. Au niveau de chaque piédroit, une zone semi-circulaire de terrain est animée par un mouvement correspondant à un poinçonnement en première approximation (figures 3.35b et 3.35c). Cette cinématique est à rapprocher des mécanismes de rupture explorés dans la section 2.5.4, adaptée ici au cas d'un sol de Coulomb, et nous conforte dans la représentativité des mécanismes explorés par l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture. En effet, comme indiqué par Terrade (2017), l'utilisation d'un mécanisme de rupture virtuel similaire au mécanisme réel est un gage de représentativité du modèle analytique.

3.4.1.3 Étude de la cinématique de la voûte par fibre optique

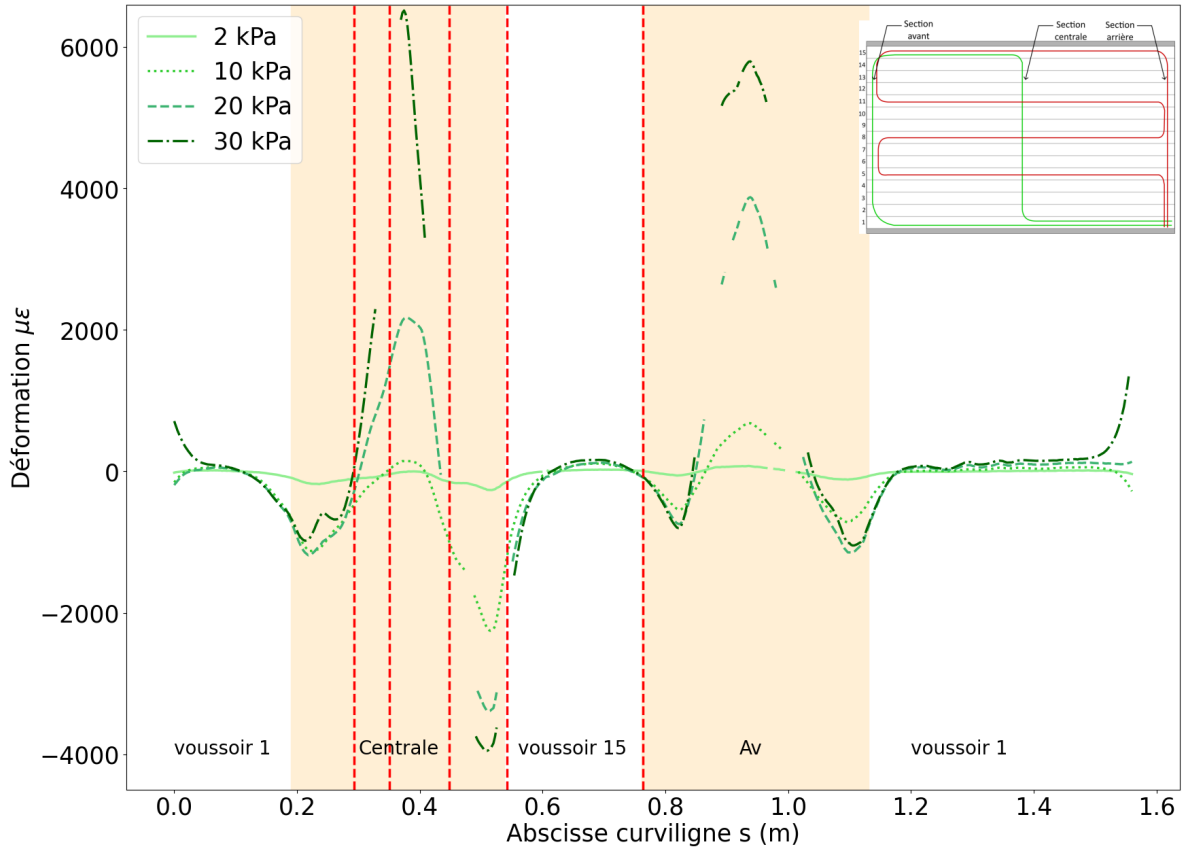
Les mesures de déformation obtenues par les fibres optiques positionnées en intrados de la voûte sont données à la figure 3.36 et présentées comme décrit dans le paragraphe 3.3.3. On note que le palier de chargement 40 kPa n'est pas représenté à la figure 3.36b car le signal a été perdu avant d'atteindre ce chargement.

On constate que les déformations en section transversale (fond beige) sont d'un ordre de grandeur dix fois plus élevé que celles observées longitudinalement. Cette observation est cohérente avec l'hypothèse de déformations planes, c'est-à-dire avec des déformations négligeables dans l'axe longitudinal. La suite de ce paragraphe se focalise alors sur les déformations en section de la voûte.

On observe principalement de la traction des fibres à l'exception des portions de fibre « longitudinale » (figure 3.36a) situées en section transversale au niveau de la base du piédroit droit (voussoirs n°11 à 15) entre les abscisses curvilignes $s = 0,25$ et $0,40$ m puis entre $s = 0,75$ et $0,90$ m et de fibre « transversale » (figure 3.36b) à la base des piédroits. Les mesures prises en section centrale entre les abscisses curvilignes $s = 0,2$ et $0,6$ m (figure 3.36b) montrent une compression plus importante du piédroit droit que du piédroit gauche. Ce n'est pas le cas pour la section avant filmée représentée entre les abscisses curvilignes $s = 0,8$ et $1,2$ m, où les niveaux de déformation des deux piédroits sont très



(a)



(b)

FIGURE 3.36 – Déformation le long de la fibre longitudinale (a) et transversale (b).

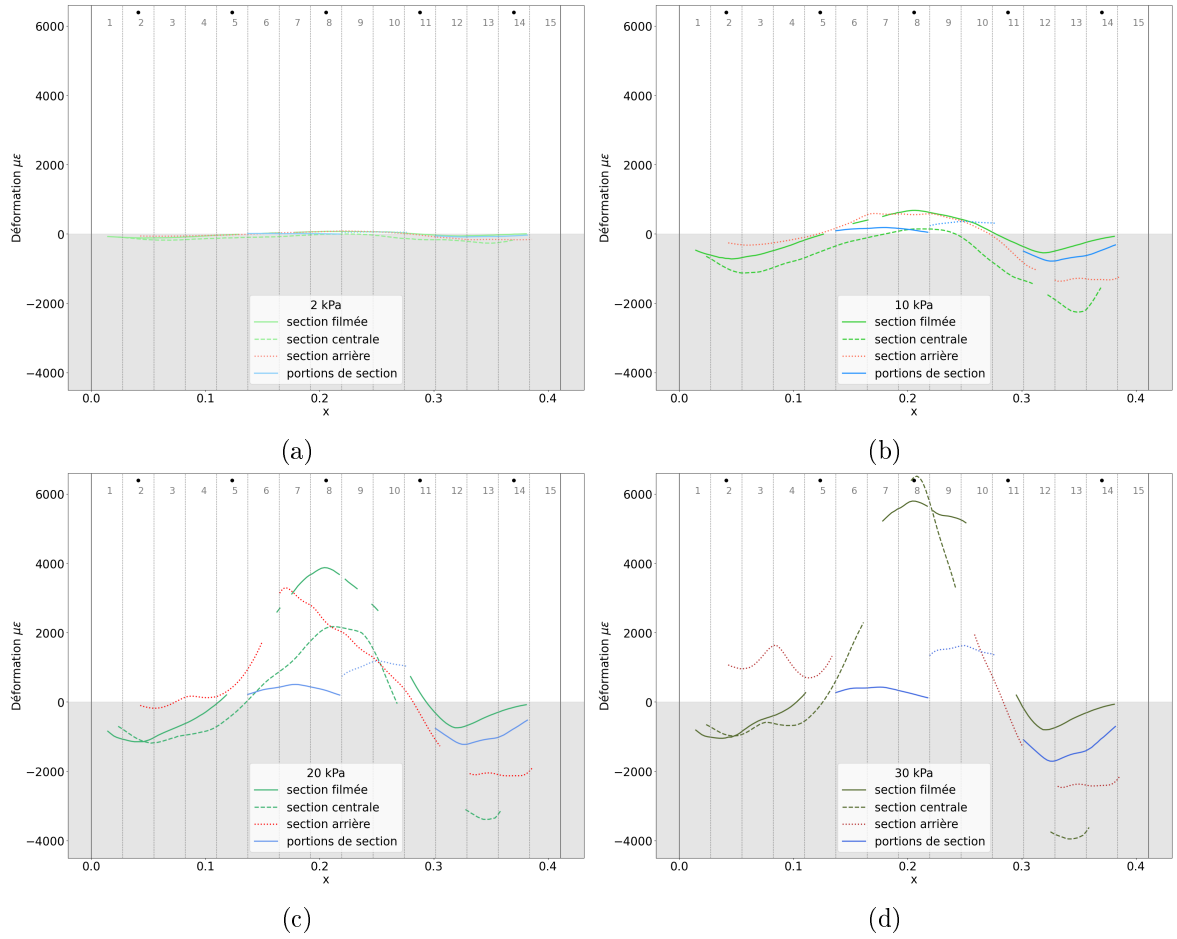


FIGURE 3.37 – Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_04_R*_GG pour les paliers de chargements 2 kPa (a), 10 kPa (b), 20 kPa (c) et 30 kPa (d).

proches.

Le suivi de l'évolution des déformations des trois sections transversales (section avant filmée, section centrale et section arrière non vue) au cours du chargement à quatre paliers donnés (2, 10, 20 et 30 kPa) (figure 3.37) permet d'apprécier plus précisément la compression en base des piédroits et la traction sur les voussoirs centraux. Les données obtenues mettent en évidence que la fibre située sur la partie centrale de la voûte entre les voussoirs 5 et 11 est en traction, avec un pic de valeur atteint en clé (voussoir n°8), ce qui est concordant avec l'ouverture des joints de la clé en intrados observée visuellement comme sous Tracker. La fibre positionnée au niveau des voussoirs situés à proximité des piédroits (n°1 à 4 à gauche et n°12 à 15 à droite) est en compression, ce qui est concordant avec l'ouverture en extrados des joints. Ces données sont cohérentes avec le mécanisme de rupture par formation de rotules et ouverture de joints en intrados en clé et extrados en piédroit.

Les portions de sections suivies, représentées en bleu à la figure 3.37, ne se superposent pas aux mesures obtenues par la fibre collée sur la totalité de la section transversale. On suppose que le collage de ces portions de section formant un virage circulaire (figure 3.18a) ne permet pas de retranscrire la déformation de la section. Ces mesures permettent néanmoins de définir le comportement en traction ou en compression de la portion suivie de manière concordante avec les mesures prenant en compte la section complète.

La maquette ne se comporte pas parfaitement en déformation plane sur l'ensemble de la structure compte tenu des effets de bords introduits par les contacts de la voûte avec la surface vitrée à l'avant et la cale en contreplaqué à l'arrière. Cela peut également être le résultat de dissymétries induites par le schéma de collage de la fibre optique en intrados apportant une certaine cohésion à la structure inégalement répartie. Les différences d'amplitude de déformations relevées par la fibre optique entre la section filmée et la section arrière confirment l'existence de ces effets de bords.

3.4.1.4 Synthèse de la cinématique du tunnel

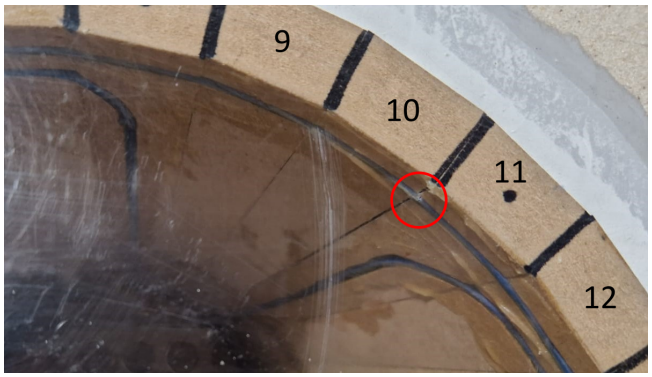


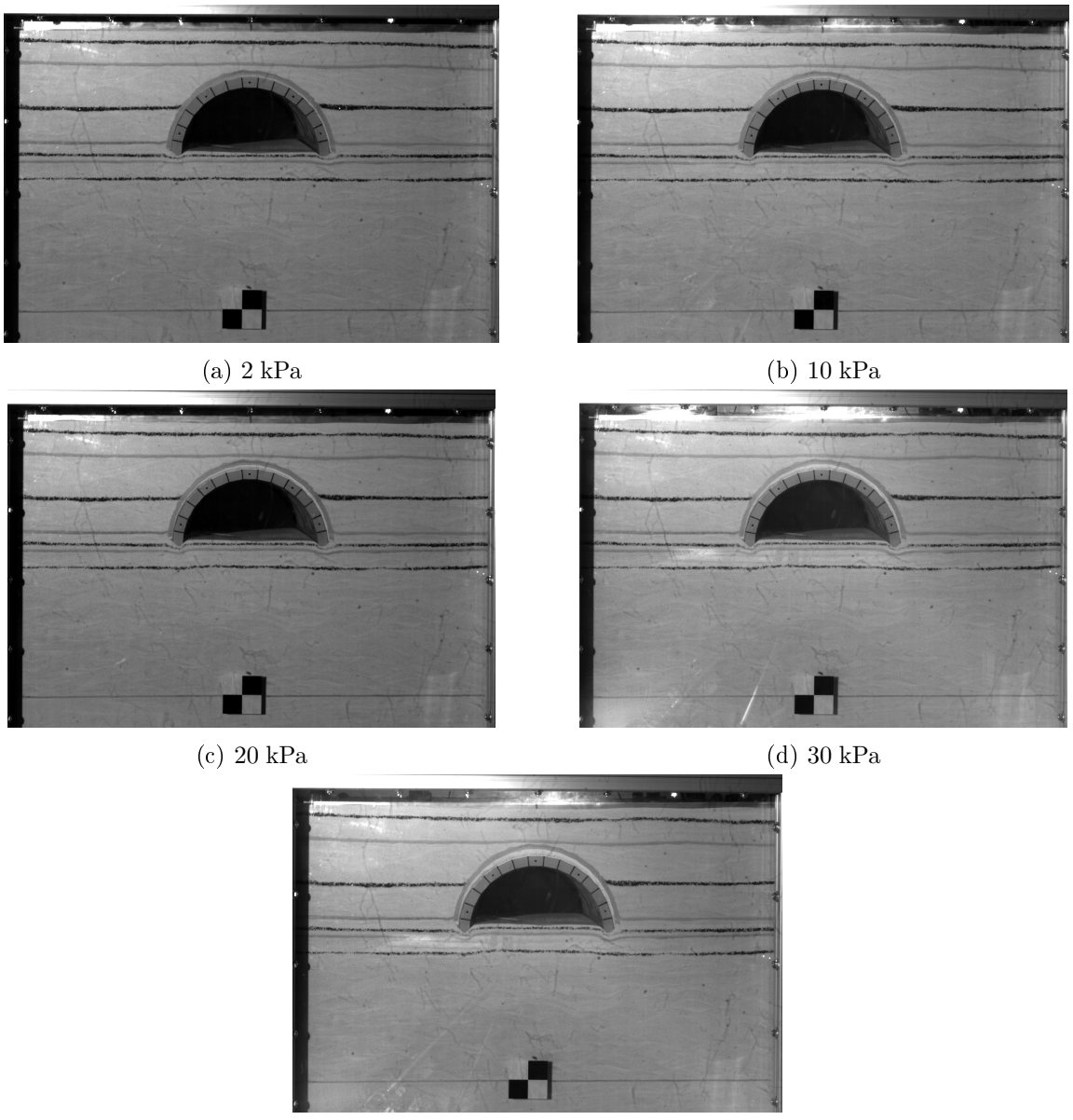
FIGURE 3.38 – Mise en évidence de la rupture de la continuité du collage de la fibre en intrados de la voûte à la fin de l'essai 01_03_E_GG.

La maquette de tunnel testée lors de l'essai 01_04_R*_GG s'est déformée dans un premier temps par une translation verticale dissymétrique vers la gauche du terrain sus-jacent la voûte, suivi de la clé, et probablement du piédroit droit. En parallèle, les piédroits se sont écartés avec l'apparition de rotules avec ouverture des joints en extrados autour des voussoirs n°4 et n°12. Ensuite, un mécanisme d'ovalisation de la voûte a eu lieu. Le comportement dissymétrique de la voûte, malgré un chargement réparti uniformément sur la surface du terrain, s'explique en partie par le réemploi de la voûte sur laquelle l'essai excentré 01_03_E_GG a été réalisé. On suppose que des points de collage ont été fragilisés par le premier essai, conduisant à favoriser la rupture des joints du côté droit de la voûte plutôt que ceux du côté gauche (figure 3.38).

Au cours du chargement, on a observé un poinçonnement du terrain sous chacun des piédroits avec un soulèvement du radier. Les mesures obtenues par fibre optique indiquant de la compression en base des piédroits et de la traction en clé de voûte sont en concordance avec l'ovalisation de la voûte décrite à l'aide de Tracker. Les déplacements de la voûte et du terrain paraissent cohérents avec le mécanisme de poinçonnement proposé dans le paragraphe 2.5.4.

3.4.2 Analyse de l'essai réparti 01_01_R_NG

L'essai 01_01_R_NG est réalisé sur la première voûte instrumentée avec une fibre « longitudinale » gainée et une fibre « transversale » nue (figure 3.18b). La maquette est sollicitée par un chargement surfacique uniformément réparti sur la surface du terrain et appliqué au moyen de quatre vis de serrage disposées sur une plaque d'aluminium (figure 3.14b).



(a) 2 kPa (b) 10 kPa

(c) 20 kPa (d) 30 kPa

(e) 40 kPa

FIGURE 3.39 – Photos de la maquette sous chargement réparti 01_01_R_NG.

Observations préliminaires. L'observation visuelle (figure 3.39) de l'évolution de la voûte et de son terrain encaissant au cours du chargement montre un déplacement vertical général vers le bas de la voûte. Aucune ouverture de joint ou décalage de voussoir n'est observé, la voûte semble s'enfoncer dans le terrain de manière monolithique.

Si on compare visuellement les deux essais réalisés avec un chargement surfacique réparti, on remarque que les déplacements enregistrés par la maquette sont beaucoup moins importants dans l'essai 01_01_R_NG à niveaux de chargement égaux (figures 3.28 et 3.39). Les chargements appliqués par vérin pneumatique ou plaque rigide ne sont pas équivalents et entraînent alors une réponse différente du système.

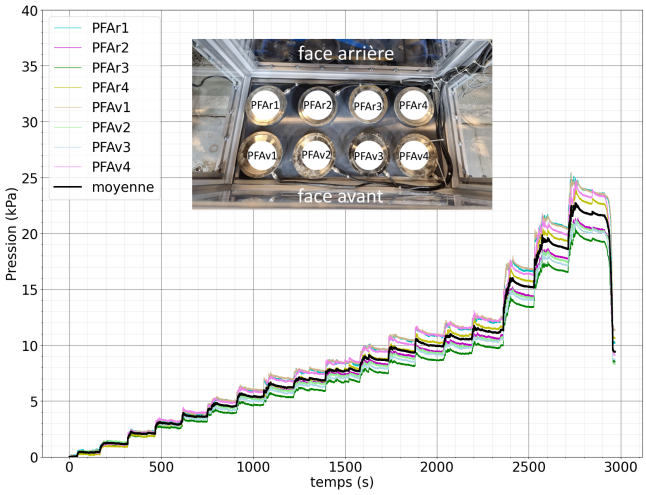


FIGURE 3.40 – Données des capteurs de chargement en fond de boite pour l'essai 01_01_R_NG.

Lors de la dépose du dispositif de chargement à la fin de l'essai, il a été observé une dépression de sable à la surface sus-jacente à la voûte. De plus, les capteurs en fond de boîte situés sous la voûte (PFAv2, PFAr2, PFAv3, PFAr3) (figure 3.40) relèvent des pressions inférieures à celles relevées par les capteurs situés sous une couche de terrain éloignée de la voûte (PFAv1, PFAr1, PFAv4, PFAr4) dès le palier de chargement 4 kPa avec une différence de pression allant jusqu'à 5 kPa entre deux capteurs pour le dernier palier de chargement. Ces mesures prises au fond de la boîte d'expérimentation permettent d'étayer l'hypothèse de répartition hétérogène de la charge surfacique. Compte-tenu des observations visuelles faites lors de la dépose du modèle, des pressions mesurées en fond de boîte et de la rigidité de la plaque d'aluminium, il est possible d'affirmer qu'une perte de contact entre la surface libre du terrain et la plaque d'aluminium s'est produite au cours du chargement. Le chargement appliqué en surface a principalement été transmis latéralement dans le sol dès le palier de chargement 4 kPa. C'est pourquoi il a été décidé de modifier le dispositif de chargement lors de l'essai 01_04_R*_GG et de le remplacer par un vérin souple qui s'adapte à l'évolution de la géométrie de la surface du terrain au cours du chargement.

Étude de la cinématique par analyses d'images. La figure 3.41 représente les déplacements horizontal (a) et vertical (b) des 5 voussoirs marqués de la voûte au cours de l'essai en fonction du chargement.

Les déplacements horizontaux (figure 3.41a) sont négligeables jusqu'à 30 kPa hormis pour le voussoir n°2 sur le piédroit gauche qui montre des déplacements de faible amplitude vers le terrain à partir du palier de chargement 12 kPa. Au-delà du palier de chargement 30 kPa, les bases de piédroits (voussoirs n°2 et 14) s'écartent vers l'extérieur de la voûte, avec un déplacement plus marqué du piédroit gauche atteignant une amplitude de $0,3$ cm. Les voussoirs n°5, n°8 et n°11 gardent un déplacement horizontal inférieur au demi millimètre avant la phase de décharge, indiquant un déplacement purement vertical de ces voussoirs.

Le déplacement vertical des cinq voussoirs marqués est de même ordre de grandeur, avec un enfoncement sensiblement plus marqué (écart inférieur à 2 mm) du côté du piédroit gauche (figure 3.41b).

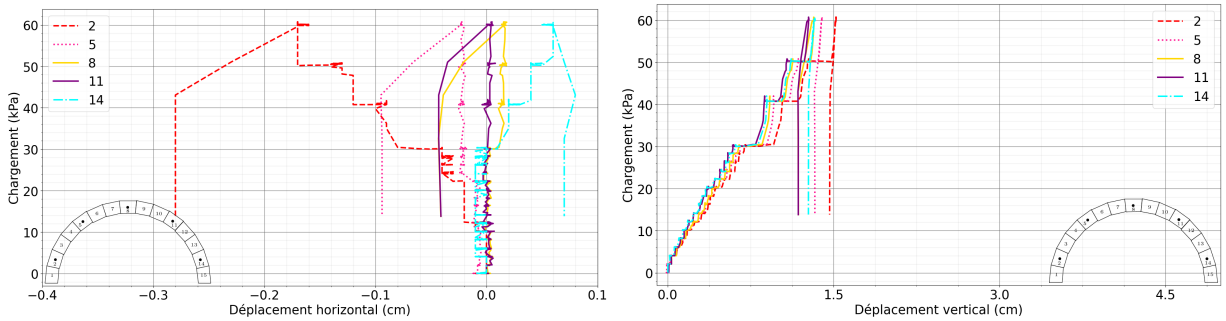
La courbe reliant les déplacements verticaux au chargement semble linéaire, évoquant un comportement élastique de la voûte au cours du chargement. Les déplacements de la structure n'enregistrent pas de variation en fin d'essai au moment du déchargement, cela traduit le caractère irréversible des déformations du système. On suppose que les déformations irréversibles identifiées sont principalement liées au tassement du terrain.

La figure 3.42 présente les zones de déplacement les plus significatives (c'est-à-dire supérieures à 3 mm par rapport à l'état initial) du terrain au cours du chargement. En-deçà du chargement 22 kPa, ce traitement ne permet pas d'identifier de zones en déplacement dans le terrain. À partir de 22 kPa, on observe des déplacements de la zone du terrain située entre le bas de la voûte et la surface du terrain, plus prononcés sur le côté gauche. Ce chargement correspond à l'atteinte d'un déplacement vertical

d'environ 3 mm des voussoirs marqués (figure 3.41b). Le déplacement des voussoirs et du terrain est ainsi similaire. La figure 3.43 permet de visualiser le comportement de translation verticale vers le bas de l'ensemble du terrain, sans que l'on puisse précisément dégager de mécanisme de ruine.

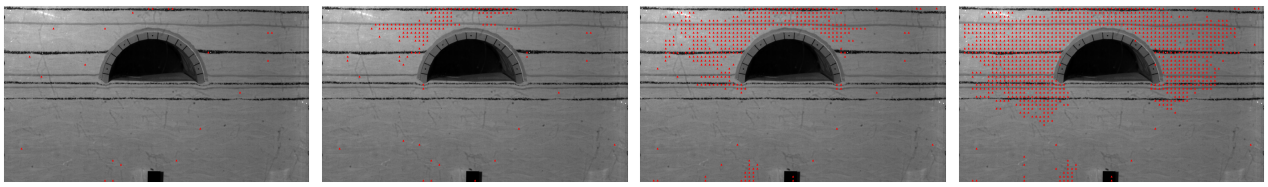
Le terrain situé sous la voûte entre ses deux piédroits reste immobile. Compte-tenu du déplacement vertical de la voûte identifié à la figure 3.41b, la voûte s'enfonce verticalement avec le terrain situé directement sous ses piédroits et sur sa surface dans un mouvement monolithique de cet ensemble. Ces observations corroborent l'hypothèse formulée d'après les résultats obtenues sous Tracker des déformations irréversibles survenues dans le terrain par son tassement.

Les déplacements horizontaux et verticaux de la voûte sont respectivement jusqu'à trois et quatre fois plus élevés pour l'essai 01_04_R*_GG au chargement 30 kPa (figures 3.32 et 3.41). Ces valeurs numériques confortent l'idée que le dispositif de chargement par vis de serrage n'est pas adapté à l'application d'une pression uniforme lorsque la surface du terrain se déforme.



(a) (b)

FIGURE 3.41 – Déplacements horizontal (a) et vertical (b) (cm) des voussoirs marqués sur Tracker pour l'essai 01_01_R_NG au cours du chargement (kPa).



(a) 20 kPa (b) 22 kPa (c) 30 kPa (d) 40 kPa

FIGURE 3.42 – Evolution du déplacement dans le terrain au cours du chargement du modèle.

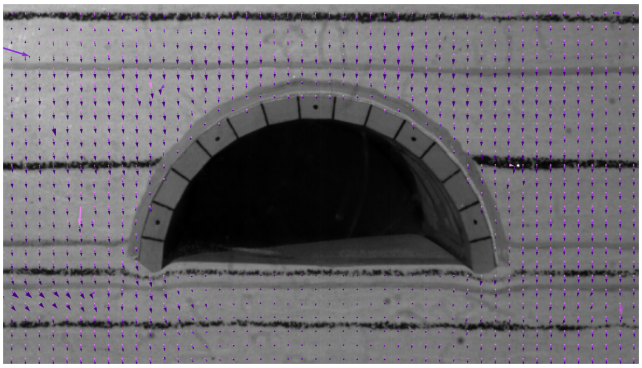


FIGURE 3.43 – Déplacement du terrain sous GeoPIV-RG pour l'essai 01_01_ R_NG avec un pas de 25 pixels avec image de l'état initial.

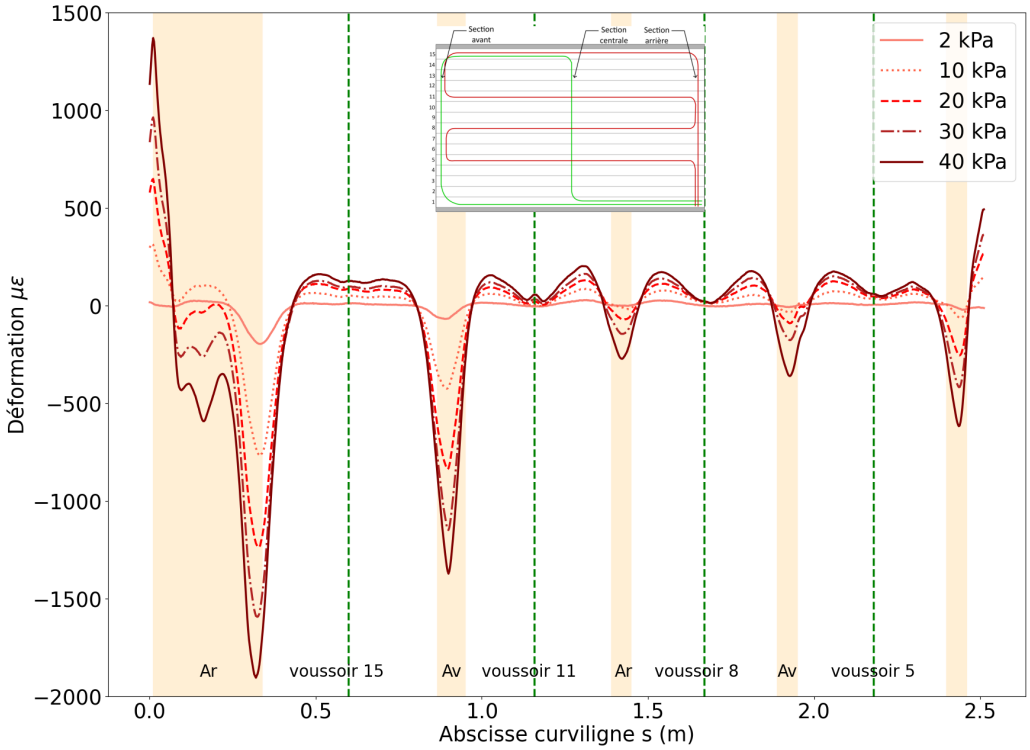
Étude de la cinématique par fibre optique. Les mesures obtenues par les deux fibres optiques positionnées en intrados sont données à la figure 3.44 et présentées comme décrit dans le paragraphe 3.3.3.

Les mesures montrent que la fibre optique est sollicitée en traction dans les zones de collage longitudinal (fond blanc) et majoritairement en compression dans les zones en section transversale (fond beige). Les amplitudes des mesures relevées sur la fibre « longitudinale » sont jusqu'à 20 fois plus élevées dans les sections transversales que dans les parties longitudinales (figure 3.44a). On en déduit que l'hypothèse de comportement en déformations planes est adaptée.

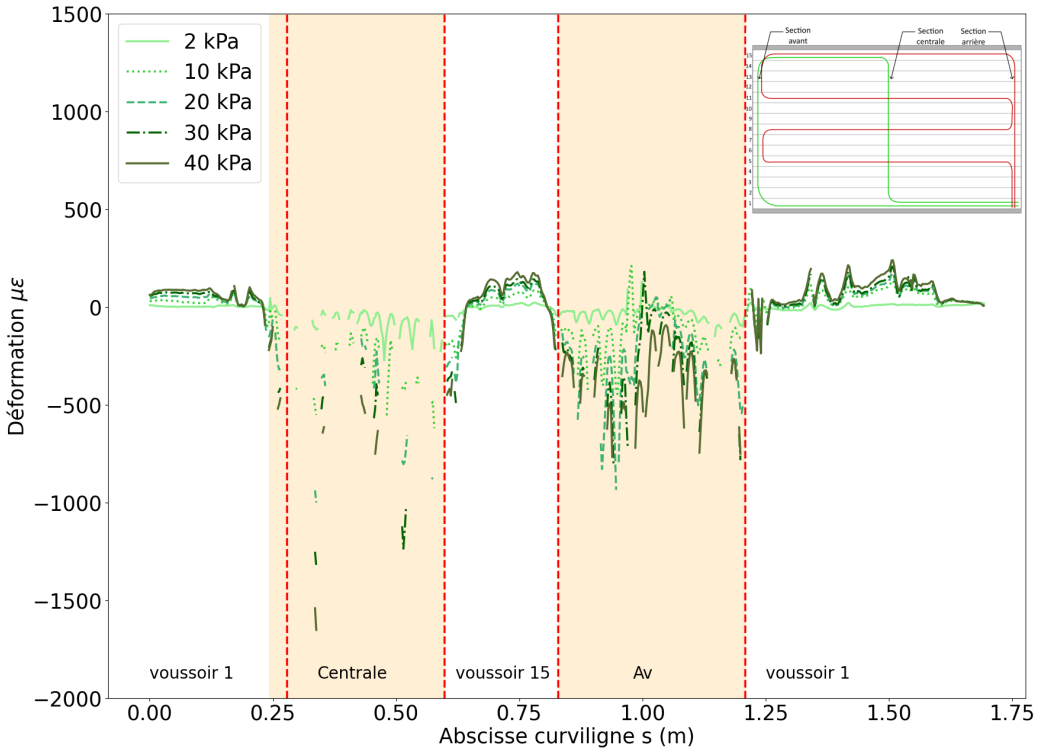
Les mesures obtenues par la fibre « transversale » (figure 3.44b), équipée d'une fibre nue, présentent de nombreux pics de valeurs. La superposition des mesures avec la localisation des joints entre voussoirs (figure 3.45) situent les sauts de valeurs au droit des joints, montrant que, contrairement à la fibre gainée, la fibre nue est en mesure de restituer la nature discontinue de la voûte. Néanmoins, les nombreuses oscillations des mesures obtenues sur la fibre nue rendent l'analyse du comportement difficile. De plus, on observe de nombreuses pertes de signal le long de la fibre ne favorisant pas une bonne lecture des données. Le signal étant toutefois perçu par bribes le long de la fibre, cette dernière n'est pas cassée. On suppose alors que les pertes de signal proviennent d'une trop forte compression de la fibre survenue après le séchage de la colle. On préférera ainsi par la suite utiliser une fibre gainée. Il sera intéressant, lors de la mise en œuvre de l'instrumentation sur un ouvrage réel, de vérifier si, avec des ouvertures de joints plus élevées, la fibre gainée est en mesure de rendre compte du caractère discontinu de la mesure au droit des joints de maçonnerie.

La superposition des mesures obtenues au cours des essais avec chargement réparti 01_01_R_NG et 01_04_R*_GG sur la section arrière (figure 3.46), choisie car instrumentée à l'aide d'une fibre gainée pour les deux essais, permet de souligner la différence de comportement des deux voûtes : tandis que la première se déforme uniquement en base des piédroits, la seconde se déforme avec la plus grande amplitude autour de la clé. Cela confirme que le dispositif de chargement utilisé pour l'essai 01_01_R_NG n'applique pas une pression uniforme sur le terrain dès qu'une cuvette apparaît, les efforts sont transmis au droit des piédroits et pas en clé de voûte.

Synthèse de la cinématique du tunnel. Le modèle de tunnel testé lors de l'essai 01_01_R_NG s'est déformé principalement par une translation verticale du terrain ainsi que de la voûte en un seul bloc. Le terrain situé sous la lumière du tunnel restant immobile et les déplacements et déformations relevés en base de piédroits indiquent que la voûte s'est enfoncée dans le terrain en concentrant la charge sur la base de la voûte et le terrain situé de part et d'autre de celle-ci. Cette déformation est le résultat de la répartition hétérogène du chargement en surface. La perte de contact entre la plaque en aluminium et la zone en surface formant une cuvette à l'aplomb de la clé de voûte a redirigé l'ensemble du chargement aux bords de la boîte d'expérimentation.



(a)



(b)

FIGURE 3.44 – Déformation le long des fibres longitudinale (a) et transversale (b).

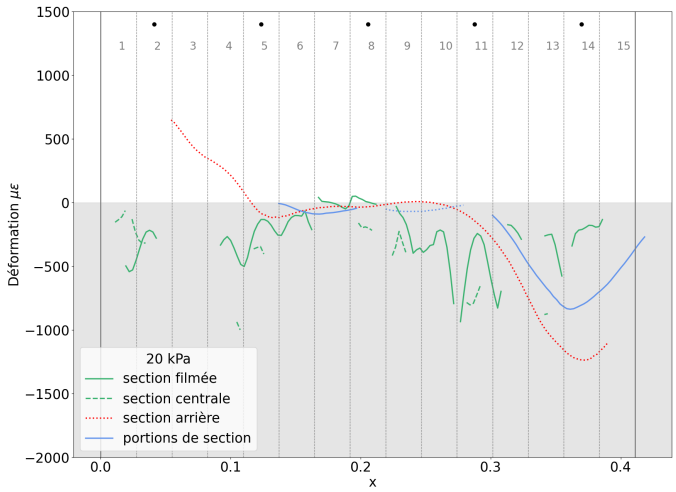
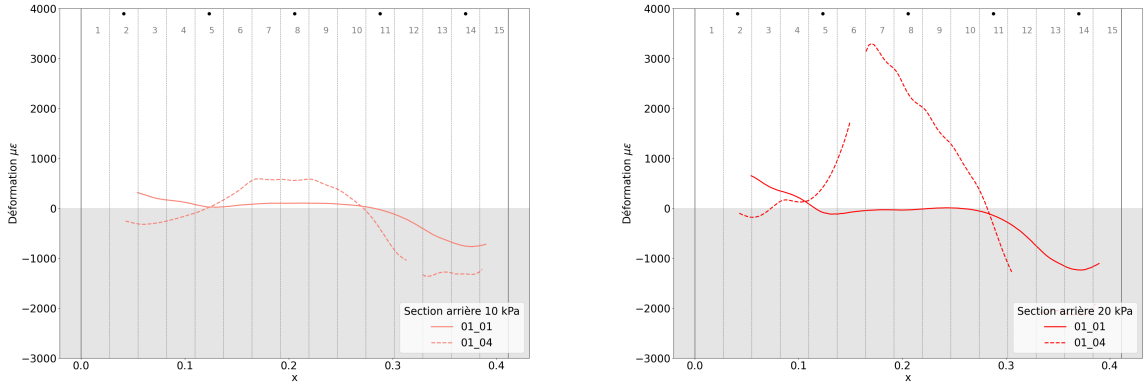


FIGURE 3.45 – Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_01_R_NG pour le palier de chargement 20 kPa.



(a) (b)

FIGURE 3.46 – Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) de la section arrière en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors des essais répartis 01_01_R_NG et 01_04_R*_GG pour les paliers de chargements 10 kPa (a) et 20 kPa (b).

3.4.3 Analyse des essais avec chargement excentré 01_02_E_NG et 01_03_E_GG

L'essai 01_02_E_NG est réalisé sur la première voûte instrumentée (figure 3.18b) avec une fibre gainée et une fibre nue à la suite de l'essai 01_01_R_NG. L'essai 01_03_E_GG est quant à lui réalisé sur la seconde voûte instrumentée avec deux fibres gainées (figure 3.18c) ; c'est le premier essai réalisé sur cette voûte. Les voûtes sont sollicitées par un chargement linéique excentré appliqué au droit du quart du diamètre de la voûte par rapport à la base du piédroit droit au moyen du dispositif de chargement constitué de deux vis de serrage disposées sur une poutre d'aluminium (figure 3.14a).

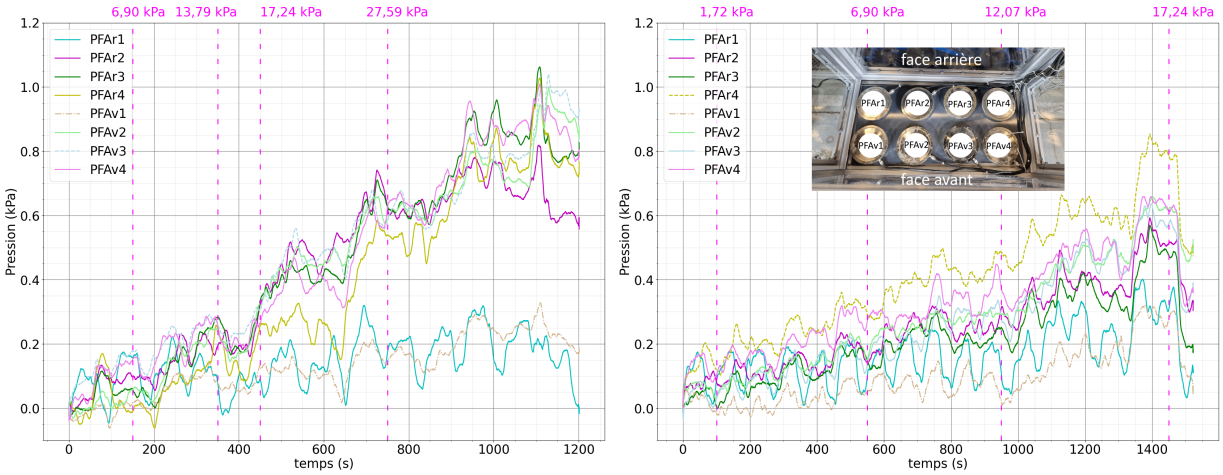
Observations préliminaires. La figure 3.47 donne l'évolution de la pression enregistrée par les capteurs disposés en fond de boîte tels que numérotés à la figure 3.15 au cours du temps.

On observe que les pressions les plus faibles enregistrées sont relevées par les capteurs PFAv1 et PFAr1 situés les plus loin de la zone d'application du chargement. Au cours de l'essai 01_03_E_GG (figure 3.47b), le capteur PFAr4 a relevé les plus grandes valeurs de pression, valant jusqu'à 2,7 fois la valeur la plus faible au temps 1450 s correspondant au chargement 17, 24 kPa. La dissymétrie du chargement est visible pour les deux essais.

Les capteurs situés sur la face avant (numérotés PFAvX) ne relèvent pas des valeurs identiques à celles mesurées par les capteurs situés sur la face arrière (numérotés PFArX). Par exemple, pour l'essai 01_03_E_GG, le capteur PFAr4 donne systématiquement des mesures plus grandes de pression que le capteur PFAv4 de l'ordre de 0, 1 kPa. Cela indique une dissymétrie de la pression en fond de boîte dans le plan que l'on attribue aux conditions aux bords avant et arrière de la boîte d'expérimentation.

Les essais 01_04_R*_GG et 01_02_E_NG sont menés jusqu'à la ruine totale de la voûte et le dysfonctionnement de la fibre optique. Les essais sont respectivement conduits jusqu'aux niveaux de chargement 60 kPa et 33, 5 kPa. Les niveaux de pression appliqués pour observer de grandes déformations sont *a minima* deux fois plus faibles pour l'essai avec chargement excentré que ceux atteints pour l'essai avec chargement réparti au vérin. Le chargement excentré est bien plus défavorable pour le système que le chargement réparti.

L'observation visuelle au cours du chargement (figure 3.48) montre que, dans les deux essais, la voûte présente une déformée dissymétrique avec un enfoncement du piédroit droit dans le terrain. On observe la formation de deux rotules, localisées dans la moitié supérieure de la voûte, semblables à celles obtenues dans les essais de Ramos Casquero (2015) (figure 1.25b) et caractérisées par l'ouverture de joints en extrados autour du voussoir n°5 et l'ouverture de joints en intrados autour du voussoir n°10. Le terrain situé sous le piédroit remonte dans la surface libre du tunnel. Le piédroit gauche et son terrain environnant restent immobiles.

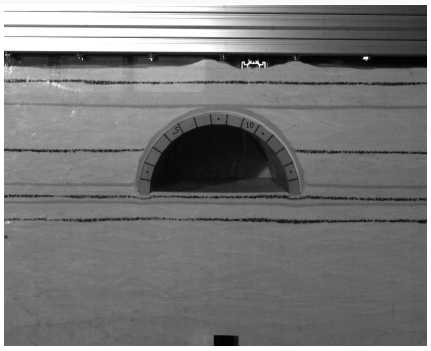


(a) (b)

FIGURE 3.47 – Données des capteurs de chargement en fond de boite pour les essais excentrés avec fibre optique 01_02_E_NG (a) et 01_03_E_GG (b).



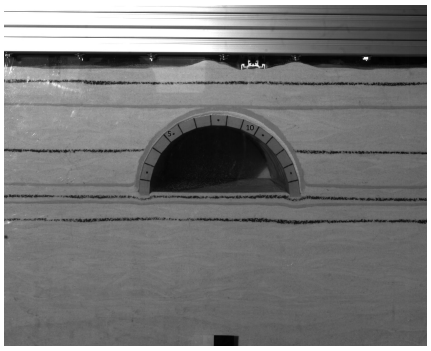
(a) 1, 72 kPa (100 s)



(b) 6, 90 kPa (150 s)



(c) 6, 90 kPa (550 s)



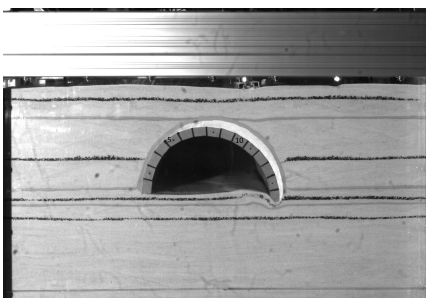
(d) 13, 79 kPa (350 s)



(e) 12, 07 kPa (950 s)



(f) 17, 24 kPa (450 s)

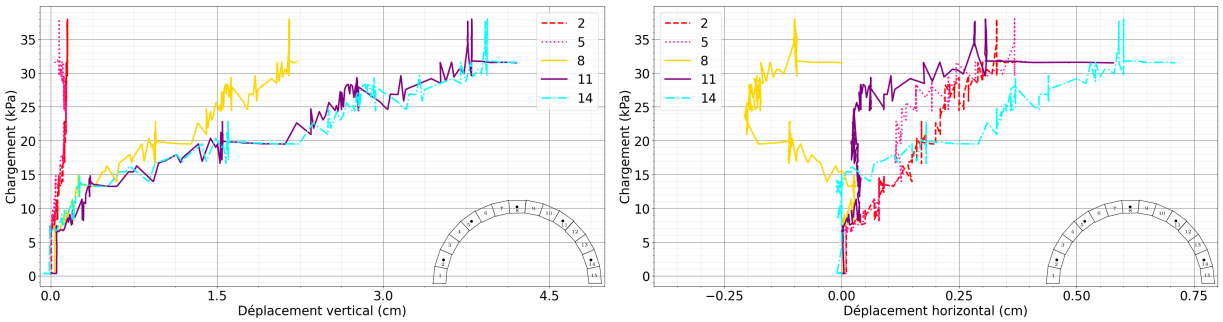


(g) 17, 24 kPa (1450 s)



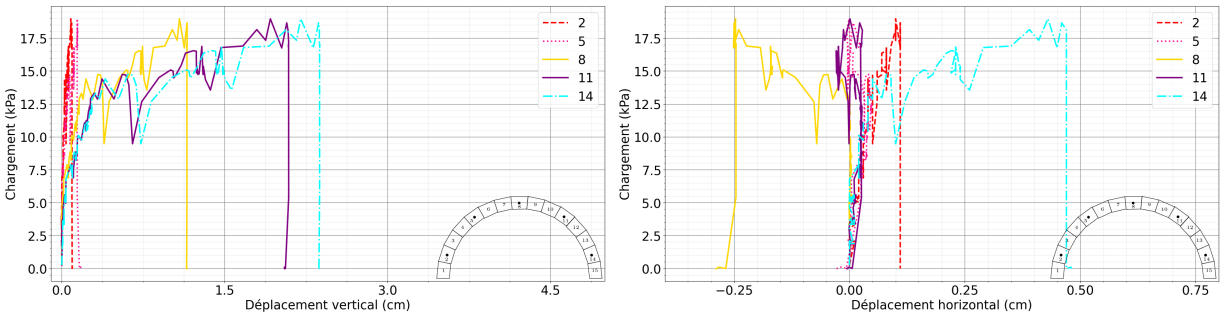
(h) 27, 59 kPa (750 s)

FIGURE 3.48 – Photos de la maquette sous chargement excentré 01_02_E_NG (gauche) et 01_03_E_GG (droite).



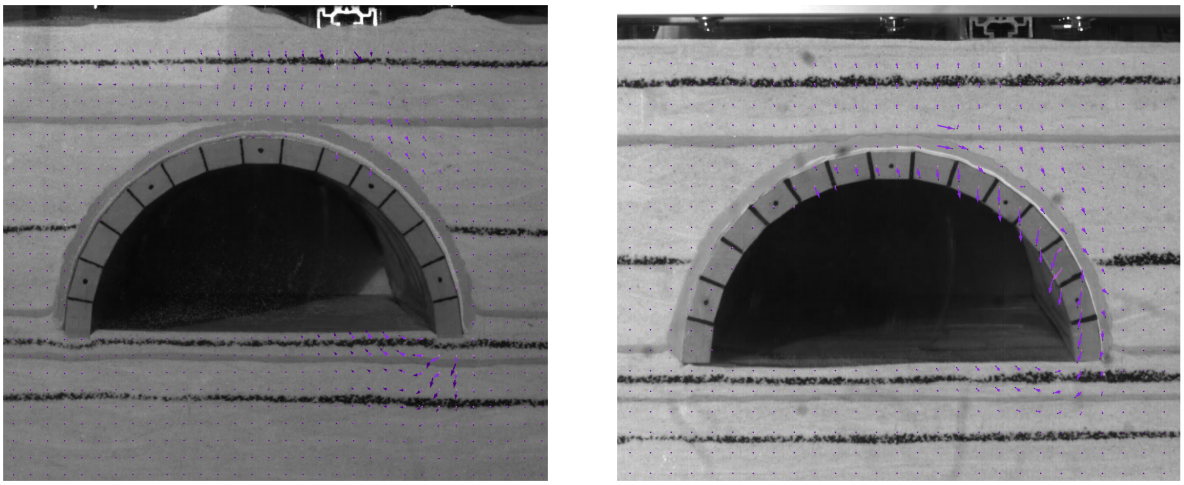
(a) (b)

FIGURE 3.49 – Déplacements vertical (a) et horizontal (b) (cm) des voussoirs marqués pour l'essai 01_02_E_NG au cours du chargement (kPa).



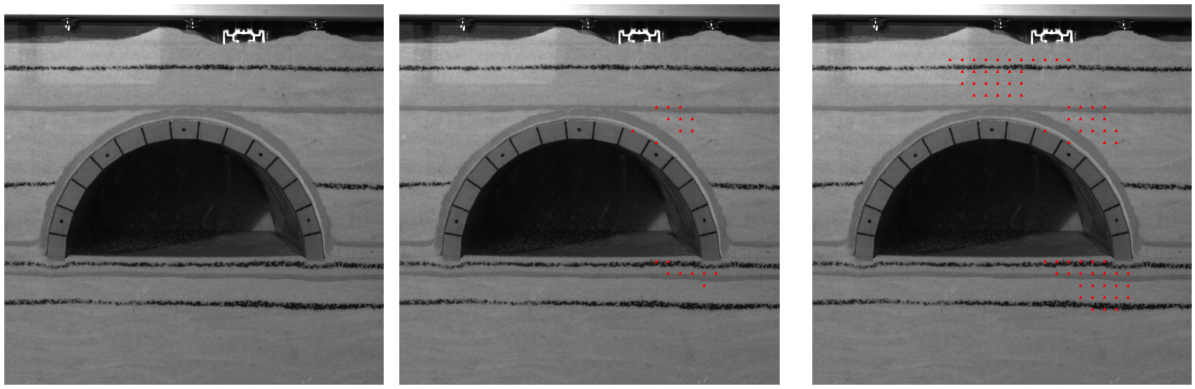
(a) (b)

FIGURE 3.50 – Déplacements vertical (a) et horizontal (b) (cm) des voussoirs marqués pour l'essai 01_03_E_GG au cours du chargement (kPa).



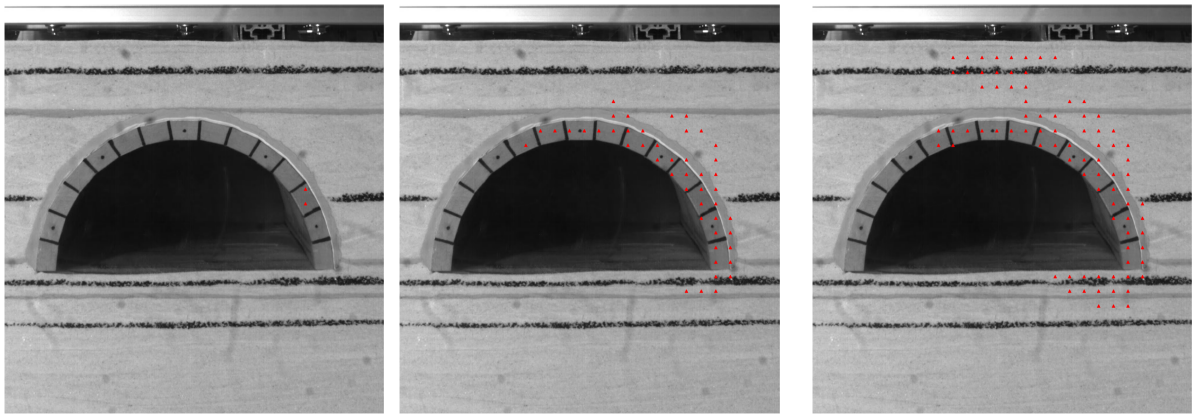
(a) (b)

FIGURE 3.51 – Déplacement du terrain sous GeoPIV-RG pour l'essai 01_02_E_NG (a) et 01_03_E_GG (b) avec un pas de 25 pixels avec image de l'état initial.



(a) 13, 79 kPa (b) 17, 24 kPa (c) 27, 59 kPa

FIGURE 3.52 – Évolution des zones en déplacements au cours du chargement du modèle 01_02_E_NG.



(a) 12, 07 kPa (b) 16, 00 kPa (c) 17, 24 kPa

FIGURE 3.53 – Évolution des zones en déplacements au cours du chargement du modèle 01_03_E_GG.

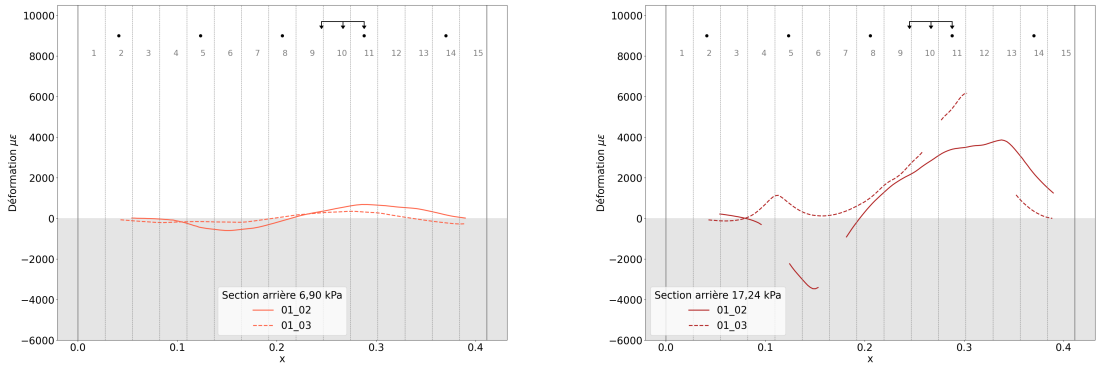
Étude de la cinématique par analyses d'images. Les figures 3.49 et 3.50 représentent les déplacements horizontal (a) et vertical (b) des 5 voussoirs marqués de la voûte au cours de l'essai en fonction du chargement.

Le déplacement horizontal des voussoirs est négligeable jusqu'au chargement 10 kPa pour les deux essais. Les voussoirs n°2, n°5 et n°14 se déplacent vers la droite tandis que le voussoir n°8 se déplace vers la gauche dans les deux essais avant le chargement 17,5 kPa. Ces déplacements sont conformes avec la présence d'une rotule entre le voussoir n°5 et le n°8 et coïncident avec les observations visuelles dans les deux essais. L'absence de déplacement vertical du voussoir n°11 est quant à elle cohérente avec la présence d'une rotule entre le voussoir n°8 et ce dernier, coïncidant avec les observations visuelles.

On constate que, dans les deux essais, la voûte présente des déplacements verticaux négligeables des voussoirs situés sur le piédroit gauche (voussoirs n°2 et n°5). Les déplacements verticaux des autres voussoirs sont inférieurs au millimètre jusqu'au chargement 10 kPa. Ensuite, on identifie l'apparition d'une accélération de la déformation autour du chargement 14 kPa pour l'essai 01_03_E_GG. Les déplacements verticaux des voussoirs situés sur le piédroit droit passent de 0,3 cm au chargement 14 kPa à 2,0 cm au chargement 17,5 kPa. Cette valeur de déplacement vertical est atteinte pour le chargement 20 kPa lors de l'essai 01_02_E_NG. Le déplacement maximal mesuré est de 3,75 cm au chargement 30 kPa au droit des voussoirs du piédroit droit. Le moment de l'initiation de l'accélération des déformations verticales coïncide avec l'évolution des mesures de pression en fond de boîte observée à la figure 3.47a entre les paliers de chargement 13,79 kPa et 17,24 kPa.

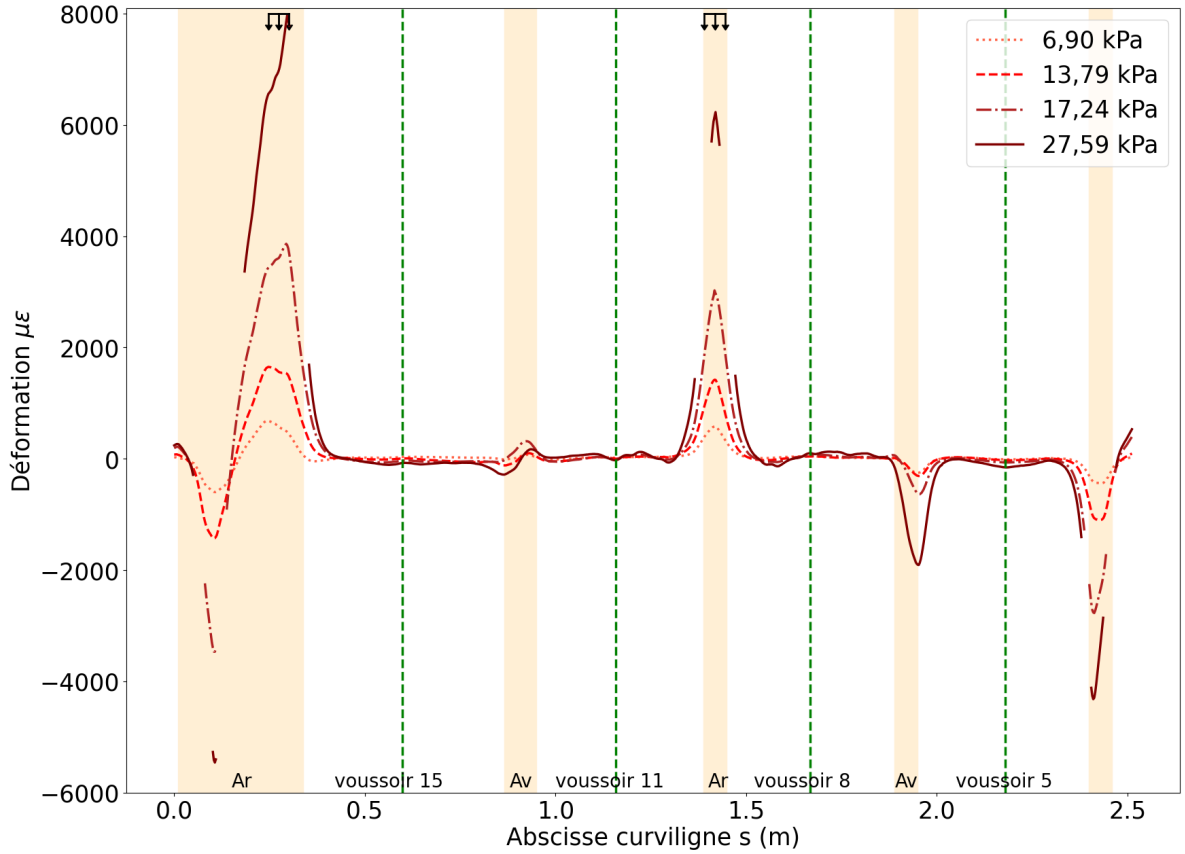
La figure 3.51 présente l'évolution des déplacements du terrain au cours des essais superposés à l'image du système dans son état initial. Pour chacun des essais, on observe une zone de déformation du terrain sous le piédroit droit que l'on peut assimiler à un mécanisme de poinçonnement, une translation verticale du terrain sus-jacent situé entre la clé et le piédroit et un déplacement vers la droite de la zone de terrain située en contact avec les voussoirs n°10 et 11. Ces mécanismes sont très similaires entre les deux essais mais se produisent néanmoins pour des niveaux de chargements différents (figures 3.52 et 3.53). À chargement équivalent, l'essai 01_03_E_GG montre de plus fortes déformations du terrain que l'essai 01_02_E_NG. Ces observations sont en concordance avec celles obtenues par les mesures sous Tracker.

Étude de la cinématique par fibre optique. Les mesures obtenues par les deux fibres optiques positionnées en intrados sont données aux figures 3.55 et 3.56 et présentées comme décrit dans le paragraphe 3.3.3. Pour une meilleure lisibilité des données, les échelles en ordonnée de l'essai 01_02_E_NG sont différentes pour chacun des graphiques. On rappelle que les mesures dites « transversales » sont obtenues à l'aide d'une fibre nue lors de l'essai 01_02_E_NG. Les fibres différentes utilisées pour ce suivi entre les deux essais expliquent l'écart d'ordre de grandeur de déformations relevés.

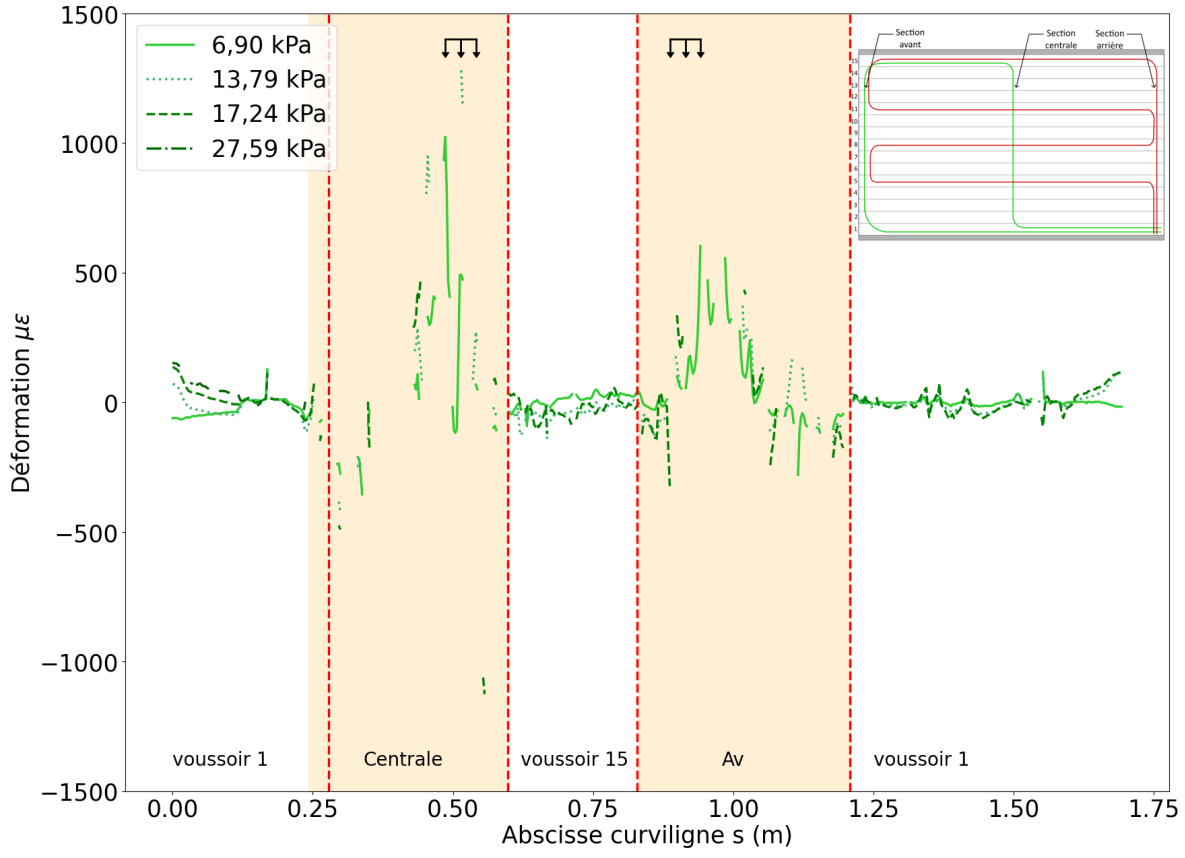


(a) (b)

FIGURE 3.54 – Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) de la section arrière en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors des essais excentrés 01_02 et 01_03 pour les paliers de chargements 6,90 kPa (a) et 17,24 kPa (b).

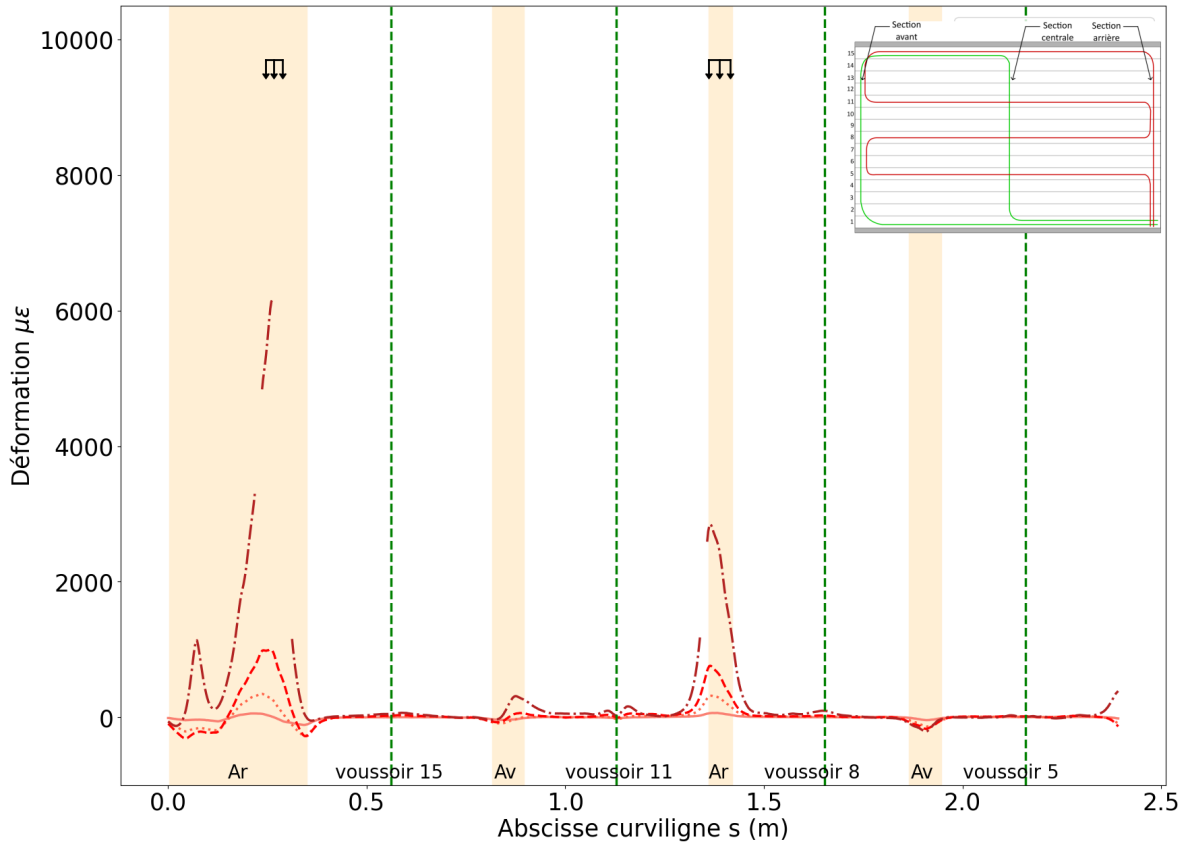


(a)

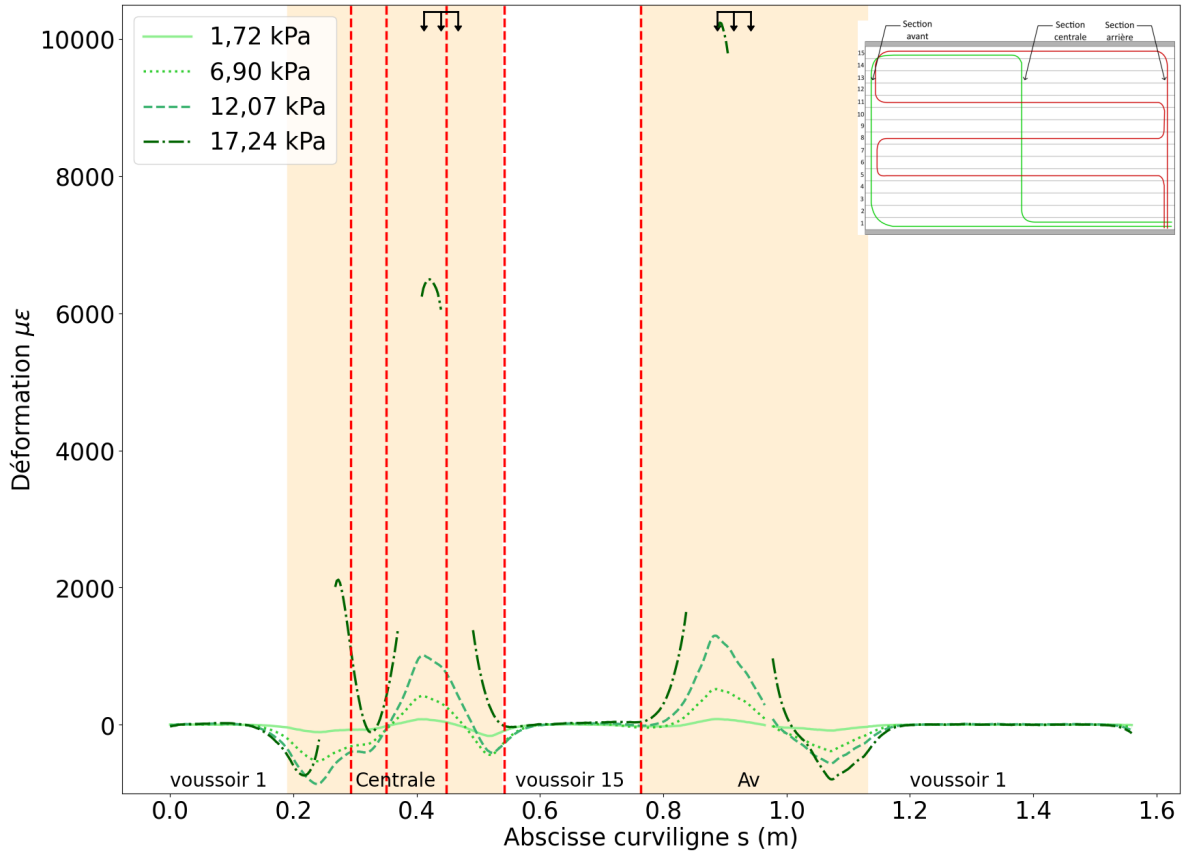


(b)

FIGURE 3.55 – Déformation le long de la fibre longitudinale (a) et transversale (b) de l'essai 01_02_E_NG.



(a)



(b)

FIGURE 3.56 – Déformation le long de la fibre longitudinale (a) et transversale (b) de l'essai 01_03_E_GG.

Les ordres de grandeur atteints par les déformations dans le cas des deux essais sont similaires à chargement équivalent. La déformation relevée par la fibre nue présente de nombreuses pertes de signal et sauts de valeurs. Comme justifié pour l'essai 01_01_R_NG, on choisit alors d'analyser plus en détails les résultats obtenus à l'aide des fibres gainées.

Les mesures obtenues sur les parties longitudinales de la voûte (fond blanc) ont un ordre de grandeur d'au moins dix fois moins grand que celles obtenues sur les parties transversales (fond beige). Cela valide l'hypothèse de déformations principalement planes. On s'intéresse alors par la suite à l'étude des mesures relevées en section.

Les mesures obtenues sur la fibre « longitudinale » montrent que la voûte est principalement sollicitée en traction dans les sections transversales, sauf entre les abscisses curvilignes $s = 1,8$ m et $2,0$ m dans les deux essais, ainsi qu'entre $s = 2,4$ m et $2,5$ m et à la base du piédroit gauche dans le cas de l'essai 01_02_E_NG. Les mesures obtenues par la fibre « transversale » (figure 3.56b), montrent que la section de voûte est sollicitée principalement en traction sauf en base de piédroit gauche qui est en compression. Ainsi les mesures relevées dans les portions de sections (figures 3.55a et 3.56a) indiquent de manière cohérente de la traction dans la zone du piédroit droit et de la compression dans la zone du piédroit gauche.

La figure 3.54 présente la superposition des mesures obtenues au cours des essais avec chargement excentré sur la section arrière, choisie car instrumentée à l'aide d'une fibre gainée pour les deux essais. Au palier de chargement $17,24$ kPa (figure 3.54a), on observe que les mesures de déformation obtenues sont d'ordre de grandeur équivalent pour les deux essais. Ces observations ainsi que celles concluant sur un comportement en déformation similaire entre les deux essais nous confortent dans la bonne répétabilité de l'expérience.

La voûte de l'essai 01_02_E_NG subit des déformations d'amplitude supérieure à l'essai 01_03_E_GG pour les premiers paliers de chargement. Ces observations sont inversées au chargement $17,24$ kPa (figure 3.54b). Cela est concordant avec les mesures obtenues à l'aide de Tracker.

Les plus grandes amplitudes de déformation sont relevées au droit du point d'application de la charge linéique excentrée. Ces mesures coïncident avec les ouvertures de joints en intrados identifiées autour du voussoir n°10. Les ouvertures de joints en extrados situés autour du voussoirs n°4 se traduisent par la compression de la base du piédroit gauche. L'ouverture du joint situé entre les voussoirs n°4 et n°5 est nettement visible à travers le pic de valeur à la figure 3.54a pour l'essai 01_02. Le signal a été perdu dans cette zone lors de l'essai 01_03_E_GG, indiquant une forte déformation de la fibre au droit de ce joint.

Synthèse de la cinématique des tunnels. Les modèles de tunnel testés lors des essais 01_02_E_NG et 01_03_E_GG se sont déformés par poinçonnement du terrain situé sous le piédroit droit. Le piédroit gauche est resté immobile tandis qu'une rotule s'est formée au droit de l'application de la charge. Le comportement des deux systèmes est similaire avec des amplitudes de déplacements relevés par analyse d'image et de déformations mesurées par fibre optique d'ordre de grandeur similaire, prouvant la répétabilité du dispositif expérimental mis en œuvre. Les différences observées entre les deux essais peuvent être en partie attribuées à la réutilisation de la voûte lors de l'essai 01_02_E_NG après l'essai réparti 01_01_R_NG et l'utilisation de fibres optiques de nature différente entre les deux essais.

3.5 Conclusion du chapitre

L'instrumentation est un pan essentiel des opérations de surveillance et d'auscultation des tunnels existants.

Ce chapitre propose de tester la mise en œuvre et l'analyse de mesures de déformation par fibre optique dans un tunnel en maçonnerie. Un plan de pose sur un ouvrage existant est tout d'abord proposé. Ce dispositif est ensuite testé à l'aide d'essais sur maquettes en laboratoire. Pour ce faire, une campagne d'essais originale, présentant un tunnel constitué de voussoirs de section trapézoïdale dans son terrain encaissant, a été conçue. L'analyse des résultats de la fibre optique, couplée au suivi vidéo des essais, permet de décrire la cinématique globale de la voûte et du terrain au cours du chargement. Elle permet en outre de justifier l'usage de fibre gainée pour le suivi des déformations de la structure, bien qu'à l'échelle de la maquette, celle-ci ne permette pas, contrairement à la fibre nue, l'identification de la localisation des joints.

Pour aller plus loin dans l'expérimentation, la campagne d'essais pourrait être poursuivie en :

- augmentant la quantité d'essais afin de confirmer la répétabilité des résultats obtenus ;
- améliorant le processus de mise en œuvre et de contrôle du poids volumique apparent du terrain afin d'obtenir une meilleure homogénéité ;
- vérifiant les conséquences dues aux effets d'échelle en testant un modèle de taille différente ;
- vérifiant la pertinence du choix de collage choisi pour ce montage ;
- testant diverses géométries de tunnel, en particulier les voûtes surbaissées ayant une base de piédroit plus large.

Concernant le suivi par fibre optique et avec pour objectif son application à un ouvrage réel, la campagne d'essais permet de formuler les recommandations et perspectives de développement suivantes :

- utiliser une fibre gainée plutôt qu'une fibre nue compte-tenu de sa fragilité, après avoir vérifié l'hypothèse que le niveau de déformation au droit des joints entre voussoirs pour un ouvrage en grandeur réelle sera suffisant pour identifier les jonctions ;
- limiter les géométries arrondies dans le plan de pose de la fibre au droit des joints afin d'optimiser les zones de mesures exploitables ;
- repérer avec précision les jauges de la fibre pour analyser avec exactitude les mesures obtenues ;
- concrétiser le développement d'une méthode d'analyse permettant de déterminer les déplacements tridimensionnels de la voûte à partir des mesures de déformation de la fibre.

Conclusion générale

Ce travail de thèse s'inscrit dans la problématique de la compréhension et du suivi du comportement des tunnels en maçonnerie, ouvrages anciens mais toujours largement exploités au sein des infrastructures de transport françaises. Héritées de périodes de construction s'étalant du XIXe siècle jusqu'au milieu du XXe siècle, ces structures témoignent d'un savoir-faire historique. La maintenance et la pérennité des ouvrages existants sont désormais des priorités nationales telles que définies par la loi d'orientation des mobilités de 2019. Dans un contexte de vieillissement progressif de ces structures et d'évolution des sollicitations extérieures, il devient essentiel de disposer d'outils de diagnostic et d'analyse fiables, capables de guider les décisions de maintenance et d'intervention.

Ce travail de thèse s'est ainsi attaché à développer une double approche, à la fois théorique et expérimentale, afin d'améliorer la compréhension de la stabilité et du comportement des tunnels en maçonnerie vieillissants.

Dans un premier temps, une approche basée sur la théorie du **calcul à la rupture** a été mise en œuvre, dans l'objectif d'évaluer la capacité portante résiduelle des tunnels maçonnés. À partir des mécanismes de rupture virtuels dans des configurations simplifiées mais représentatives, une modélisation analytique a été développée selon l'approche cinématique du calcul à la rupture, appliquée successivement au terrain seul, à la voûte seule, puis à l'ensemble voûte-terrain. Cette approche, inédite pour les tunnels maçonnés dans leur terrain encaissant, permet de quantifier les marges de sécurité vis-à-vis de la stabilité du système face aux sollicitations externes. Elle présente l'intérêt majeur d'être explicite, paramétrable et particulièrement lisible, en comparaison avec des approches numériques parfois opaques et souvent coûteuses en données d'entrées et en temps de calcul. Les résultats obtenus confirment la pertinence de ces modèles analytiques pour orienter les décisions en phase d'évaluation de sécurité ou d'impact de travaux environnants.

Dans un second temps, une **expérimentation en laboratoire** a été conçue afin de tester la mise en œuvre d'un système de suivi par fibre optique sur une maquette de tunnel maçonné. Ce suivi vise à détecter et quantifier les déformations locales et globales dans un ouvrage constitué de blocs à faible profondeur dues au terrain en place et à des surcharges en surface. À travers cette maquette instrumentée, plusieurs aspects ont été explorés : la pertinence de différents types de fibres (nue ou gainée), la localisation des joints entre voussoirs, la cohérence des mesures avec l'observation vidéo. Les essais menés ont permis d'identifier des recommandations concrètes pour la pose des capteurs dans un tunnel réel, tout en soulignant les défis persistants liés à l'interprétation mécanique des données issues de la fibre optique. Par ailleurs, le modèle expérimental proposé permet de produire un ensemble de données brutes, incluant notamment le suivi par analyse d'images et par fibre optique de la cinématique du tunnel, qui constituent une base précieuse pour l'analyse du comportement mécanique de la structure. Ces données pourront être exploitées ultérieurement pour valider les modèles analytiques développés, étalonner des approches numériques ou encore concevoir des méthodes d'interprétation adaptées à des systèmes similaires.

Les deux volets de ce travail - analytique et expérimental - se complètent. Le comportement du modèle réduit montre des similitudes avec les mécanismes proposés analytiquement. En retour, l'approche analytique aide à interpréter les mécanismes observés lors des essais. Cette synergie constitue une base méthodologique solide pour envisager, à terme, un outil permettant d'évaluer à la fois la stabilité résiduelle et les déplacements en service d'un ouvrage en maçonnerie.

Ce travail ouvre de nombreuses perspectives.

Sur le plan théorique, la première piste d'amélioration pourrait consister à explorer un mécanisme de rupture du système voûte-terrain plus proche de celui observé dans les modélisations numériques sous Optum G2. Pour ce faire, on propose de combiner les deux mécanismes de « renversement » et de « poinçonnement » du piédroit explorés. Ensuite, il serait intéressant d'étendre l'approche cinématique à des géométries plus complexes (voûtes elliptiques ou en anse de panier, arrangements plus complexes de la maçonnerie) et à des matériaux plus réalistes (terrain cohérent-frottant, joints d'épaisseur non nulle, présence de défauts). La première piste à explorer réside sans doute dans l'étude d'un terrain encaissant cohérent-frottant pour lequel les mécanismes de « renversement » et « poinçonnement » du piédroit explorés dans cette thèse dans le cas d'un terrain purement cohérent pourraient être repris en s'adaptant aux spécificités du critère de résistance de Mohr-Coulomb, notamment au « décollement » à l'angle de frottement φ des surfaces de discontinuités.

Du côté expérimental, la reproductibilité des essais, les effets d'échelle, l'interaction entre la fibre et la structure par la résine de collage ainsi que l'amélioration des méthodes de corrélation entre déformation mesurée et déplacement réel sont des chantiers à poursuivre. Enfin, le développement d'un outil de traitement inverse à partir des données de fibre optique pour obtenir les champs de déplacements représenterait une avancée majeure vers un **suivi en continu fiable et automatisé des tunnels existants**.

Ainsi, en apportant à la fois une compréhension mécanique renforcée et une méthodologie de surveillance innovante, cette thèse s'inscrit pleinement dans une démarche d'ingénierie du patrimoine, conciliant rigueur scientifique, contraintes de terrain et enjeux de durabilité des infrastructures. Elle constitue une contribution vers la mise en place d'**outils opérationnels de surveillance et de diagnostic**, capables de soutenir les gestionnaires dans leurs décisions de maintenance et d'aménagement, en assurant un haut niveau de sécurité des usagers.

Bibliographie

Acary, V. : *Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés*. Thèse de doctorat, Université de la Méditerrannée - Aix-Marseille II, 2001.

Adrian, R. : Particle-Imaging Techniques For Experimental Fluid-Mechanics. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 23:261–304, janvier 1991.

AFTES : Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains. Recommandations de l'AFTES GT7R2F1, Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, mars 1976.

AFTES : Choix d'un type de soutènement en galerie. Recommandations de l'AFTES GT7R1F2, Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, mai 1993.

AFTES : Les méthodes de diagnostic pour les tunnels revêtus - GT14R4F2, septembre 1995. URL `https://www.aftes.fr/fr/product/les-methodes-de-diagnostic-pour-les-tunnels-revetus-gt14r4f2/`.

AFTES : La méthode convergence-confinement. Recommandations de l'AFTES GT7R6F1, Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, avril 2002.

AFTES : Catalogue des désordres en ouvrages souterrains. Recommandations de l'AFTES GT14R7F1, Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, septembre 2005a.

AFTES : Méthodes d'auscultation des ouvrages souterrains. Recommandations de l'AFTES GT19R2F1, Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, janvier 2005b. URL `https://www.aftes.fr/fr/product/methodes-dauscultation-des-ouvrages-souterrains-gt19r2f1/`.

Arnould, M. : Tunnel ferroviaire de Vierzy : vieillissement, altération des maçonneries calcaires - Causes de l'effondrement catastrophique du 16 juin 1972. *Revue Française de Géotechnique*, 2 et 3 trimestres 2010(131-132):93–99, 2010. ISSN 0181-0529, 2493-8653. URL `https://www.geotechnique-journal.org/articles/geotech/abs/2010/02/geotech2010131-132p93/geotech2010131-132p93.html`.

Atkinson, J. H. et Potts, D. M. : Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Géotechnique*, 27(2):203–215, juin 1977. ISSN 0016-8505. URL `https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.1977.27.2.203`.

Aung, T. L., Ma, N., Kishida, K. et Lu, F. : Unified inverse isogeometric analysis and distributed fiber optic strain sensing for monitoring structure deformation and stress. *Applied Mathematical Modelling*, 120:733–751, août 2023. ISSN 0307-904X. URL `https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0307904X23001713`.

Bado, M. F. et Casas, J. R. : A Review of Recent Distributed Optical Fiber Sensors Applications for Civil Engineering Structural Health Monitoring. *Sensors*, 21(5):1818, janvier 2021. ISSN 1424-8220. URL `https://www.mdpi.com/1424-8220/21/5/1818`.

Bekaert, A. et Maghous, S. : Three-dimensional yield strength properties of jointed rock mass as a homogenized medium. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 1(1):1–24, 1996.

Berthoz, N. : *Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés.* phdthesis, INSA de Lyon ; Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE), mars 2013. URL https://theses.hal.science/tel-00786231.

Berthoz, N., Bouteille, S., Mohamad, W. et Subrin, D. : Dimensionnement des revêtements de tunnels : réactions hyperstatiques ou éléments finis ? page 8, Lyon, 2020.

Bleyer, J. : *Méthode numérique pour le calcul à la rupture des structures de génie civil.* PhD Thesis, ENPC, 2015.

Block, P., Ciblac, T. et Ochsendorf, J. : Real-time limit analysis of vaulted masonry buildings. *Computers & Structures*, 84(29):1841–1852, novembre 2006. ISSN 0045-7949. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0045794906002227.

Bouvard-Lecoanet, A., Colombet, G. et Esteulle, F. : *Ouvrages souterrains : Conception, Réalisation et Entretien.* Presses de l'ecole nationale des Ponts et Chaussées. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1988. ISBN 2-85978-191-9.

Bouvet-Agnelli, C., Brasseur, T., Colas, A. S., Dubois, F., Douroux, J.-F., Garnier, D., Martin, J.-L., Terrade, B. et Viossanges, G. : Projet national Dolmen - Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve - Etude de faisabilité et montage, 2021.

Brown, D., Christian, W. et Hanson, R. M. : Tracker Video Analysis and Modeling Tool for Physics Education, 2024. URL https://physlets.org/tracker/.

Buchmayer, F., Monsberger, C. M. et Lienhart, W. : Benefits of strain and temperature monitoring of conventional tunnel cross sections using distributed fiber optic sensors. *In 4th Joint International Symposium on Deformation Monitoring (JISDM)*, Athens, Greece, mai 2019.

Caquot, A. et Kerisel, J. : *Traité de Mécanique des sols.* Gauthier-Villars, gauthier-villars édition, 1956.

Castellazzi, G., De Miranda, S. et Mazzotti, C. : Finite Element Modelling Tuned on Experimental Testing for the Structural Health Assessment of an Ancient Masonry Arch Bridge. *Mathematical Problems in Engineering*, 2012, octobre 2012.

CEBTP : Etude sur modèle (phases I à V) de l'effet de renforcement d'une voûte en maçonnerie par l'application d'une couche de béton à l'intrados. Rapport interne pour le CETU 722 6 004, CEBTP, novembre 1978.

CETE : Rapport d'auscultation de 1983 du tunnel de Saint-Cloud. Rapport technique, CETE, 1983.

CETU : Les tunnels de Saint-Cloud, rapport de synthèse sur la construction des 2 tubes, 1978.

CETU : Guide de l'inspection du génie civil des tunnels routiers. Rapport technique Livre 2 : catalogue des désordres, Centre d'Etudes des Tunnels, janvier 2015.

CETU : Autoroute A13, tunnel de Saint-Cloud, Tube Nord. Inspection détaillée périodique Juillet 2018, Centre d'Etudes des Tunnels, juillet 2018.

Chen, H.-M. : *Physical model tests and numerical simulation for assessing the stability of tunnels.* phd, University of Nottingham, juillet 2014. URL https://livrepository.liverpool.ac.uk/3082133.

Chen, H.-M., Yu, H.-S. et Smith, M. J. : Physical model tests and numerical simulation for assessing the stability of brick-lined tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 53, janvier 2016. ISSN 0886-7798, 0886-7798. URL https://nottingham-repository.worktribe.com/output/977579/physical-model-tests-and-numerical-simulation-for-assessing-the-stability-of-brick-lined-tunn

Clementi, F., Milani, G., Gazzani, V., Poiani, M. et Lenci, S. : Damage assessment by the non-smooth contact dynamics method of the iconic crumbling of the clock tower in Amatrice after the 2016 Central Italy seismic sequence. *AIP Conference Proceedings*, 2116(1):420005, juillet 2019. ISSN 0094-243X. URL https://doi.org/10.1063/1.5114432.

Colas, A.-S. : *Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1.* Thèse de doctorat, École Centale de Lyon–ENTPE, 2009.

Colas, A.-S. : *Étude des ouvrages en maçonnerie du génie civil : aptitude au service, sécurité et performances environnementales.* Habilitation à diriger des recherches, Université Paris-Est, novembre 2017. URL https://hal.science/tel-01823590.

Coulomb, C.-A. : *Sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes relatifs à l'architecture.* Mémoire, Académie Royale des Sciences, 1773.

D'Altri, A., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G. et Miranda, S. : Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures : Review and Classification. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 27, août 2019.

Davis, E. H., Gunn, M. J., Mair, R. J. et Seneviratine, H. N. : The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique*, 30(4):397–416, décembre 1980. ISSN 0016-8505. URL https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.1980.30.4.397.

De Buffevent, G. : L'autoroute de L'ouest, Nouvelle sortie de Paris. *Annales des Ponts et Chaussées*, août 1941.

de Buhan, P. : *Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sols renforcés.* Thèse d'état, Université Paris VI, 1986.

de Buhan, P. et de Felice, G. : A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 45(7):1085–1104, 1997. ISSN 0022-5096.

De Sauvage, J. G. : *Étude du comportement des murs de soutènement par clouage des sols en place : application au dimensionnement du parement.* phdthesis, Université de Lyon, novembre 2018. URL https://theses.hal.science/tel-01981709.

Delbecq, J.-M. : *Les ponts en maçonnerie.* Département des Ouvrages d'Art du SERTA, ministère des transports direction des routes édition, juin 1982.

Dimione : Strain Sensors, 2019. URL https://dimione.com/FiberOpticSensing/Sensors/StrainSensors.html.

Dimione : OdisI 6000, 2024. URL https://dimione.com/FiberOpticSensing/Strain&Temperature/ODiSI6000.html.

Dolzhenko, N. : *Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel.* These de doctorat, Lyon, INSA, janvier 2002. URL https://theses.fr/2002ISAL0031.

Donval, E. : *Résistance au feu des murs de maçonnerie en pierre naturelle.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2023. URL http://www.theses.fr/2023ENPC0026. Thèse de doctorat dirigée par Hassen, Ghazi et Pham, Duc Toan Structures et Matériaux Marne-la-vallée, ENPC 2023.

El Jirari, S. : *Modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels.* These de doctorat, Lyon, mars 2021. URL https://theses.fr/2021LYSET002.

Fantin, M. : Epure de Méry, janvier 2014.

Fenta, M. C., Potter, D. K. et Szanyi, J. : Fiber optic methods of Prospecting : A comprehensive and modern branch of geophysics. *Springer Nature*, Surveys in Geophysics 42 :551(584):551–585, mars 2021. URL https://doi.org/10.1007/s10712-021-09634-8.

Ferrante, A., Dubois, F. et Morenon, P. : Seismic assessment of masonry vaults by means of an advanced hybrid FEM-DEM modeling strategy. *Procedia Structural Integrity*, 44:1236–1243, janvier 2023.

Floris, I., Adam, J. M., Calderón, P. A. et Sales, S. : Fiber Optic Shape Sensors : A comprehensive review. *Optics and Lasers in Engineering*, 139:106508, avril 2021. ISSN 0143-8166. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143816620319461.

Fréard, J. : *Analyse de la stabilité des massifs rocheux fracturés par une méthode d'homogénéisation.* Thèse de doctorat, ENPC, 2000.

Garnier, D. : *Analyse par la théorie du calcul à la rupture des facteurs de réduction de la capacité portante de fondations superficielles.* Thèse de doctorat, ENPC, 1995.

Gilbert, M. : RING : A 2D rigid-block analysis program for masonry arch bridges. *In ARCH'01 : troisième conference internationale sur les ponts en arc*, Paris, septembre 2001. ISBN 978-2-85978-347-1. Pages : 464.

Google : Google Maps, juin 2023. URL https://www.google.com/maps/.

Gue, C., Wilcock, M., Alhaddad, M., Elshafie, M., Soga, K. et Mair, R. : The monitoring of an existing cast iron tunnel with distributed fibre optic sensing (DFOS). *Springer Nature*, Journal of Civil Structural Health Monitoring 5 :573(586), mars 2015.

Gueguin, M. : *Approche par une méthode d'homogénéisation du comportement des ouvrages en sols renforcés par colonnes ou tranchées.* Thèse de doctorat, Paris Est, 2014. URL http://www.theses.fr/2014PEST1062. Thèse de doctorat dirigée par Buhan, Patrick de Structures et Matériaux.

Géoportail : https ://www.geoportail.gouv.fr/, 2018. URL https://www.geoportail.gouv.fr/.

Gómez, J., Casas, J. R. et Villalba, S. : Structural Health Monitoring with Distributed Optical Fiber Sensors of tunnel lining affected by nearby construction activity. *Automation in Construction*, 117:103261, septembre 2020. ISSN 0926-5805. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0926580519314967.

Habib, P. : L'effondrement du tunnel de chemin de fer de Vierzy. *Revue française de géotechnique*, 2 et 3 trimestre 2010(131-132):89–91, 2010.

Haddani, Y., Breul, P., Goirand, P., Benz, M. A., Gourves, R., Llanca, D., Talon, A., Bacconnet, C., Kamel, T., Limam, A. et Silvani, C. : Nouvelle méthodologie de diagnostic des tunnels anciens en service. *Tunnels et espace souterrain*, Septembre/octobre 2014(245):1–10, septembre 2014.

Hartog, A. H. : *An Introduction to Distributed Optical Fibre Sensors.* Taylor & Francis Group, taylor & francis group édition, 2017.

Heyman, J. : The stone skeleton. *International Journal of Solids and Structures*, 2(2):249–279, avril 1966. ISSN 0020-7683. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0020768366900187.

Hojdys, L., Kaminski, T. et Krajewski, P. : Experimental and numerical simulations of collapse of masonry arches. *In ARCH'13 - 7th International Conference on Arch Bridges*, Trogir - Split, Croatia, octobre 2013.

Housner, G. W., Bergman, L. A., Caughey, T. K., Chassiakos, A. G., Claus, R. O., Masri, S. F., Skelton, R. E., Soong, T. T., Spencer, B. F. et Yao, J. T. P. : Structural Control : Past, Present, and Future. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(9):897–971, septembre 1997. ISSN 0733-9399. URL https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9399%281997%29123%3A9%28897%29.

Huang, A., Lee, J., Wang, C., Ho, Y. et Chuang, T. : Field monitoring of shield tunnel lining using optical fiber bragg grating based sensors. *In Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, 2013.

Idris, J. : *Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique.* Theses, Institut National Polytechnique de Lorraine, octobre 2007. URL https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01752827.

Imai, M. et Mizuno, S. : Aqueduct Tunnel Convergence Measurement using a Distributed Optical Fiber Sensor. *In Optical Fiber Sensors Conference 2020 Special Edition (2020), paper T3.22*, page T3.22. Optica Publishing Group, juin 2020. URL https://opg.optica.org/abstract.cfm?uri=OFS-2020-T3.22.

ITSEOA : Guide d'application de l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - fascicule 40, novembre 2012. URL https://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr/fascicule-40-a808.html. Last Modified : 2022-11-29.

Journal Officiel : Compte-rendu intégral - 10ème séance, séance du mercredi 2 mai 1973. *Débats parlemantaires*, mai 1973.

Journal Officiel : LOI n°2019-1428 du 24 décembre 2019 d'orientation des mobilités, décembre 2019.

Kamel Daca, T. : *Contribution au diagnostic expert et à l'analyse de risques dans les ouvrages souterrains en maçonnerie par la modélisation numérique.* phdthesis, INSA de Lyon, décembre 2013. URL https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01080902.

Krajewski, P. et Hojdys, L. : Experimental Studies on Buried Barrel Vaults. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(7):834–843, octobre 2015. ISSN 1558-3058. URL https://doi.org/10.1080/15583058.2013.860499. Publisher : Taylor & Francis _eprint : https ://-doi.org/10.1080/15583058.2013.860499.

Lacidogna, G. et Accornero, F. : Elastic, plastic, fracture analysis of masonry arches : A multi-span bridge case study. *Curved and Layered Structures*, 5:1–9, janvier 2018.

Lamarche, C.-A. : Assistant du chargé d'expérimentation. Rapport d'alternance, BUT Génie mécanique et productive, août 2024.

Le, H. H. : *Stabilité des murs de soutènement routiers en pierre sèche : modélisation 3D par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1.* Thèse de doctorat MEGA en Génie civil, ENTPE, 2013.

Leon, J. et Goicelea, J. M. : *Los puentes de piedra (o ladrillo) antaño y hogaño.* Lecciones Juanelo Turriano de historia de la ingeneria. Fundacion Juanelo Turriano, 2017. ISBN 978-84-945708-3-4. URL https://www.academia.edu/31984721/Los_puentes_de_piedra_o_ladrillo_anta%C3%B1o_y_hoga%C3%B1o.

Liu, C., Zhang, S., Zhang, D., Zhang, K. et Wang, Z. : Model tests on progressive collapse mechanism of a shallow subway tunnel in soft upper and hard lower composite strata. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 131:104824, janvier 2023a. ISSN 0886-7798. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779822004643.

Liu, Z., Wu, J., Cao, C., Li, S. et Yan, Q. : Dynamic performance and damage assessment of a shallow buried tunnel under internal explosion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, janvier 2023b.

Llanca, D., Breul, P., Talon, A., Bacconnet, C. et Haddani, Y. : Caractérisation de l'état de la maçonnerie d'un ouvrage enterré. *Annales du batiment et des travaux publics*, pages 62–68, mai 2011. URL http://dspace1.univ-tlemcen.dz//handle/112/526.

Lourenco, P. : *Computational Strategy for Masonry Structures*. Delft University Press, janvier 1996.

Menil, A. : Evaluation de la stabilité d'un tunnel maçonné : application au tunnel de Saint-Cloud et modélisation par le calcul à la rupture. Mémoire de Travail de Fin d'Etudes, ENTPE, 2021.

Mohamad, H., Bennett, P., Soga, K., Mair, R. et Bowers, K. : Behaviour of an old masonry tunnel due to tunnelling-induced ground settlement. *Géotechnique*, 60(12):927–938, décembre 2010. ISSN 0016-8505. URL https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.8.P.074.

Mohamad, H., Asce, A., Soga, K., Bennett, P. J., Mair, R. J. et Chi, S. L. : Monitoring twin tunnel interaction using distributed optical fiber strain measurements. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 138(August 2012):957–967, 2012.

Monsberger, C. et Lienhart, W. : Distributed fiber optic shape sensing along shotcrete tunnel linings : Methodology, field applications, and monitoring results. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 11(2):337–350, 2021. ISSN 2190-5452. URL http://www.scopus.com/inward/record.url?scp=85099793693&partnerID=8YFLogxK.

Monsberger, C. M., Bauer, P., Buchmayer, F. et Lienhart, W. : Large-scale distributed fiber optic sensing network for short and long-term integrity monitoring of tunnel linings. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 12(6):1317–1327, décembre 2022. ISSN 2190-5479. URL https://doi.org/10.1007/s13349-022-00560-w.

Moreno Regan, O. : *Etude du comportement des tunnels en maçonnerie du métro parisien*. phdthesis, Université Paris-Est, avril 2016. URL https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01355701.

Méry, E. : Sur l'équilibre des voûtes en berceau. *Annales des ponts et chaussées. Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions et au service de l'ingénieur*, pages 50–70, 1840. URL https://gallica.bnf.fr/ark:/12148/bpt6k4084533.

Nougayrede, P. : *Analyse et conception des structures clavées : approches théoriques et investigations numériques*. PhD Thesis, Paris Est, 2023. URL http://www.theses.fr/2023PESC2018/document.

Optum CE : Optum Computational Engineering - Optum CE, 2024. URL https://optumce.com/,https://optumce.com/.

Page, A. : Finite element model for masonry. 104:1267–1285, août 1978.

Pande, G. N., Liang, J. X. et Middleton, J. : Equivalent elastic moduli for brick masonry. *Computers and Geotechnics*, 8:243–265, janvier 1989. URL https://ui.adsabs.harvard.edu/abs/1989CGeot...8..243P. ADS Bibcode : 1989CGeot...8..243P.

Panet, M. et Sulem, J. : *Convergence-Confinement Method for Tunnel Design*. Springer Tracts in Civil Engineering. Springer International Publishing, springer cham édition, 2022. ISBN 978-3-030-93192-6 978-3-030-93193-3. URL https://link.springer.com/10.1007/978-3-030-93193-3.

Parent, T. : *Méthodologie de Diagnostic de Structures Maçonnées Anciennes*. phdthesis, Université Toulouse 3, novembre 2015. URL https://theses.hal.science/tel-01403780.

Popinet, A. : *Traité de maçonnerie ancienne*. Le Moniteur, le moniteur édition, 2018. ISBN 978-2-281-14075-0. URL https://www.eyrolles.com/BTP/Livre/traite-de-maconnerie-ancienne-9782281140750/.

Prandtl, L. : Uber die Harte plastischer Korper. *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Gottingen, Mathematisch-Ph*, pages 74–85, 1920. URL http://resolver.sub.uni-goettingen.de/purl?PPN252457811_1920.

Qin, Y., Lai, J., Cao, X., Zan, W., Feng, Z., Xie, Y. et Zhang, W. : Experimental study on the collapse evolution law of unlined tunnel in Boulder-Cobble mixed formation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 139:105164, septembre 2023. ISSN 0886-7798. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779823001840.

Ramos Casquero, A. : *Caracterizacion estructural de los rellenos situados en el trasdos de bovedas de edificios historicos*. Thèse de doctorat, Universidad politecnica de Madrid, Madrid, 2015.

Roca, P., Cervera, M., Gariup, G. et Pela', L. : Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3):299–325, septembre 2010. ISSN 1886-1784. URL https://doi.org/10.1007/s11831-010-9046-1.

Sab, K. : Yield design of thin periodic plates by a homogenization technique and an application to masonry walls. *Comptes Rendus Mécanique*, 331(9):641–646, 2003. ISSN 1631-0721. URL http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S163107210300144X.

Salençon, J. : *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, presse de l'école nationale des ponts et chaussées édition, 1983.

Sarhosis, V., Garrity, S. W. et Sheng, Y. : Influence of brick–mortar interface on the mechanical behaviour of low bond strength masonry brickwork lintels. *Engineering Structures*, 88:1–11, avril 2015. ISSN 0141-0296. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S014102961400755X.

Schubert, W. et Moritz, A. B., éditeurs. *Geotechnical Monitoring in Conventional Tunnelling : Handbook*. GEOAUSTRIA, octobre 2014. ISBN 978-3-9503898-0-7.

Stanier, S. A. : GeoPIV-RG, 2015. URL http://www.geopivrg.com/.

Stanier, S. A., Blaber, J., Take, W. et White, D. : Improved image-based deformation measurement for geotechnical applications. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(5):727–739, mai 2016. ISSN 0008-3674. URL https://cdnsciencepub.com/doi/10.1139/cgj-2015-0253.

Subrin, D. : *Etudes théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage*. These de doctorat, Lyon, INSA, janvier 2002. URL https://theses.fr/2002ISAL0064.

Sui, Y., Cheng, X. et Wei, J. : Distributed fibre optic monitoring of damaged lining in double-arch tunnel and analysis of its deformation mode. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 110:103812, avril 2021. ISSN 0886-7798. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779821000031.

Techniques Modernes dÉxtensiométrie : Fiche technique n°0010 du capteur de force de la série F 442 C, avril 2014. URL https://www.tme-france.com/fr/capteurs/f1-1-force/f2-22-capteurs-en-o/id-20-f-442-c.

Terrade, B. : *Évaluation structurale des murs de soutènement en maçonnerie*. PhD Thesis, Université Paris Est, 2017.

Terzaghi, K. : Rock defects and loads in tunnel supports. *In Rock Tunneling With Steel Supports*, The commercial Shearing and Stamping Co. Commercial Shearing and Stamping Company, 1946. URL http://archive.org/details/rock-tunneling-with-steel-supports-1977-by-proctor-and-white.

Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., L. : Soil Pressure Gauges KDA-PA/KDB-PA, 2024. URL https://www.tml.jp/e/node/374.

Tran, v. H. : *Optimisations mécaniques des constructions en matériaux locaux.* phdthesis, École Nationale des Travaux Publics de l'État [ENTPE], novembre 2014. URL https://theses.hal.science/tel-04875677.

Venzal, V. : *Modélisation discrète du comportement mécanique desouvrages maçonnés en pierre. Aspects expérimentaux - Analyse énergétique.* These de doctorat, Bordeaux, février 2020. URL https://theses.fr/2020BORD0017.

Wang, T., Shi, B. et Zhu, Y. : Structural monitoring and performance assessment of shield tunnels during the operation period, based on distributed optical-fiber sensors. *Symmetry MDPI*, juillet 2019.

Yamamoto, K., Lyamin, A. V., Wilson, D. W., Sloan, S. W. et Abbo, A. J. : Stability of a circular tunnel in cohesive-frictional soil subjected to surcharge loading. *Computers and Geotechnics*, 38(4):504–514, juin 2011. ISSN 0266-352X. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X11000310.

Yi, H., Qi, T., Qian, W., Lei, B., Pu, B., Yu, Y., Liu, Y. et Li, Z. : Influence of long-term dynamic load induced by high-speed trains on the accumulative deformation of shallow buried tunnel linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 84:166–176, février 2019. ISSN 0886-7798. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779818305121.

Yu, Y., Ling, X., Tang, L., Han, X., Geng, L. et Wei, S. : Preliminary identification of the failure mode of shallow tunnels in soil subjected to frost heave : Model test and numerical simulation. *Transportation Geotechnics*, 29:100555, juillet 2021. ISSN 2214-3912. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214391221000453.

Zhang, X., Zhu, H., Jiang, X. et Broere, W. : Distributed fiber optic sensors for tunnel monitoring : A state-of-the-art review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, mars 2024. ISSN 1674-7755. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1674775524001045.

Zhou, L., Li, X., Yan, Q., Li, S., Chang, S. et Ren, P. : Test and damage assessment of shallow buried RC tunnel under explosion. *Underground Space*, 2023.

Zhu, H.-H., Wang, D.-Y., Shi, B., Wang, X. et Wei, G.-Q. : Performance monitoring of a curved shield tunnel during adjacent excavations using a fiber optic nervous sensing system. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 124:104483, juin 2022a. ISSN 0886-7798. URL https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779822001237.

Zhu, Y., Yang, H., Huang, M. et Wang, L. : External hydraulic pressure and invert uplift study in a non-circular shallow tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, février 2022b. URL https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.104345.

Liste des symboles

C	Hauteur de couverture au-dessus de la clé
D	Diamètre équivalent du tunnel
ρ	Courbure de la voûte
δ	Diamètre du cercle donnant la courbure de la voûte
e	Épaisseur de la voûte en maçonnerie
h_e	Hauteur du piédroit en extrados
h_i	Hauteur du piédroit en intrados
b	Largeur de la base du piédroit
H	Hauteur de terrain sous les piédroits de la voûte
$(O, \underline{e}_x, \underline{e}_y)$	Repère orthonormé de centre O
θ_n	Angle entre la base du piédroit et la naissance de voûte
θ_c	Angle entre la base du piédroit et la clé de voûte
α	Paramètre cinématique du problème
β	Paramètre cinématique du problème
γ	Poids volumique du terrain
c_u	Cohésion non-drainée pour un terrain purement cohérent
c	Cohésion pour un terrain cohérent-frottant
φ	Angle de frottement interne pour un terrain cohérent-frottant
γ_m	Poids volumique de la maçonnerie
c_m	Cohésion à l'interface des blocs de maçonnerie
φ_m	Angle de frottement à l'interface des blocs de maçonnerie
$\underline{Q}$	Force ponctuelle appliquée en clé de voûte
$\underline{\sigma}_S$	Surcharge répartie appliquée à la surface du terrain
$\underline{\sigma}_T$	Pression du revêtement sur le bord de l'excavation du terrain
$\underline{\sigma}_v$	Pression de Terzaghi
$\underline{\sigma}_h$	Pression de poussée du terrain
$\mathcal{P}_{ext}$	Puissance des efforts extérieurs
$\mathcal{P}_{rm}$	Puissance résistante maximale
$\mathcal{V}$	Volume
S	Surface
Σ	Surface de discontinuité
$\underline{U}$	Translation
$\underline{W}$	Rotation
ω	Vitesse angulaire associée à la rotation $\underline{W}$
Ω	Centre de rotation associé à la rotation $\underline{W}$
ε	Déformation
PSAv	Capteur de Pression en Surface Avant
PSAr	Capteur de Pression en Surface Arrière
PFAv	Capteur de Pression au Fond de la boîte d'expérimentation Avant
PFAr	Capteur de Pression au Fond de la boîte d'expérimentation Arrière

Liste des figures

1.1 Localisation du tunnel de Saint-Cloud (Géoportail, 2018) (a) et tête du tunnel côté Paris (entrée du tube Nord à droite de l'image) (Google, 2023) (b). 5
1.2 Profil en long du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud (image modifiée à partir de De Buffevent (1941)). 6
1.3 Profil en long d'une portion côté Paris du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud (CETU, 1978). 6
1.4 Section courante du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud en maçonnerie (De Buffevent, 1941). 7
1.5 Phases de construction d'une section courante du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud, phasage transversal (CETU, 1978). 8
1.6 Principe des abatages latéraux par tronçons, plots transversaux (CETU, 1978). 8
1.7 Ensemble des pathologies potentiellement présentes dans un tunnel en maçonnerie d'une station de métro (Moreno Regan, 2016). 10
1.8 Exemples de manifestations de désordres (CETU, 2015) : fissure longitudinale consécutive à une déformation de méplat (a), fissure transversale couplée à une fissure oblique (b), ventre de piédroit proche de la ruine (c), effondrement de maçonnerie (d). 10
1.9 Évolution des paramètres mécaniques des roches en fonction du temps, selon Idris (2007) (a) et mise en forme par Moreno Regan (2016) (b). 11
1.10 Méthodes conventionnelles de suivi des déformations des tunnels (Buchmayer *et al.*, 2019). 13
1.11 Méthodes d'auscultation : fissuromètre (a) (photo prise dans le tube Nord du tunnel de Saint-Cloud) et principe du laser scanning (Chen, 2014) (b). 13
1.12 Profil en travers et coupe transversale de la cloche d'effondrement du tunnel de Vierzy (Arnould, 2010). 14
1.13 Diversité de matériaux, d'appareillage, de construction de la maçonnerie d'après les illustrations de Bouvet-Agnelli *et al.* (2021)(a,b,c) et appareillage de la maçonnerie dans le tube Nord du tunnel de Saint-Cloud (d). 16
1.14 Approches pour la modélisation des structures en maçonnerie (Moreno Regan, 2016). . 16
1.15 Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (a) et pression agissant verticalement en voûte de tunnel (b) d'après Terzaghi (1946) et mis en forme par Bouvard-Lecoanet *et al.* (1988). 18
1.16 Schématisation de la méthode des réactions hyperstatiques, d'après Bouvard-Lecoanet *et al.* (1988) et mis en forme par Moreno Regan (2016). 19
1.17 Mécanisme de rupture proposé par Atkinson et Potts (1977) d'une excavation circulaire dans un terrain cohérent-frottant. 20
1.18 Mécanismes de rupture proposés par Davis *et al.* (1980) d'une excavation circulaire dans un terrain purement cohérent. 20
1.19 Principe de la méthode convergence-confinement (Subrin, 2002). 21
1.20 Effondrement d'une arche circulaire sous une charge ponctuelle par formation de quatre rotules d'après Heyman (1966), tiré de Moreno Regan (2016). 22
1.21 Etapes du raisonnement implanté par Delbecq (1982) dans le logiciel VOUTE. 23

1.22 Déformée obtenue par la modélisation numérique éléments finis du pont de Porta Napoli (Italie) par Lacidogna et Accornero (2018) (a), profil de fissuration d'une voûte quadripartite obtenu par la modélisation continue par éléments finis de l'ancien réfectoire du prieuré Saint-Martin-des-Champs à Paris (France) par Parent (2015) (b) et profil de déplacements verticaux d'un quart de voûte sexpartite obtenu par la modélisation bloc à bloc par éléments finis de la cathédrale Notre Dame de Paris (France) par Nougayrede (2023) (c). 26
1.23 Développement de zones plastifiées dans le tunnel et le terrain encaissant en fonction de l'évolution de paramètres mécaniques de la maçonnerie (Idris, 2007) (a) et formation de rotules dans la voûte de la station Mairie d'Ivry (Moreno Regan, 2016) (b). 28
1.24 Dispositif expérimental du modèle réduit de Yu *et al.* (2021) (a) et Zhou *et al.* (2023) (b). 29
1.25 Dispositif expérimental de voûte en maçonnerie avec terrain de remblaiement latéral (a) et modèle déformé juste avant sa ruine (b) (Ramos Casquero, 2015). 30
1.26 Dispositif expérimental de Hojdys *et al.* (2013); Krajewski et Hojdys (2015). 31
1.27 Dispositif expérimental et modèle de rupture sous chargement uniforme (Chen *et al.*, 2016). 32
1.28 Dispositif expérimental (a) et mode de chargement pour les phases IV (b) et V (c) des essais réalisés par CEBTP (1978). 33
1.29 Dispositif expérimental (a) et fissuration de la voûte de la phase 5 après chargement (b) de CEBTP (1978). 33
1.30 Disposition générale d'un système de capteurs à fibre optique (Hartog, 2017). 35
1.31 Visualisation simplifiée des pics rétrodiffusés, selon Hartog (2017). 35
1.32 Modes d'installation de fibre optique dans des tunnels forés : disposition en section (a) et longitudinale (b) (Zhang *et al.*, 2024). 37
1.33 Installation de la fibre optique par collage de résine epoxy (a) et protection de la fibre libre au droit d'une discontinuité avec du papier bulle et du scotch (b) Gómez *et al.* (2020). 38
1.34 Schéma de l'instrumentation par fibre optique dans deux tubes voisins (Monsberger *et al.*, 2022) (a) et dans le Royal Mail Tunnel (Gue *et al.*, 2015) (b). 38
1.35 Description des déformations dans les sections du Royal Mail Tunnel à partir des données relevées en section par la fibre optique, exemple de résultats présentés par Gue *et al.* (2015). 39
1.36 Distribution spatiale d'une mesure et sa perception (Hartog, 2017). 40
1.37 Résultats-types des mesures de déformation par fibre optique (Wang *et al.*, 2019). . . . 41
1.38 Modes de déformation en cisaillement et flexion du tunnel dans la direction longitudinale (Zhu *et al.*, 2022a). 41
1.39 Exemple de mesures de déformation obtenues par fibre optique (Zhu *et al.*, 2022a). . . 41
1.40 Résultats des mesures de déformations par fibre optique : modification de hauteur de couverture, mesures longitudinales le long de la fibre optique, déplacement vertical par mesures géodésiques (Monsberger *et al.*, 2022). 42
1.41 Résultats des mesures au droit de deux sections prises durant un mois : variations de la hauteur de terrain de couverture (haut), déformation donnée par le DFOS (milieu) et déplacements relevés par la mesure géodésique (bas) (Monsberger *et al.*, 2022). 44
1.42 Mesure de déformation de la fibre optique (a) et déplacement des cibles géodésiques (b) pour sept prises de mesures dans le temps (Buchmayer *et al.*, 2019). 44
1.43 Mesures géodésiques converties en déformations comparées aux mesures fibre optique Buchmayer *et al.* (2019) 45
1.44 Schéma de pose de la fibre optique (a) et résultats bruts dans plusieurs sections (b) (Mohamad *et al.*, 2012). 45
1.45 Résultat théorique de déformation obtenue par mesure fibre optique pour le mode de déformation en cisaillement (a) et en flexion (b) (Zhu *et al.*, 2022a). 46
1.46 Schéma de l'installation longitudinale de fibre (a) et résultats types des mesures d'ouverture des joints par fibre (b) (Wang *et al.*, 2019). 46

1.47 Déformation mesurée par fibre optique au droit des sections R531, R545, R552, R559 et calculée par les méthodes (1) et (2) (Mohamad *et al.*, 2012). 47
1.48 Déplacement radial calculé à partir de la mesure fibre optique à l'aide de la méthode (3) (Mohamad *et al.*, 2012). 48
1.49 Schéma des forces appliquées sur la poutre courbe (a) et comparaison entre les calculs et le modèle aux éléments finis (b) (Sui *et al.*, 2021). 49
1.50 Schéma du modèle utilisé pour la définition du calcul dans Wang *et al.* (2019) pour le calcul des déformations dues à la rotation des joints. 49
1.51 Résultats-type du calcul des déplacements en section à partir des mesures de déformation (Wang *et al.*, 2019). 50
1.52 Principe de la méthode de determination de la géométrie à l'aide de deux fibres optiques (Monsberger et Lienhart, 2021). 50
1.53 Principe de la méthode de determination de la géométrie à l'aide de deux fibres optiques (Monsberger et Lienhart, 2021). 51
1.54 Déplacements en section de tunnel : vue d'ensemble d'installation de la fibre optique (a), mesure de déformation sur la surface intérieure (vert) et extérieure (jaune) (b), courbure calculée (c), courbe de déplacement calculée à partir des données de fibre optique et géodésiques (d) (Monsberger et Lienhart, 2021). 52

2.1 Construction par l'intérieur (a) et par l'extérieur (b) du domaine $\mathcal{K}$ des chargements potentiellement supportables (Colas, 2017). 59
2.2 Schéma du problème de la stabilité d'un tunnel en maçonnerie dans son terrain encaissant : définition des paramètres de géométrie, chargement et résistance. 61
2.3 Décomposition du problème de stabilité du tunnel en maçonnerie en une étude de stabilité du terrain seul (a) et de la voûte en maçonnerie seule (b). 61
2.4 Mécanisme de rupture de « toit » (a) et de « toit et côtés » (b) pour un terrain encaissant purement cohérent. 62
2.5 Hodographe des vitesses du mécanisme de rupture « toit et côtés » dans un terrain purement cohérent. 64
2.6 Modélisation d'une excavation dans un terrain purement cohérent sous Optum G2 dans les cas pesant $\overline{C} = 0,5$ (a) et $\overline{C} = 3$ (b) : vecteurs vitesses dans le terrain. 67
2.7 Paramètre de chargement $\left(\frac{\sigma_s - \sigma_t}{c_u}\right)^+$ en fonction de la hauteur de couverture sur le diamètre de l'excavation pour différentes valeurs du paramètre associé au poids volumique du terrain dans un terrain purement cohérent. 68
2.8 Mécanisme de rupture de « toit » (a) et de « toit et côtés » (b) pour un terrain encaissant cohérent frottant. 69
2.9 Hodographe des vitesses du mécanisme de rupture « toit et côtés » dans un terrain cohérent-frottant. 71
2.10 Modélisation d'une excavation dans un terrain cohérent frottant sous Optum G2 dans les cas d'une cohésion nulle (a) et d'une cohésion non nulle (b) : vecteurs vitesses dans le terrain. 74
2.11 Charge maximale supportable $\left(\frac{\gamma D}{\sigma_T}\right)^+$ sous forme adimensionnelle en fonction de l'angle de frottement interne φ dans un terrain purement frottant. 75
2.12 Charge maximale supportable $\left(\frac{\gamma D}{c}\right)^+$ sous forme adimensionnelle en fonction de l'angle de frottement interne φ pour plusieurs valeurs de pression de confinement sous forme adimensionnelle dans un terrain cohérent frottant. 75
2.13 Mécanisme de rupture en translation et rotations pour une voûte seule chargée ponctuellement en clé de voûte. 77
2.14 Vitesses absolues du système voûte seule soumis à un chargement ponctuel en clé sur Optum G2 pour c_m =500 kPa et $\varphi = 30°$. 81
2.15 Vecteurs vitesses du système voûte seule soumis à un chargement ponctuel en clé sur Optum G2 pour $c_m = 500$ kPa et $\varphi_m = 30°$. 81

2.16 Charge maximale supportable $\left(\frac{Q}{\gamma_m \delta^2}\right)^+$ sous forme adimensionnelle en fonction de l'angle de frottement interne φ_m (a) ou de cotan (φ_m) (b) d'une voûte soumise à une charge ponctuelle en clé. 82
2.17 Mécanisme de rupture pour une voûte soumise à un chargement simulant le confinement exercé par le terrain. 84
2.18 Mécanisme de rupture pour un tunnel dans un terrain encaissant purement cohérent : « renversement » du piédroit. 85
2.19 Hodographe des vitesses du mécanisme de « renversement » du piédroit. 86
2.20 Illustration de l'intégration réalisée pour le calcul de la puissance des efforts extérieurs dans le piédroit pour le mécanisme de « renversement » du piédroit. 89
2.21 Optimisation du paramètre cinématique Ω pour la résolution du mécanisme de « renversement » du piédroit. 91
2.22 Mécanisme de rupture pour un tunnel dans un terrain encaissant purement cohérent : capacité portante d'une fondation. 92
2.23 Hodographe des vitesses du mécanisme de « poinçonnement » du piédroit sur Σ_4 et Σ_5. 93
2.24 Schémas des différentes géométries retenues pour l'analyse des résultats pour les modèles de tunnels avec représentation de la rupture virtuelle de « poinçonnement ». 96
2.25 Schémas des différentes géométries retenues pour l'analyse des résultats pour les modèles de tunnels avec représentation de la rupture virtuelle de « renversement ». 97
2.26 Vecteurs vitesses donnés par les modèles sous Optum G2 pour des hauteurs de couverture de 4 m. 98
2.27 Déplacements absolus (a), selon $\underline{e}_x$ (b) et $\underline{e}_y$ (c) à la rupture donnés par le modèle sous Optum G2 pour la configuration de la section L3 avec une couverture de 4 m. 98
2.28 Coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de couverture pour plusieurs configurations géométriques de tunnel. 99
2.29 Coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de couverture sous forme adimensionnelle pour plusieurs valeurs de cohésion du terrain sous forme adimensionnelle. 100
2.30 Coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de couverture sous forme adimensionnelle pour plusieurs valeurs de cohésion du joint de maçonnerie sous forme adimensionnelle. 101
2.31 Coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de couverture sous forme adimensionnelle pour plusieurs valeurs de coefficient de frottement interne du joint de maçonnerie. 101

3.1 Vue en plan du tunnel de Saint-Cloud d'après les descriptions de CETU (1978) et la photographie aérienne de Géoportail (2018). 105
3.2 Variations des bases transversales (a) et verticales (b) en fonction du temps dans le tube Nord du tunnel de Saint-Cloud (Menil, 2021). 107
3.3 Schéma de la fibre optique BRUsens strain V1 (Dimione, 2019) (a) et ODiSI 6000 Rayleigh pour la déformation avec ordinateur (Dimione, 2024)(b). 107
3.4 Issue de secours 451 (a) et intérieur de la galerie d'évacuation « est »au PM100 (b). . . 108
3.5 Coques préfabriquées reposant sur une longrine en béton en piédroit Sud. 109
3.6 Obstacles et équipements en voûte du tube Nord du tunnel de Saint-Cloud. 109
3.7 Photos au droit du profil D soulignant l'humidité de la zone. 110
3.8 Profil en travers théorique au droit du profil C (PM 75) en section courante (CETU, 1978). 110
3.9 Profil en travers théorique à proximité du profil G (PM 130) en section à double voûte avec cloche de fontis, modifié à partir du schéma de CETU (1978). 111
3.10 Plan de pose des câbles à fibre optique dans le tube Nord du tunnel de Saint-Cloud. . 112
3.11 Présentation de la boîte d'expérimentation : schéma de principe (Lamarche, 2024) (a), vue d'ensemble (b) et vue de l'intérieur de la boîte (c). 113
3.12 Schéma en coupe (a) et photo (b) des voussoirs constituant la voûte. 114
3.13 Schéma du dispositif expérimental du modèle réduit pour un chargement surfacique réparti (a) et linéique excentré (b). 115

3.14 Photos du matériel pour le chargement excentré (a), réparti (essai 01_01_R_NG) (b) et réparti avec vérin souple (essai 01_04_R*_GG) (c,d). 116
3.15 Numérotation des capteurs situés au fond de la boîte d'expérimentation. 116
3.16 Disposition de la maquette en laboratoire. 117
3.17 Mise en œuvre de sable coloré dans le terrain (a) et numérotation des voussoirs de la voûte sur la face filmée du modèle (b). 117
3.18 Schéma (a) et photos (b,c) du positionnement de la fibre optique de mesure à l'intrados de la voûte : la fibre « transversale » est représentée en vert et la fibre « longitudinale » en rouge. 118
3.19 Essais 00_00_R_XX (a), 00_01_R_XX (b),00_02_E_XX (c) et 00_03_R_XX (d) avant application du chargement. 119
3.20 Essais 00_00_R_XX (a), 00_01_R_XX (b),00_02_E_XX (c) et 00_03_R_XX (d) après application du chargement. 119
3.21 Calage en longueur de la voûte, de la face avant (gauche) à la face arrière (droite) : bord de la boîte d'expérimentation, mastic, voussoirs en MDF, mastic, plaque en contreplaqué, bord de la boîte d'expérimentation. 120
3.22 Données des capteurs de chargement pour les essais répartis 01_01 et 01_04. 122
3.23 Données des capteurs de chargement pour les essais excentrés 01_02 et 01_03. 123
3.24 Position des joints de voussoirs en intrados repérés (a) et illustration des bases suivies (b) sous Tracker pour l'essai 01_04. 124
3.25 Principe général de la méthode geoPIV-RG (Stanier *et al.*, 2016). 125
3.26 Déplacement point par point sous GeoPIV-RG de l'essai 01_04 pour un pas de 10 pixels (a), 15 pixels (b) et 25 pixels (c). 125
3.27 Représentation tridimensionnelle de l'instrumentation par fibre optique de la maquette. 126
3.28 Photos de la maquette sous chargement réparti au vérin 01_04_R*_GG. 127
3.29 Photos de l'essai 01_04_R*_GG au droit du voussoir n°4 (a) n°8 (b) et n°12 (c) à la fin du chargement. 127
3.30 Données des capteurs de chargement en fond de boite pour l'essai 01_04_R*_GG. . . 128
3.31 Position des joints de voussoirs en intrados repérés sous Tracker de l'essai 01_04 superposé avec une photo à l'état initial (a) et déformé sous 20 kPa (b). 128
3.32 Déplacements horizontal (a) et vertical (b) (cm) des voussoirs marqués et variations de longueurs (cm) sur Tracker pour l'essai 01_04_R*_GG au cours du chargement (kPa). 129
3.33 Evolution des zones de terrain en déplacement sous GeoPIV-RG au cours de l'essai 01_04_R*_GG au cours du chargement. 131
3.34 Déplacement point par point des volumes élémentaires de terrain au cours de l'essai 01_04_R*_GG superposés à l'image de l'état initial (a) et déformé (b). 131
3.35 Mouvements du terrain au cours de l'essai 01_04_R*_GG en clé (a) et en piédroits (b,c).132
3.36 Déformation le long de la fibre longitudinale (a) et transversale (b). 133
3.37 Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_04_R*_GG pour les paliers de chargements 2 kPa (a), 10 kPa (b), 20 kPa (c) et 30 kPa (d). 134
3.38 Mise en évidence de la rupture de la continuité du collage de la fibre en intrados de la voûte à la fin de l'essai 01_03_E_GG. 135
3.39 Photos de la maquette sous chargement réparti 01_01_R_NG. 136
3.40 Données des capteurs de chargement en fond de boite pour l'essai 01_01_R_NG. . . . 137
3.41 Déplacements horizontal (a) et vertical (b) (cm) des voussoirs marqués sur Tracker pour l'essai 01_01_R_NG au cours du chargement (kPa). 138
3.42 Evolution du déplacement dans le terrain au cours du chargement du modèle. 138
3.43 Déplacement du terrain sous GeoPIV-RG pour l'essai 01_01_ R_NG avec un pas de 25 pixels avec image de l'état initial. 138
3.44 Déformation le long des fibres longitudinale (a) et transversale (b). 140
3.45 Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_01_R_NG pour le palier de chargement 20 kPa. 141

3.46 Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) de la section arrière en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors des essais répartis 01_01_R_NG et 01_04_R*_GG pour les paliers de chargements 10 kPa (a) et 20 kPa (b). 141
3.47 Données des capteurs de chargement en fond de boite pour les essais excentrés avec fibre optique 01_02_E_NG (a) et 01_03_E_GG (b). 142
3.48 Photos de la maquette sous chargement excentré 01_02_E_NG (gauche) et 01_03_E_GG (droite). 143
3.49 Déplacements vertical (a) et horizontal (b) (cm) des voussoirs marqués pour l'essai 01_02_E_NG au cours du chargement (kPa). 144
3.50 Déplacements vertical (a) et horizontal (b) (cm) des voussoirs marqués pour l'essai 01_03_E_GG au cours du chargement (kPa). 144
3.51 Déplacement du terrain sous GeoPIV-RG pour l'essai 01_02_E_NG (a) et 01_03_E_GG (b) avec un pas de 25 pixels avec image de l'état initial. 144
3.52 Évolution des zones en déplacements au cours du chargement du modèle 01_02_E_NG. 145
3.53 Évolution des zones en déplacements au cours du chargement du modèle 01_03_E_GG. 145
3.54 Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) de la section arrière en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors des essais excentrés 01_02 et 01_03 pour les paliers de chargements $6,90$ kPa (a) et $17,24$ kPa (b). 146
3.55 Déformation le long de la fibre longitudinale (a) et transversale (b) de l'essai 01_02_E_NG. 147
3.56 Déformation le long de la fibre longitudinale (a) et transversale (b) de l'essai 01_03_E_GG. 148
B.1 Paramètre de chargement en fonction de α pour un terrain purement cohérent considérant $\overline{C} = 2$ et $\overline{\gamma} = 3$. 174
B.2 Rapport entre la hauteur de couverture et le diamètre de l'excavation minimal à considérer pour avoir une action nulle de la surcharge σ_s pour un terrain cohérent frottant. 175
B.3 Paramètre de chargement en fonction du paramètre cinématique α pour la voûte seule sous chargement ponctuel en clé. 176
C.1 Eléments constituant la boîte d'expérimentation : profilés 90x90L(a), équerres en aluminium (b), vis en T et écrou (c). 177
C.2 Modélisation sous RDM7 d'une face de la structure (a) et résultat (b). 178
C.3 Modélisation sous RDM7 d'une plaque de plexiglas (a) et résultat (b). 179
C.4 Modélisation sous RDM7 des profilés soutenant les vis de presse (a) et résultat (b). . . 179
C.5 Répartition du maillage (a), déplacements absolus (b) et verticaux (c) et vecteurs vitesses (d) du modèle réduit de tunnel sous Optum G2 pour un rapport entre hauteur de couverture de 0,25 et un poids volumique du terrain de $13,3\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$. 180
D.1 Déplacement point par point sous GeoPIV-RG en clé pour un pas de 25 pixels (a) et 15 pixels (b). 182
E.1 Données brutes des capteurs de chargement en fond de boite pour l'essai 01_04_R*_GG. 183
E.2 Déplacements horizontal (a) et vertical (b) en fonction du temps des voussoirs marqués sous Tracker pour l'essai 01_04_ R*_ GG. 183
E.3 Données brutes des capteurs de chargement en fond de boite pour l'essai réparti avec fibre optique 01_01_R_NG. 184
E.4 Déplacements vertical (a,b) et horizontal (c) en fonction du chargement des voussoirs marqués sous Tracker pour les essais 01_01_ R_NG et 01_04_R*_GG. 184
E.5 Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_01_ R_NG pour les paliers de chargements 10 kPa (a), 20 kPa (b), 30 kN (c) et 40 kPa (d). 185
E.6 Données brutes des capteurs de chargement en fond de boite pour les essais excentrés avec fibre optique 01_02_E_NG. 186
E.7 Données brutes des capteurs de chargement en fond de boite pour les essais excentrés avec fibre optique 01_03_E_GG. 186
E.8 Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_02_E_NG pour les paliers de chargements $6,90$ kPa (a), $13,79$ kPa (b), $17,24$ kPa (c) et $27,59$ kPa (d). 187

E.9 Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_03_E_GG pour les paliers de chargements $1,72$ kPa (a), $6,90$ kPa (b), $12,07$ kPa (c) et $17,24$ kPa (d). 188

Liste des tableaux

2.1 Paramètres géométriques et mécaniques pour l'étude du terrain purement cohérent sous Optum G2. 67
2.2 Paramètres géométriques et mécaniques pour l'étude du terrain cohérent-frottant sous Optum G2. 74
2.3 Paramètres géométriques et mécaniques pour l'étude de la voûte seule soumise à une charge ponctuelle en clé sous Optum G2. 80
2.4 Valeurs obtenues pour la charge maximale supportable par la voûte (N) sur Optum G2. 80
2.5 Signe de la puissance des efforts extérieurs sur chaque zone et pour chaque chargement pour le mécanisme de la voûte soumise à des forces réparties. 84
2.6 Paramètres géométriques des différentes configurations de tunnels retenues. 96
2.7 Caractéristiques physiques et mécaniques retenues. 96

3.1 Identification des essais préliminaires réalisés et de leur chargement associé. 119
3.2 Identification des essais réalisés, de leur chargement associé et de l'instrumentation par fibre optique mise en œuvre. 121
A.1 Caractéristiques principales des modèles de tunnels à faible profondeur tirés de la littérature. 173
C.2 Charge maximale supportable déterminée par le modèle numérique sur Optum G2 pour différents poids volumique apparent du sable d'Hostun et différentes hauteurs de couverture. 180
C.3 Poids volumiques apparents du terrain lors de la mise en place des essais. 181

Annexes

A Revue bibliographique : compléments sur les modèles de tunnels à faible profondeur

Tableau A.1 – Caractéristiques principales des modèles de tunnels à faible profondeur tirés de la littérature.

Article	**Dimensions du modèle**	**Ouverture de la voûte**	**Chargement**	**Instrumentation**
Liu *et al.* (2023a)	200 cm × 180 cm × 30 cm	30 cm	force statique	vidéo, capteurs de contrainte (suivi du chargement)
Zhu *et al.* (2022b)	225 cm × 225 cm × 100 cm	x cm	hydraulique	piézomètres et débitmètres à déplacement positif
Qin *et al.* (2023)	150 cm × 150 cm × 60 cm	22 cm	hydraulique	cellule de pression des terres et capteurs de déplacement multipoints (terrain)
Yu *et al.* (2021)	140 cm × 98 cm × 100 cm	23, 2 cm	thermique	capteurs de contrainte (extrados), jauges de déformations (intrados et extrados)
Yi *et al.* (2019)	310 cm × 200 cm × 220 cm	60 cm	force dynamique	jauges de contraintes (intrados et extrados), transformateur différentiel variable linéaire (LVDT) (dans le tube), cellules de pression (extrados)
Zhou *et al.* (2023); Liu *et al.* (2023b)	220 cm × 125 cm × 200 cm	176 cm	explosif et force statique	vidéo, capteurs de déplacements, capteurs de surpression et accéléromètres

B Stabilité par le calcul à la rupture

B.1 Détail de l'optimisation du paramètre cinématique du mécanisme de rupture de « toit » en 2.3.2.1

Dans le cas général d'un terrain pesant, sous Python on cherche la valeur de α minimisant le paramètre de chargement à l'aide de sa dérivée :

$$f'(\overline{C},\overline{\gamma},\alpha) = -\big(2\overline{C}+1\big)\frac{\cos\alpha}{\sin^2\alpha} + \frac{1}{\sin^2\alpha} - \frac{\overline{\gamma}}{4}\big(-\sin\alpha - \frac{\alpha\cos\alpha}{\sin^2\alpha}\big) \tag{B.1}$$

Quoique non réaliste, le cas non pesant $\overline{\gamma}=0$ est ici étudié comme cas de référence :

$$\frac{\sigma_S-\sigma_T}{c_u} \leqslant \frac{1}{\sin\alpha}\big(2\overline{C}+1\big) - \operatorname{cotan}\alpha = f_{\overline{\gamma}=0}\big(\overline{C},\alpha\big) \tag{B.2}$$

Ce calcul permet d'obtenir une valeur pour le paramètre de chargement qui est proportionnel à la charge maximale supportable par le mécanisme avant rupture. On cherche ainsi le plus petit majorant de ce paramètre. On détermine la valeur de α qui minimise l'équation (B.2) :

$$f'_{\overline{\gamma}=0}(\overline{C},\alpha) = -\big(2\overline{C}+1\big)\frac{\cos\alpha}{\sin^2\alpha} + \frac{1}{\sin^2\alpha} = 0 \tag{B.3}$$

$$\alpha^{opt}_{\overline{\gamma}=0} = \arccos\Big(\frac{1}{2\overline{C}+1}\Big) \tag{B.4}$$

L'expression (B.2) ne doit pas comporter de point d'inflexion, donc sa dérivée seconde (B.5) doit être strictement positive :

$$f''_{\overline{\gamma}=0}(\overline{C},\alpha) = (2\overline{C}+1)\Big(\frac{1}{\sin\alpha} + \frac{2\cos^2\alpha}{\sin^3\alpha}\Big) - \frac{2\cos\alpha}{\sin^3\alpha} \tag{B.5}$$

En injectant $\alpha^{opt}_{\overline{\gamma}=0}$ (B.4) dans (B.2) :

$$\begin{aligned}\Big(\frac{\sigma_S-\sigma_T}{c_u}\Big)^+ \leqslant f_{\overline{\gamma}=0}\big(\overline{C},\alpha^{opt}_{\overline{\gamma}=0}\big) &= f^+_{\overline{\gamma}=0}\big(\overline{C}\big)\\ &= \frac{1}{\sqrt{1-\Big(\frac{1}{2\overline{C}+1}\Big)^2}}\big(2\overline{C}+1\big) - \operatorname{cotan}\Big[\arccos\Big(\frac{1}{2\overline{C}+1}\Big)\Big]\end{aligned} \tag{B.6}$$

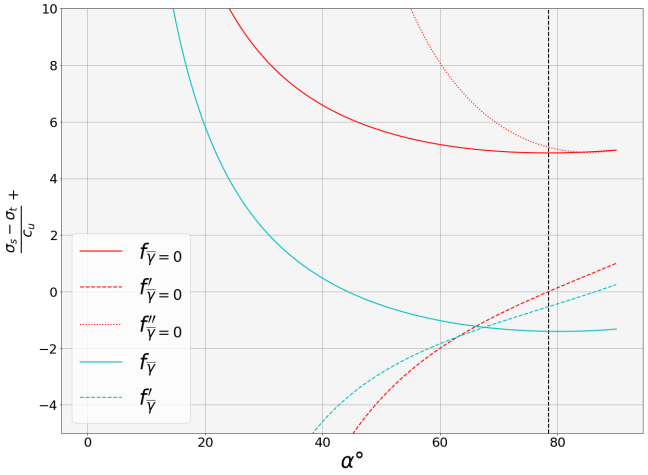


FIGURE B.1 – Paramètre de chargement en fonction de α pour un terrain purement cohérent considérant $\overline{C}=2$ et $\overline{\gamma}=3$.

La figure B.1 représente le paramètre de chargement en fonction de α pour le cas non pesant en rouge et pesant en bleu. Les évolutions du paramètre en fonction de α sont représentées en trait plein, les dérivées par des tirets et la dérivée seconde dans le cas non pesant en pointillé serré. La valeur de $\alpha^{opt}_{\overline{\gamma}=0}$ est repérée par la ligne verticale noire tiretée. A partir de l'étude de ces cas, on peut faire l'hypothèse qu'il existe un minimum global du paramètre de chargement étudié en fonction de α.

B.2 Respect de la condition (2.42) au paragraphe 2.3.3

Les résultats présentés dans cette partie sont limités au respect des conditions énoncées aux équation (2.42) et (2.52) tel que représenté au graphique B.2. L'étude des valeurs de α minimisant la valeur du paramètre de chargement montre que les paramètres cinématiques optimaux sont égaux ou s'approchent de 90°. Nos résultats sont alors valables uniquement pour des rapports entre hauteur de couverture et diamètre de l'excavation supérieurs aux valeurs données par les courbes représentées en bleu. Ainsi, si on considère un angle de frottement interne du terrain égal à 30° alors le résultat ne sera valable que pour des hauteurs de couverture au moins égales au diamètre de l'excavation pour le mécanisme de « toit et côtés ».

Les lignes pleines correspondent aux résultats pour le mécanisme de « toit » et les lignes discontinues correspondent à ceux pour le mécanisme de « toit et côtés ».

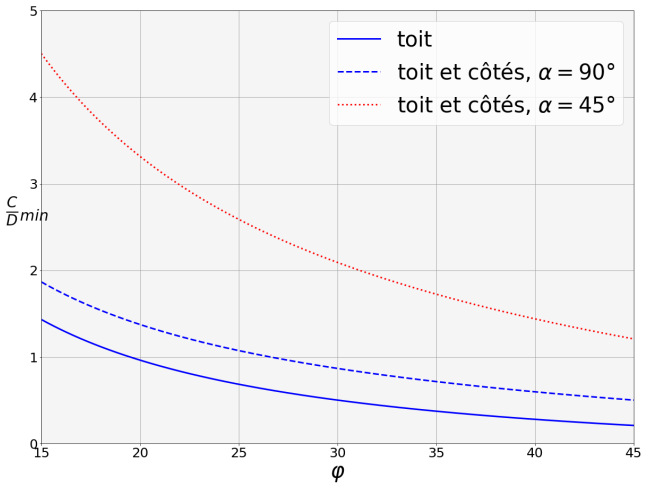


FIGURE B.2 – Rapport entre la hauteur de couverture et le diamètre de l'excavation minimal à considérer pour avoir une action nulle de la surcharge σ_s pour un terrain cohérent frottant.

B.3 Détail de l'optimisation du paramètre cinématique du mécanisme de rupture à trois rotules de la voûte seule en 2.4

La figure B.3 trace le paramètre de chargement en fonction du paramètre cinématique α pour $\overline{e} = 0,06$, $\theta_c = 84°$, $\theta_n = 0°$ en trait plein ou 20° en trait pointillé, $\varphi_m = 20°$ et $\overline{c_m} = 5$ en rouge ou 20 en bleu. Le paramètre cinématique optimal est celui qui minimise la valeur du paramètre de chargement. Celui-ci doit néanmoins être positif. Graphiquement, il est possible de déterminer que pour les cas représentés, le paramètre cinématique optimal est compris entre 10° et 74° pour $\theta_n = 0°$ et entre 38° et 66° pour $\theta_n = 20°$.

Les bornes à définir sont obtenues en posant une condition sur ω'_2 dont le dénominateur doit être strictement positif. On en déduit que la valeur optimale du paramètre cinématique est celle qui minimise le paramètre de chargement dans l'intervalle :

$$\left[lim^{\alpha}_{inf}; \theta_n + \theta_c - lim^{\alpha}_{inf}\right] \tag{B.7}$$

où :

$$lim_{inf}^{\alpha} = \arccos\big(\sin(\theta_c - \theta_n)\big) + \arccos \frac{\frac{1}{4}(1-2\overline{e})(\sin\theta_c - \sin\theta_n)}{\sqrt{\Big(\frac{1}{4}(1-2\overline{e})(\sin\theta_c - \sin\theta_n)\Big)^2 + \Big(\frac{1}{4}(1-2\overline{e})(\cos\theta_n - \cos\theta_c)\Big)^2}}$$

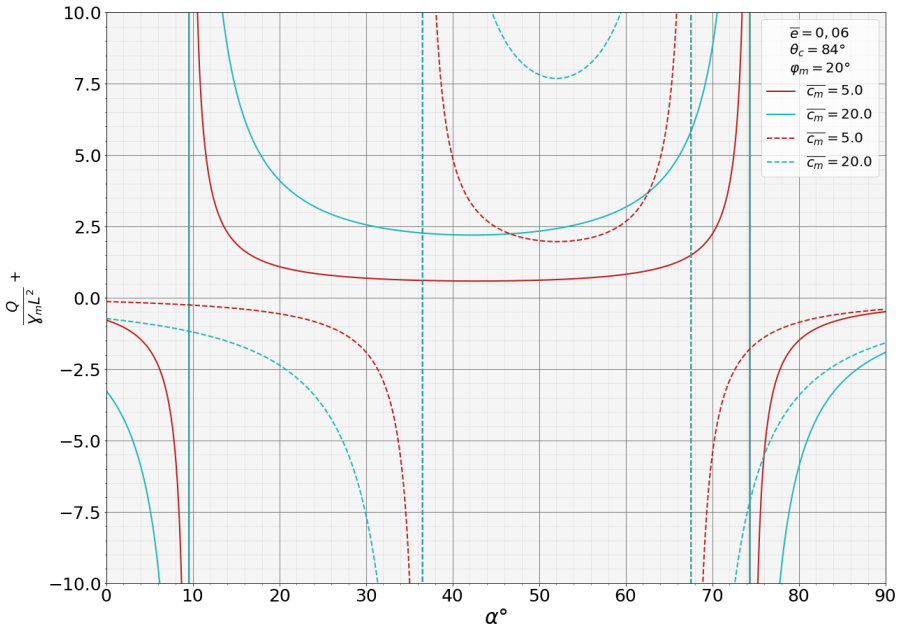


FIGURE B.3 – Paramètre de chargement en fonction du paramètre cinématique α pour la voûte seule sous chargement ponctuel en clé.

B.4 Détail du développement mathématique en 2.5.3

Démonstration pour le calcul de $\int_{\mathcal{V}_{t2}} \underline{\gamma W}\, d\mathcal{V}'$ à l'équation 2.79b :

$$\begin{aligned} \operatorname{div}(-\gamma y' \underline{W}) &= \operatorname{div}\big(-\gamma y' \omega\big[(y' - y'_0)\underline{e}'_x - (x' - x'_0)\underline{e}'_y\big]\big) \\ &= \partial_{x'}\big(-\gamma y' \omega (y' - y'_0)\big) + \partial_{y'}\big(\gamma y' \omega (x' - x'_0)\big) \\ &= \gamma\omega(x' - x'_0) \\ \Rightarrow \operatorname{div}(-\gamma y' \underline{W}) &= -\gamma W_{y'} \end{aligned} \tag{B.8}$$

C Approche expérimentale : compléments sur la conception de la maquette

C.1 Conception de la boîte d'expérimentation (extraits de Lamarche (2024))

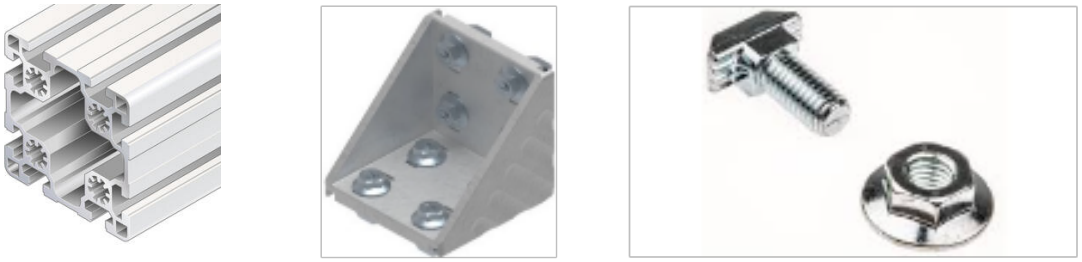
Le cahier des charges pour la conception de la boîte expérimentale comporte les contraintes suivantes :

- être facilement manipulable en laboratoire et déplaçable avec un transpalette ;
- être léger mais suffisamment résistant ;
- être réalisable au sein de l'atelier du laboratoire ;
- avoir les dimensions suivantes : 1 m × 1 m × 0,5 m ;
- être étanche au sable d'Hostun ;
- rester ouvert sur le haut pour permettre la pluviation du sable ;
- avoir des parois transparentes et résistantes à la pression du sable ;
- être potentiellement démontable ;
- avoir un coût minimal ;
- être conçue et réalisée en moins de 3 mois.

Les étapes de conception et de réalisation sont les suivantes :

- définition de la forme générale de la boîte ;
- choix des matériaux ;
- définition des techniques et systèmes de montage ;
- modélisation et validation sous RDM7 de la solution proposée ;
- génération d'un bon de commande sur MT Pro ;
- vérification de la conformités des matériaux commandés ;
- montage de la structure principale avec profilés 90x90L (figureb C.1a) ;
- mise en place des embouts et caches de protection ;
- perçage et fixation des profilés d'assemblage des faces latérales avec profilés 45x45 ;
- installation des plaques de plexiglas et ajout d'adhésif aux jonctions.

Pour ce qui est donc de la structure, la conception est entièrement réalisée en profilés d'aluminium de marque Rexroth de 90 × 90 L. Il s'agit d'un profilé de 90 mm de section carrée. C'est un modèle léger avec une résistance réduite par rapport au modèle classique mais moins coûteux et suffisant pour notre projet. Ce profilé possède deux rainures en forme de T sur ses quatre faces. Ce type de profilé présente un triple avantage : la légèreté, la présence de rainures qui facilitent l'assemblage des éléments et la modularité au montage. Les différents éléments sont assemblés à l'aide d'équerres de 90 × 90 en aluminium, renforçant ainsi la rigidité de la structure. Ces équerres sont fixées avec 8 vis en T. Des profilés 45 × 45 sont ensuite assemblés pour servir de cadre d'appui pour les plaques de plexiglas.



(a) (b) (c)

FIGURE C.1 – Eléments constituant la boîte d'expérimentation : profilés 90x90L(a), équerres en aluminium (b), vis en T et écrou (c).

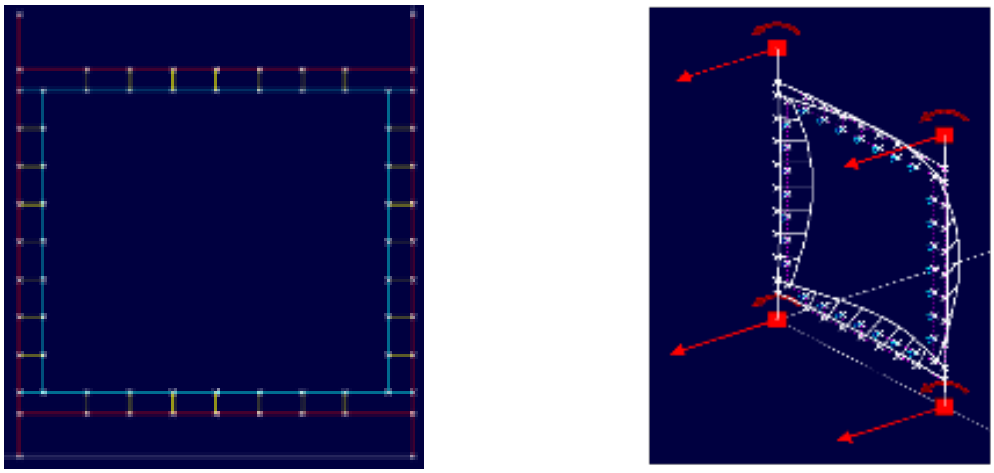
La modélisation et validation numérique de la solution proposée se déroule en trois étapes d'études de résistance au chargement sur : une face de la structure, un plaque de plexiglas et les poutres soutenant les vis de presse.

Paroi latérale. La plaque de plexiglas latérale de 1 m × 1 m est celle présentant la plus grande surface. La figure C.2a représente en rouge les profilés de la structure principale, en bleu les profilés du cadre de soutien de la plaque et en jaune les vis en T. On considère que le chargement maximal appliqué sur le modèle réduit est de 4 tonnes. Un chargement de 8 kPa, cas dans lequel l'intégralité du chargement appliqué en surface es transmis sur cette face, est simulé. Les déformations sont illustrées à la figure C.2b. L'élément le plus contraint est un vis qui reçoit 125, 7 MPa. Les vis en acier inoxydable qui ont une limite élastique de 200 MPa se déforment dans le domaine élastique uniquement avec un déplacement calculé de 0, 69 mm.

Paroi latérale. La figure C.3a représente en bleu la plaque de plexiglas et en rouge le cadre en profilés aluminium. La déformation maximale calculée pour un chargement réparti de 8 kPa est de 6, 4 mm (figure C.3b). Cette déformation s'est traduite lors des essais par l'infiltration de sable entre le plexiglas et la voûte avant ajout d'un mastique (essai 00_00_R_XX, figure 3.20a). La contrainte maximale calculée est de 6, 7 MPa. La limite élastique du plexiglas de 80 MPa n'est pas atteinte, ainsi la déformation reste dans le domaine élastique.

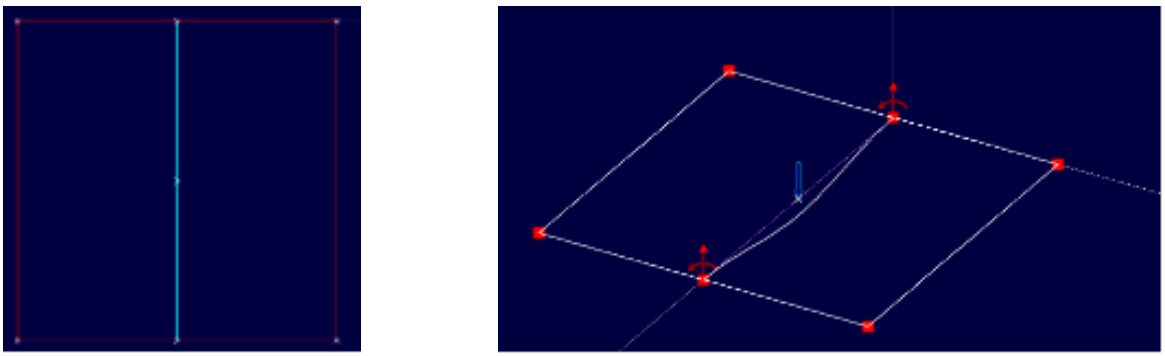
Profilés des vis de presse. La figure C.4a représente en bleu quatre profilés de la structure principale et en rouge deux profilés maintenant les vis. On applique un chargement de 40 kN réparti entre les deux profilés en deux points par profilé. La contrainte (221, 61 MPa) et la déformation (5 mm) sont maximales au milieu du profilé (figure C.4b). La limite d'élasticité du profilé en aluminium de 240 MPa n'est pas atteinte.

Aucune des modélisations ne montre le dépassement de la limite d'élasticité des matériaux constituant la boîte d'expérimentation.



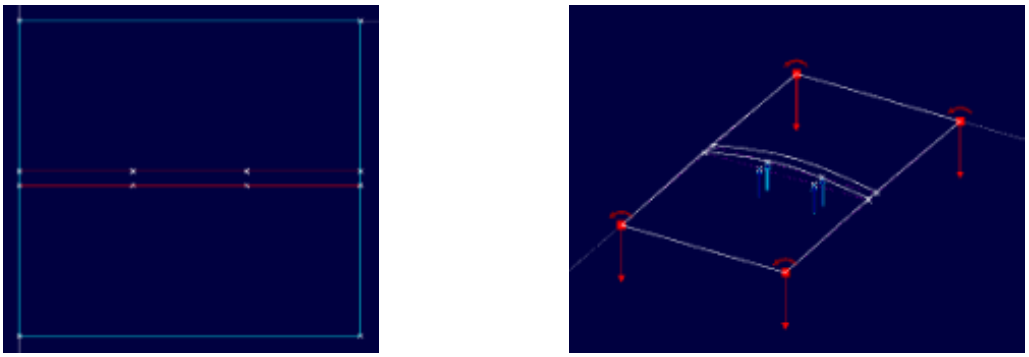
(a) (b)

FIGURE C.2 – Modélisation sous RDM7 d'une face de la structure (a) et résultat (b).



(a) (b)

FIGURE C.3 – Modélisation sous RDM7 d'une plaque de plexiglas (a) et résultat (b).



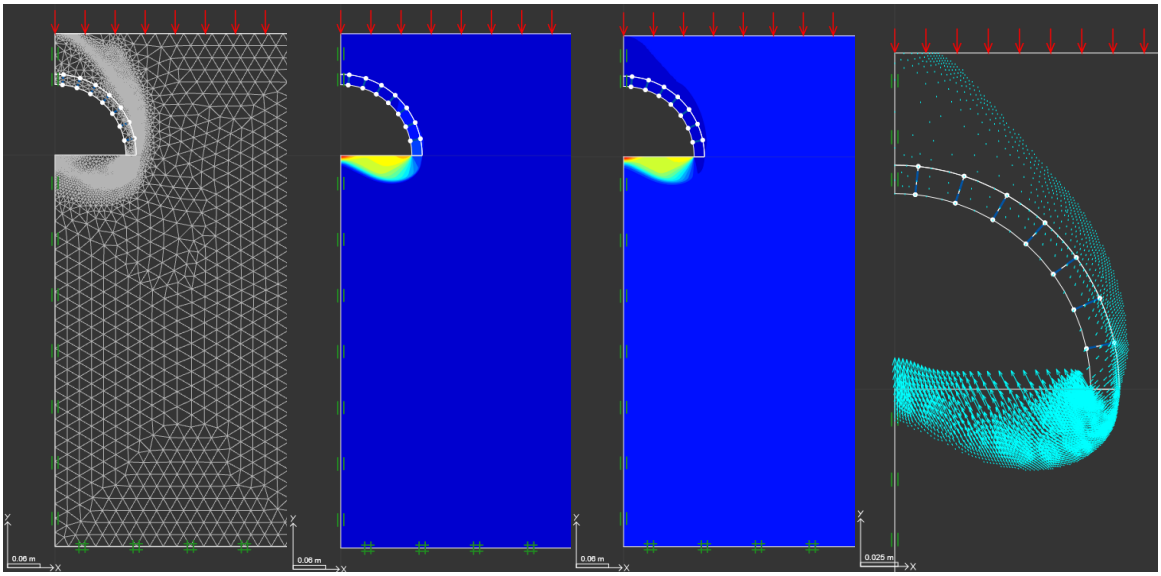
(a) (b)

FIGURE C.4 – Modélisation sous RDM7 des profilés soutenant les vis de presse (a) et résultat (b).

C.2 Modélisations de la maquette sous Optum G2 pour le choix du terrain encaissant

On réalise un modèle sous Optum G2 du dispositif expérimental pour estimer le chargement maximal supportable avant rupture pour plusieurs configurations géométriques et propriétés du terrain encaissant. On modélise des rapports de hauteur de couverture sur diamètre du tunnel C/D de 0,25 ; 0,5 et 1 . On se limite à 1 pour garantir une hauteur de terrain strictement supérieure à D sous les piédroits de la voûte. On teste un terrain modélisé par du sable d'Hostun. On considère les valeurs obtenues par Terrade (2017) pour la caractérisation du sable pour tester plusieurs configurations. Le terrain suit un comportement de Mohr-Coulomb dont les propriétés sont données au tableau C.2. Les blocs de maçonnerie sont considérés comme étant rigides et de poids volumique $6,1\ \mathrm{kN \cdot m^{-3}}$. Les joints entre blocs suivent une loi de Mohr-Coulomb de cohésion nulle et d'angle de frottement interne de 10°. Le maillage comporte 10 000 éléments et s'adapte en 3 itérations pour trouver le résultat donné par la méthode du calcul à la rupture par l'extérieur (*i.e.* le majorant de la charge maximale à la rupture).

Les résultats obtenus mettent en évidence l'augmentation significative du chargement a appliquer à la structure pour atteindre la rupture avec l'augmentation du poids volumique de sable mis en œuvre et de la hauteur de couverture. Ces simulations guident le choix des paramètres de mise en place du sable au cours des essais pour garantir l'intégrité de la boîte d'expérimentation : il est installé par pluviation pour limiter son poids volumique et la hauteur de couverture en surface est prise égale à 0,25.



(a) (b) (c) (d)

FIGURE C.5 – Répartition du maillage (a), déplacements absolus (b) et verticaux (c) et vecteurs vitesses (d) du modèle réduit de tunnel sous Optum G2 pour un rapport entre hauteur de couverture de 0,25 et un poids volumique du terrain de $13,3\,\mathrm{kN}\cdot\mathrm{m}^{-3}$.

TABLEAU C.2 – Charge maximale supportable déterminée par le modèle numérique sur Optum G2 pour différents poids volumique apparent du sable d'Hostun et différentes hauteurs de couverture.

Rapport hauteur de couverture sur diamètre de la voûte	**Poids volumique** ($\mathrm{kN}\cdot\mathrm{m}^{-3}$)	**Angle de frottement interne (°)**	**Chargement maximal à la rupture** (kPa)
0,25	13,3 14,5 15,5	36,4 37,8 40,3	78,1 109,6 213,9
0,50	13,3 14,5 15,5	36,4 37,8 40,3	184,9 276,3 603,5
1	13,3 14,5 15,5	36,4 37,8 40,3	584,7 952,4 2446,6

C.3 Poids volumique de sable calculé par couche de sol installée dans la boîte d'expérimentation pour les essais sur maquette

Le tableau C.3 donne le poids volumique apparent de sable installé dans la boîte d'expérimentation. Les essais 01_02_E_NG et 01_03_E_GG montrent une variabilité du poids volumique entre les couches installées. Cela est à prendre en compte lors de l'analyse de ces essais. L'objectif des essais préliminaires étant de préciser des paramètres liés à la mise en place de la voûte, des équipements de chargement et des dispositifs de suivi visuel, nous n'avons pas relevé le poids volumique apparent du sable installé.

TABLEAU C.3 – Poids volumiques apparents du terrain lors de la mise en place des essais.

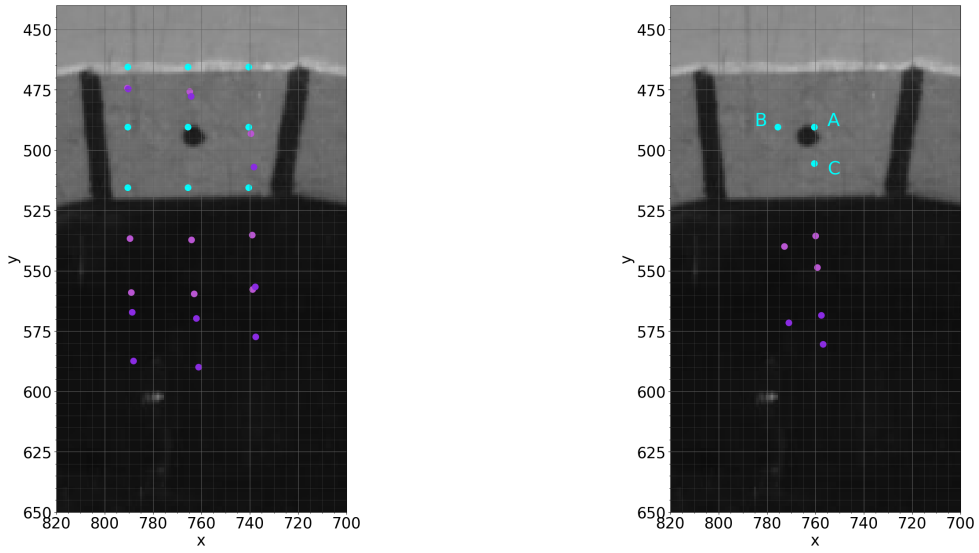
Nom de l'essai	**Hauteur de sable (relative par rapport à la base de la voûte)** (mm)	**Poids volumique apparent** ($\mathrm{kN \cdot m^{-3}}$)
01_01_R_NG	de −200 à −300	14,4
	de −100 à −200	13,7
	de 0 à −100	13,2
	de 0 à +225	12,9
01_02_E_NG	de −200 à −300	13,8
	de −100 à −200	14,0
	de 0 à −100	14,6
	de 0 à +225	13,7
01_03_E_GG	de −200 à −300	11,1
	de −100 à −200	12,9
	de 0 à −100	14,8
	de 0 à +225	12,4
01_04_R*_GG	de −200 à −300	non enlevé
	de −100 à −200	12,9
	de 0 à −100	12,9
	de 0 à +225	13,1

D Approche expérimentale : test du suivi des voussoirs à l'aide de GeoPIV-RG

L'analyse des déplacements individuels des voussoirs a été entreprise à l'aide du module GeoPIV-RG. La vérification de la pertinence ou non de son utilisation dans ce cadre se fait par le suivi de mouvements de corps rigide au sein d'un voussoir. Dans la figure D.1a, les points initiaux (en bleu) placés sur le voussoir présentent une emprise partielle sur les joints, ou sur les zones d'intrados et d'extrados, à l'exception du point central. Cette configuration entraîne un manque de précision dans la détermination du mouvement du bloc, suggérant la nécessité d'un raffinement de la résolution.

Dans la figure D.1b, trois points sont sélectionnés de manière à être strictement localisés à l'intérieur du voussoir, sans interférence avec les interfaces. Leurs déplacements sont suivis à trois instants distincts : initial (bleu), intermédiaire (rose) et final (violet). En supposant un comportement de corps rigide, les distances relatives entre ces points devraient demeurer constantes au cours du temps. Or, cette condition n'est pas vérifiée (équations D.9). Il en découle que le module GeoPIV-RG, dans les conditions actuelles, ne permet pas une analyse fiable des déplacements rigides des voussoirs, remettant en question son utilisation pour ce type de suivi.

$$\begin{array}{lll} AB_{initial} = 15,0\ px & AC_{initial} = 15,0\ px & BC_{initial} = 21,2\ px \\ AB_{final} = 13,8\ px & AC_{final} = 11,9\ px & BC_{final} = 16,7\ px \end{array} \tag{D.9}$$



(a) (b)

FIGURE D.1 – Déplacement point par point sous GeoPIV-RG en clé pour un pas de 25 pixels (a) et 15 pixels (b).

E Approche expérimentale : graphiques complémentaires des essais instrumentés par fibre optique

E.1 Essai surfacique réparti 01_04_R*_GG

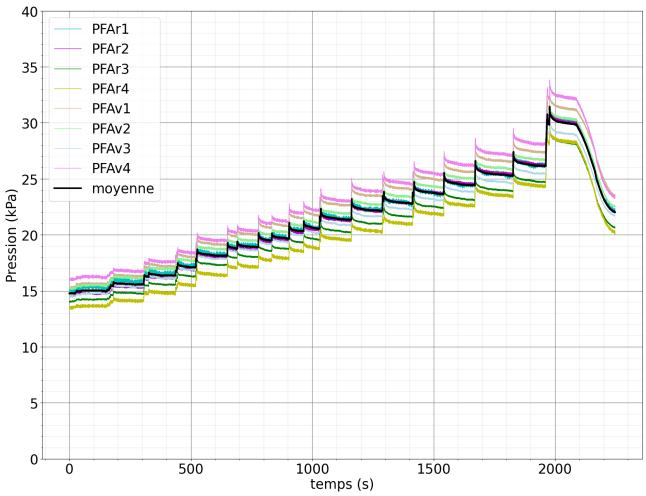
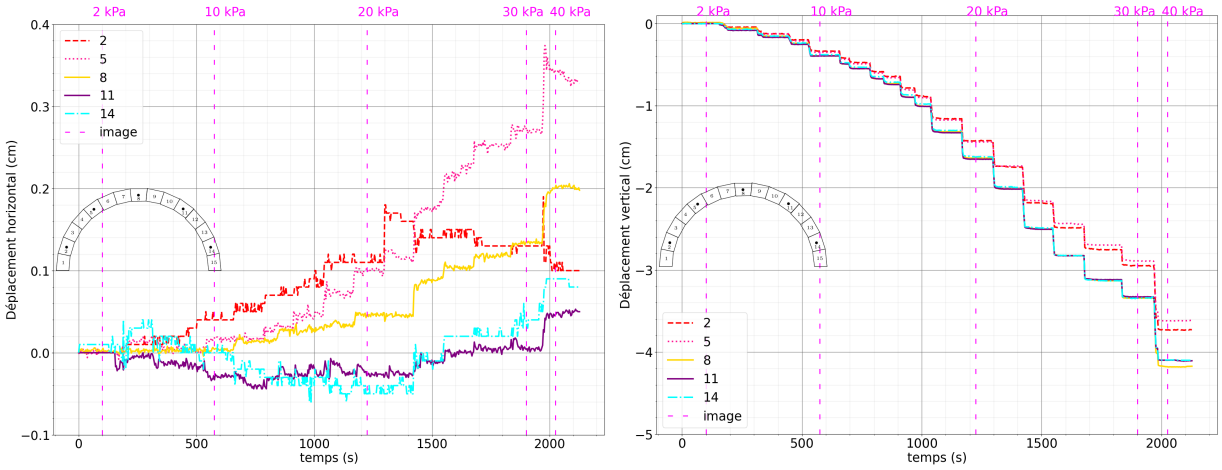


FIGURE E.1 – Données brutes des capteurs de chargement en fond de boite pour l'essai 01_04_R*_GG.



(a) (b)

FIGURE E.2 – Déplacements horizontal (a) et vertical (b) en fonction du temps des voussoirs marqués sous Tracker pour l'essai 01_04_ R*_ GG.

E.2 Essai surfacique réparti 01_01_R_NG

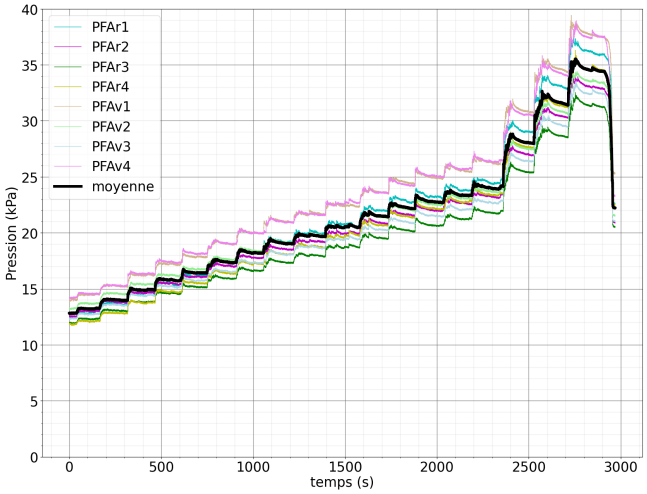


FIGURE E.3 – Données brutes des capteurs de chargement en fond de boite pour l'essai réparti avec fibre optique 01_01_R_NG.

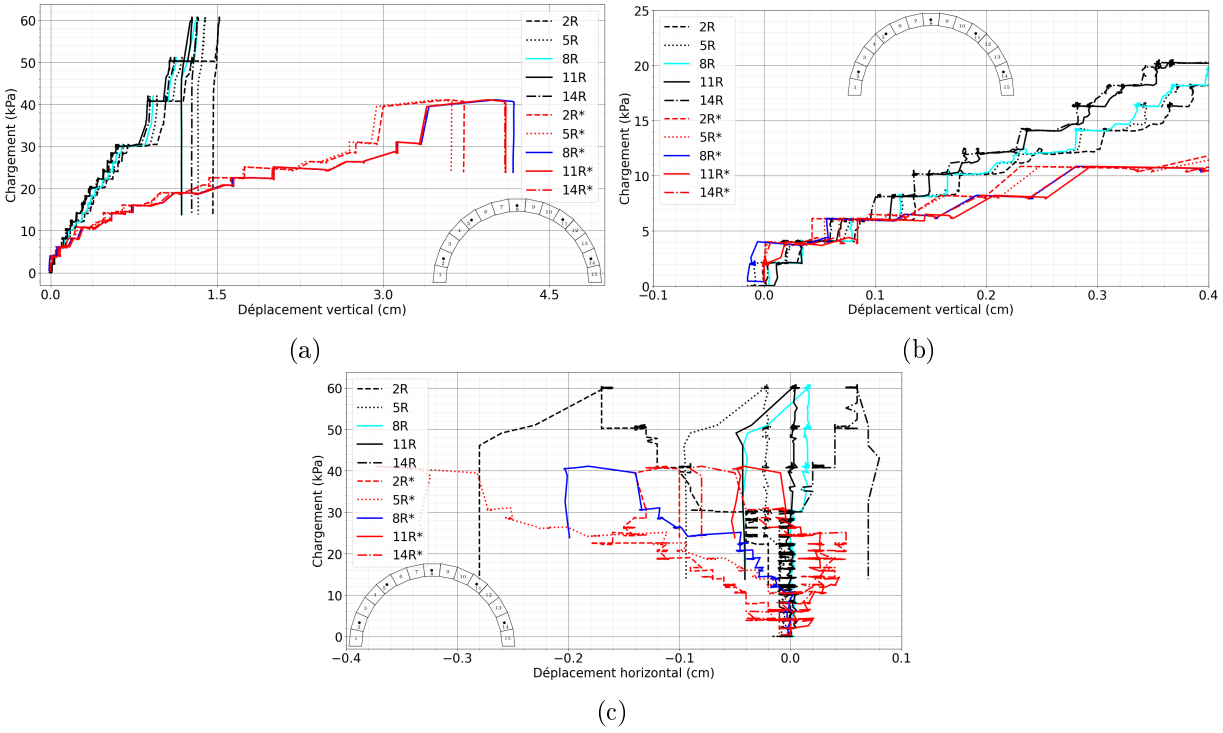


FIGURE E.4 – Déplacements vertical (a,b) et horizontal (c) en fonction du chargement des voussoirs marqués sous Tracker pour les essais 01_01_ R_NG et 01_04_R*_GG.

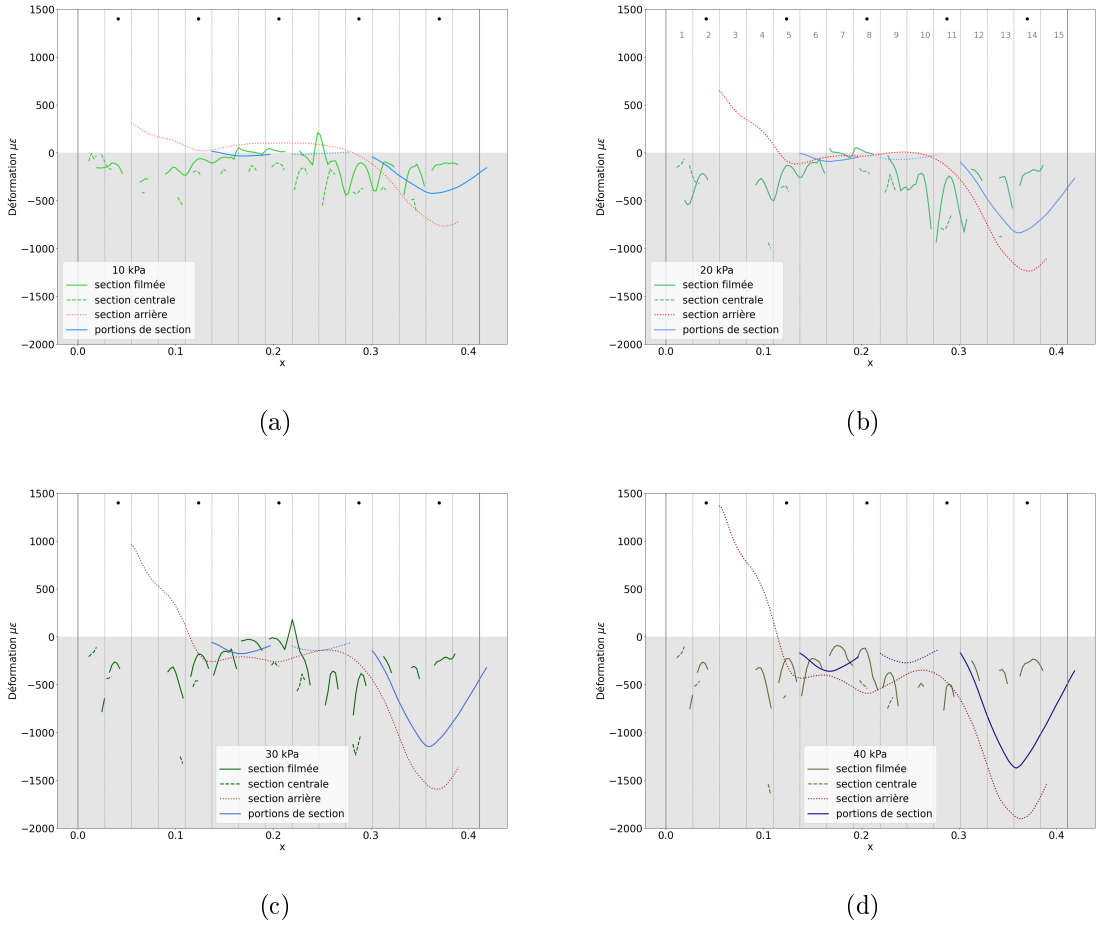


FIGURE E.5 – Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_01_ R_NG pour les paliers de chargements 10 kPa (a), 20 kPa (b), 30 kN (c) et 40 kPa (d).

E.3 Essai linéiques excentrés 01_02_E_NG et 01_03_E_GG

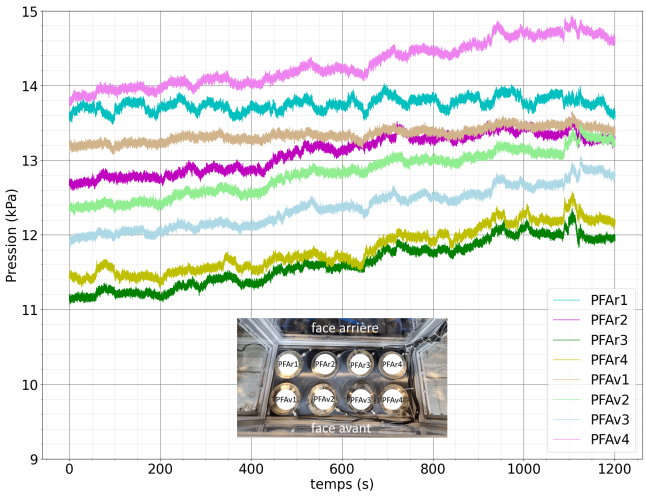


FIGURE E.6 – Données brutes des capteurs de chargement en fond de boite pour les essais excentrés avec fibre optique 01_02_E_NG.

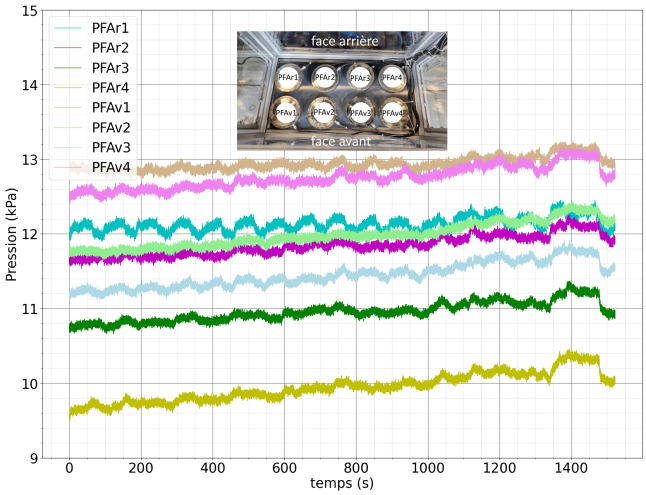
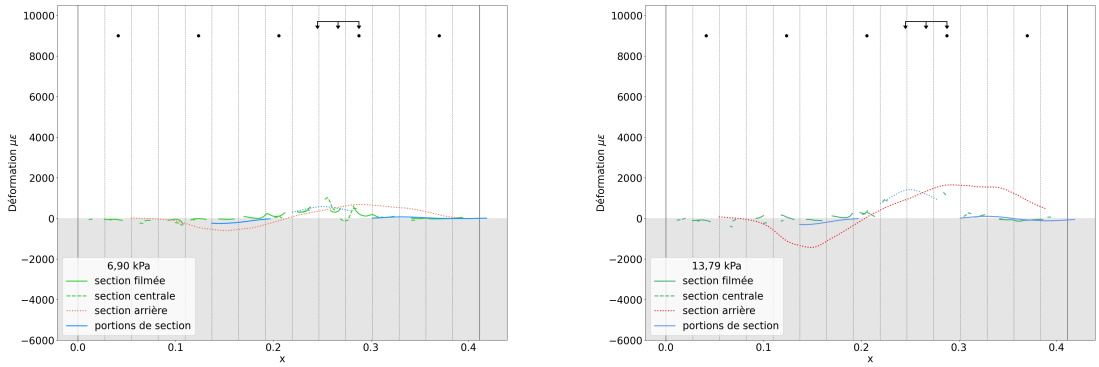
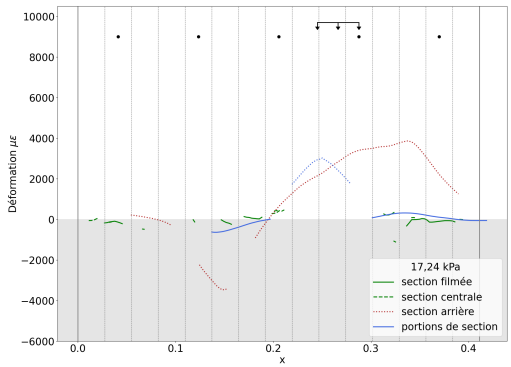


FIGURE E.7 – Données brutes des capteurs de chargement en fond de boite pour les essais excentrés avec fibre optique 01_03_E_GG.

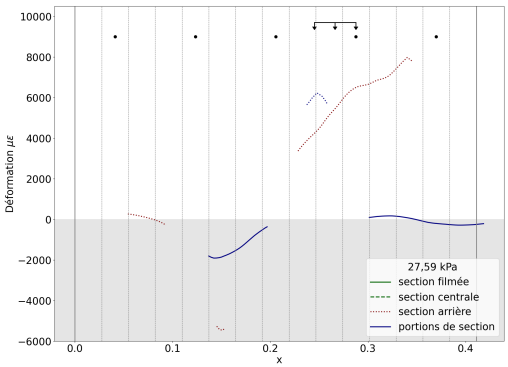


(a)

(b)

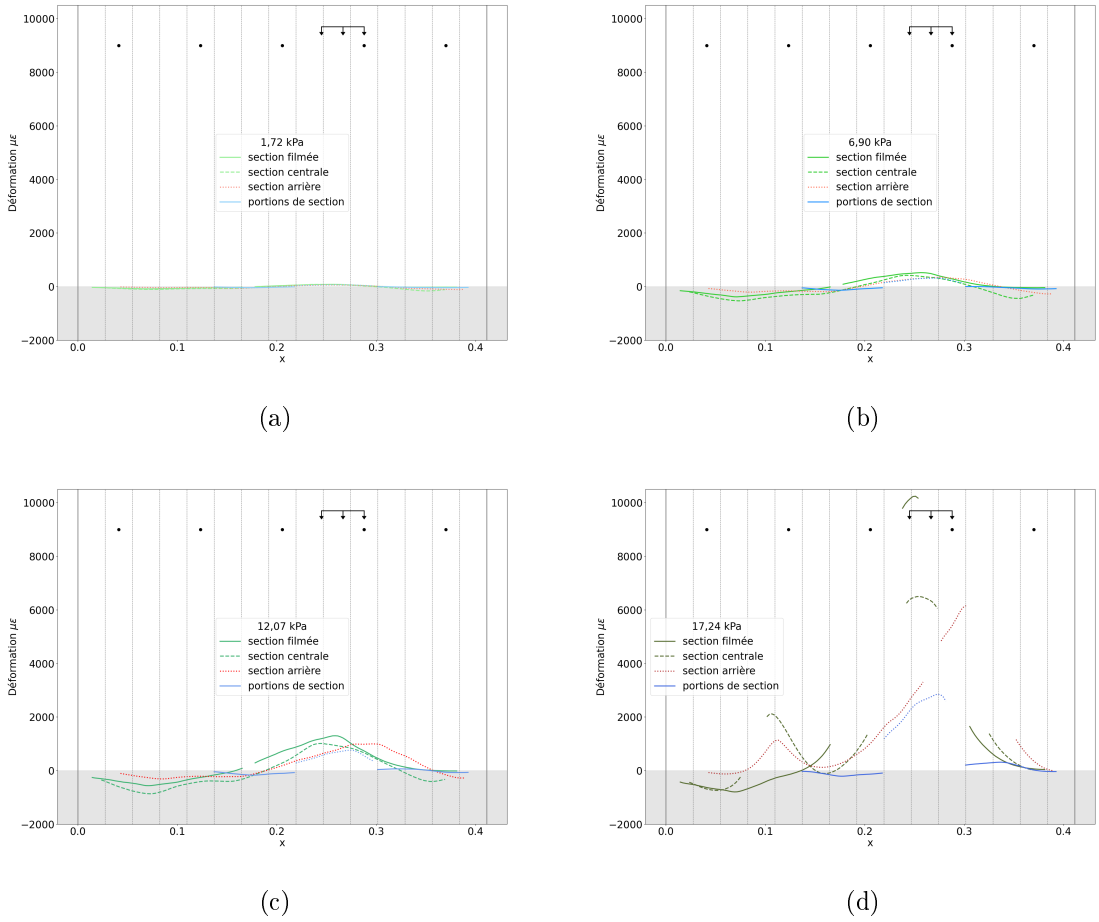


(c)



(d)

FIGURE E.8 – Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_02_E_NG pour les paliers de chargements 6,90 kPa (a), 13,79 kPa (b), 17,24 kPa (c) et 27,59 kPa (d).



(a) (b)

(c) (d)

FIGURE E.9 – Superposition des courbes de déformation ($\mu\varepsilon$) en fonction de la localisation des jauges de la fibre lors de l'essai 01_03_E_GG pour les paliers de chargements $1,72$ kPa (a), $6,90$ kPa (b), $12,07$ kPa (c) et $17,24$ kPa (d).